

COMMITTENTE

MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA /DNA

DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

UFFICIO GENERALE DISMISSIONI IMMOBILI

Piazza Della Marina 4
00196 Roma - Italia
tel. +39 06.36806173

CAPOGRUPPO - INGEGNERIA STRUTTURALE - COORDINAMENTO GENERALE



ingegneria

Via Belvedere 8/10
30035 Mirano
Venezia - Italia
www.fm-ingegneria.com

Tel. +39 041.5785711
Fax +39 041.4355933
fm@fm-ingegneria.com

ARCHITETTURA

VITTORIO GRASSI architetto

via Cenisio 73 - 20154 Milano
tel. +39 02.40706397 - fax. +39 02.40706398
info@vgrassi.it www.vgrassi.it

ARCHITETTO

Arch. Marco Aloisini

Via Felicità Morandi 9 - 20127 Milano (MI)
tel. +39 02.40706397 maloisini@vgrassi.it

INGEGNERIA IMPIANTISTICA



DIVISIONE IMPIANTI

Via Belvedere 8/10
30035 Mirano
Venezia - Italia
www.fm-ingegneria.com

Tel. +39 041.5785711
Fax +39 041.4355933
divisioneimpianti@fm-ingegneria.com

PROGETTO

Realizzazione di un nuovo complesso edilizio ad uso residenziale di n. 720 appartamenti su di un'area del comprensorio nell'area demaniale dell'ex poligono monumentale in località CECCHIGNOLA - ROMA

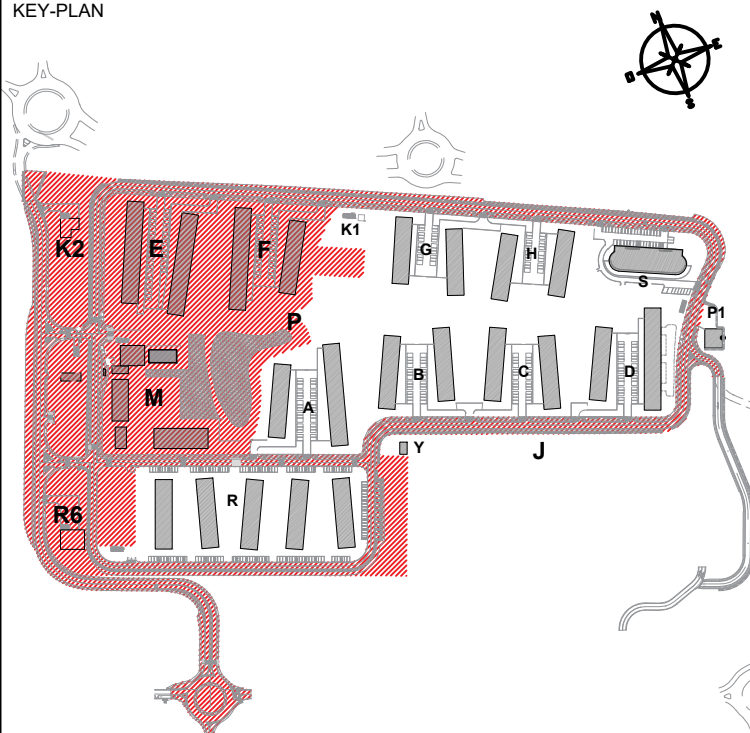
LOTTO D'APPALTO n.1 - Lavori di urbanizzazione primaria e di costruzione di n. 150 alloggi AST

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO - L1

Moduli M - E - F - J - P (parziale) - K2 - R6

KEY-PLAN



TITOLO

Relazione idraulica e
Studio di compatibilità idraulica

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a					
b					
c					
d					
e					
f					
g					
h					
i					

ELABORATO N.

CMC_ER_REL_001_L1

DATA: 17/07/2019	SCALA: -	FILE: 1243_CMC_ER_REL_001_L1.pdf	J.N. 1243
PROGETTO L. DE BENETTI	DISEGNO L. DE BENETTI	VERIFICA G. LENARDUZZI	APPROVAZIONE A. BONAVENTURA

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. RETI FOGNARIE ESISTENTI	6
4. DATI PLUVIOMETRICI	6
5. RETE ACQUE METEORICHE DI PROGETTO.....	11
5.1. Acque di piattaforma.....	16
5.1.1. Impianti di trattamento della "prima pioggia"	17
5.1.2. Verifica collettori stradali	17
5.1.2.1. CADITOIE STRADALI	21
5.1.3. Bacini plastici di dispersione	21
5.1.3.1. PRESCRIZIONI PARTICOLARI	22
5.1.3.2. DIMENSIONAMENTO BACINI DI DISPERSIONE	23
5.2. Acque superficiali.....	25
6. RETE ACQUE NERE DI PROGETTO	26
6.1. Collettore finale.....	26
6.2. Stazione di sollevamento Y	29
6.3. Nota acque nere	29
7. STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	30
7.1. Rischio idraulico.....	30
7.2. Invarianza idraulica	32
7.2.1. Classificazione degli interventi	32
7.2.2. Verifica dell'invarianza	33
7.2.3. Conclusioni	38
8. SOTTOSERVIZI VARI	39

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica descrive le opere di fognatura acque meteoriche e nere relative al progetto esecutivo di urbanizzazione del nuovo Complesso Residenziale su di un'area del comprensorio militare a Cecchignola (Roma).

La relazione è comprensiva dello **Studio di compatibilità idraulica** dell'intervento secondo art.1 comma 2 delle Norme tecniche di attuazione del Piano di Bacino del Fiume Tevere (Piano stralcio PS5, Autorità di Bacino del F. Tevere - dicembre 2014).

Il progetto strutturale e di infrastrutturazione è stato redatto dallo studio F&M Ingegneria, quello architettonico dall'arch. Vittorio Grassi, il progetto degli impianti dallo studio Buro Happold.

I blocchi di unità abitative sono così suddivisi:

- Moduli residenziali AST, ovvero A, B, C, D, E, F, G e H
- Moduli residenziali APP, ovvero R1, R2, R3, R4, R5

Secondariamente, i moduli adibiti ad attività commerciali/di servizio e aree comuni/esterne, quali:

- Moduli commerciali M, ovvero M1, M2, M3, M4
- Modulo asilo S
- P parco

Negli spazi Sitewide, ovvero aree comuni generali quali le aree esterne, sono previsti i vari energy centres.

Le figure seguenti riportano la vista aerea dell'area oggetto di intervento e la sovrapposizione schematica del progetto.



Figura 1 Ortofoto dell'area oggetto di intervento



Figura 2 Sovrapposizione dell'intervento di viabilità di progetto su ortofoto dell'area

Si prevede la realizzazione dell'intero intervento per stralci funzionali, in particolare si inizierà con la realizzazione del Lotto 1, il cui limite è rappresentato in Figura 3 e comprensivo dei Moduli: M-E-F-J-P(parziale)-K2-R6. Nel Lotto 1 le opere fognarie saranno realizzate interamente per tutta l'area, in quanto da realizzare con collettori sotto la strada.



Figura 3 Key-plan e Planimetria generale di progetto con individuazione del limite di Lotto 1

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto delle reti di fognatura e lo studio di compatibilità idraulica sono stati redatti in conformità alle seguenti normative:

- Circ. Min. LL. PP. n. 11633/74
- Piano di Tutela delle Acque – Regione Lazio (PTAR)
- Piano di Bacino del Fiume Tevere – Progetto di aggiornamento e di II aggiornamento del Piano di bacino stralcio per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce-PS5, Norme tecniche di attuazione, dicembre 2014 – Autorità di Bacino del Fiume Tevere (PB-NTA)
- D. Lgs. n. 152/2006
- D. Lgs. n. 4/2008
- Specifiche Norme UNI sugli impianti di captazione e trattamento delle acque meteoriche

3. RETI FOGNARIE ESISTENTI

Le fognature presenti nell'intorno dell'area del nuovo complesso residenziale sono costituite essenzialmente da un collettore di acque miste lungo via Kobler.

Tale collettore, avente deflusso verso ovest, secondo quanto concordato con ACEA, potrà essere utilizzato quale recapito delle acque reflue di tipo domestico del complesso residenziale di progetto e per lo svuotamento degli impianti di trattamento delle acque di "prima pioggia" derivanti dalle aree carrabili (strade e parcheggi edifici) e delle fasce marciapiede-pista ciclabile.

4. DATI PLUVIOMETRICI

Al fine di ottenere delle Linee segnalatrici di pioggia (LSPP) attendibili per l'area di progetto (Roma EUR e dintorni), sono state considerate le registrazioni degli eventi estremi di breve durata 10-15-30 minuti, riportati negli annali pluviometrici di più stazioni di registrazione, sempre nell'area di Roma (Bacino Tevere XV), cioè EUR ACEA, EUR Abbazia Tre Fontane, Flaminio, Monte Mario, Collegio Romano, per gli anni dal 1951 al 2002 (vedere figura e tabella seguenti).

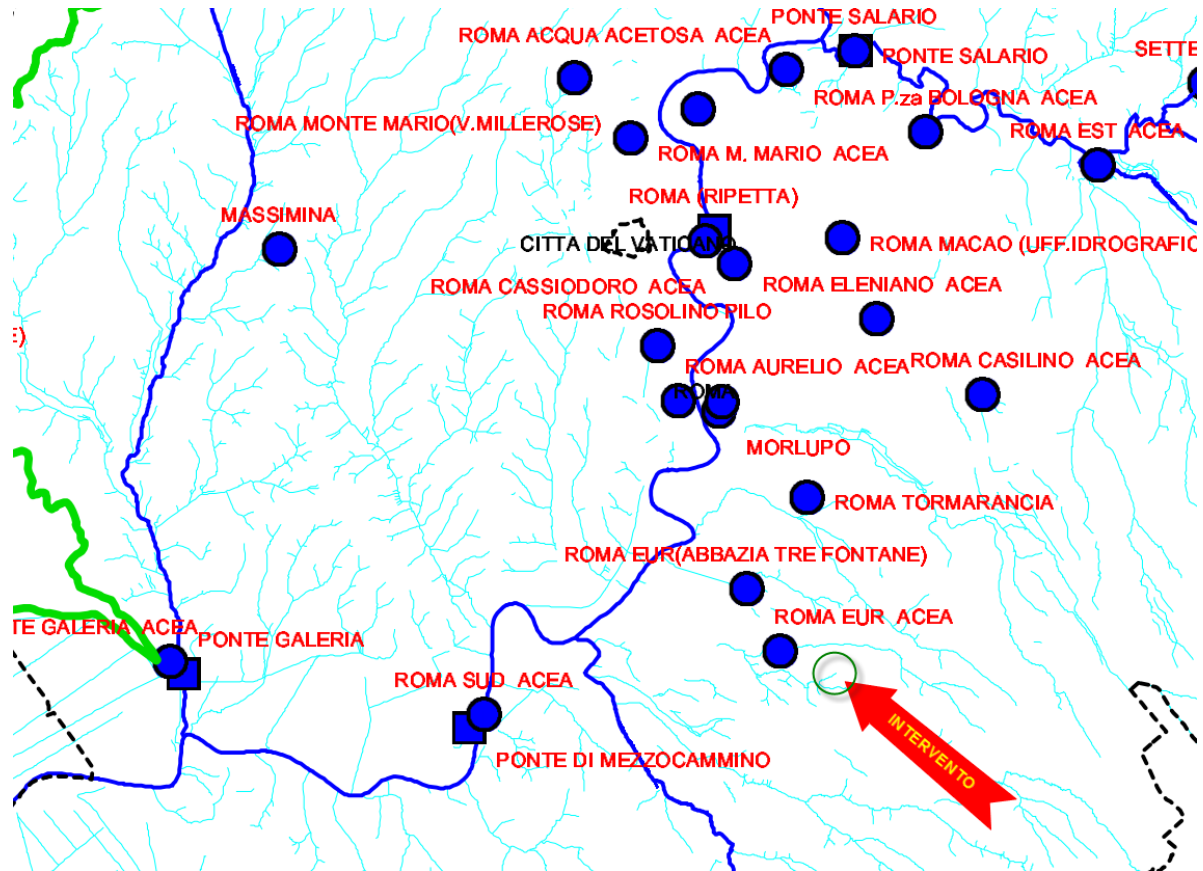


Figura 4 – Localizzazione stazioni pluviografiche da "Carta della rete idropluviometrica in telemisura"-Autorità di Bacino del F. Tevere

ANNO	STAZIONE	h max pioggia (mm)		
		DURATA (minuti)		
		10	15	30
1951	EUR (Abb. Tre Fontane)			15,2
1952	EUR (Abb. Tre Fontane)			34,2
1953	-			
1954	EUR (Abb. Tre Fontane)			
1955	-			
1956	Flaminio			10,2
1957	-			
1958	EUR (Abb. Tre Fontane)			42,6
1959	EUR (Abb. Tre Fontane)			13,0
1960	Flaminio			27,8
1961	Flaminio			
1962	Flaminio			35,0
1963	Collegio Romano		16,5	
1964	EUR (Abb. Tre Fontane)		17,2	
1965	Flaminio	10,0		19,4
1966	EUR (Abb. Tre Fontane)			
1967	EUR (Abb. Tre Fontane)	11,0		
1968	EUR (Abb. Tre Fontane)			33,8
1969	EUR (Abb. Tre Fontane)		13,4	
1970	-			
1971	EUR (Abb. Tre Fontane)			12,2
1972	-			
1973	-			
1974	EUR (Abb. Tre Fontane)			10,6
1975	Collegio Romano			15,4
1976	Collegio Romano		10,4	12,6
1977	EUR (Abb. Tre Fontane)	20,0		37,0
1978	Flaminio			26,6
1979	-			
1980	Flaminio			24,8
1981	Flaminio	34,2		11,2
1982	-			
1983	Monte Mario			32,8
1984	Flaminio			24,0
1985	Monte Mario			11,0
1986	EUR (Abb. Tre Fontane)			31,0
1987	EUR (Abb. Tre Fontane)			29,0
1988	Monte Mario		25,0	36,8
1989	Flaminio		23,0	38,4
1990	-			
1991	-			
1992	Monte Mario	11,0		19,8
1993	EUR (Abb. Tre Fontane)		35,8	38,8
1994	Flaminio	14,8	21,8	39,2
1995	EUR ACEA	10,2	15,6	22,4
1996	EUR ACEA	18,2	21,2	26,0
1997	EUR ACEA	14,4	18,2	31,2
1998	EUR ACEA	10,6	14,6	18,6
1999	-			
2000	EUR (Abb. Tre Fontane)	10,8	12,6	16,4
2001	EUR ACEA	15,2	22,8	38,2
2002	EUR (Abb. Tre Fontane)	12,4	15,8	23,6

L'analisi statistica di tali eventi estremi, utilizzando la metodologia di Gumbel, consente di scrivere l'equazione di possibilità pluviometrica in forma logaritmica:

$$\log h = \log a + n \log t$$

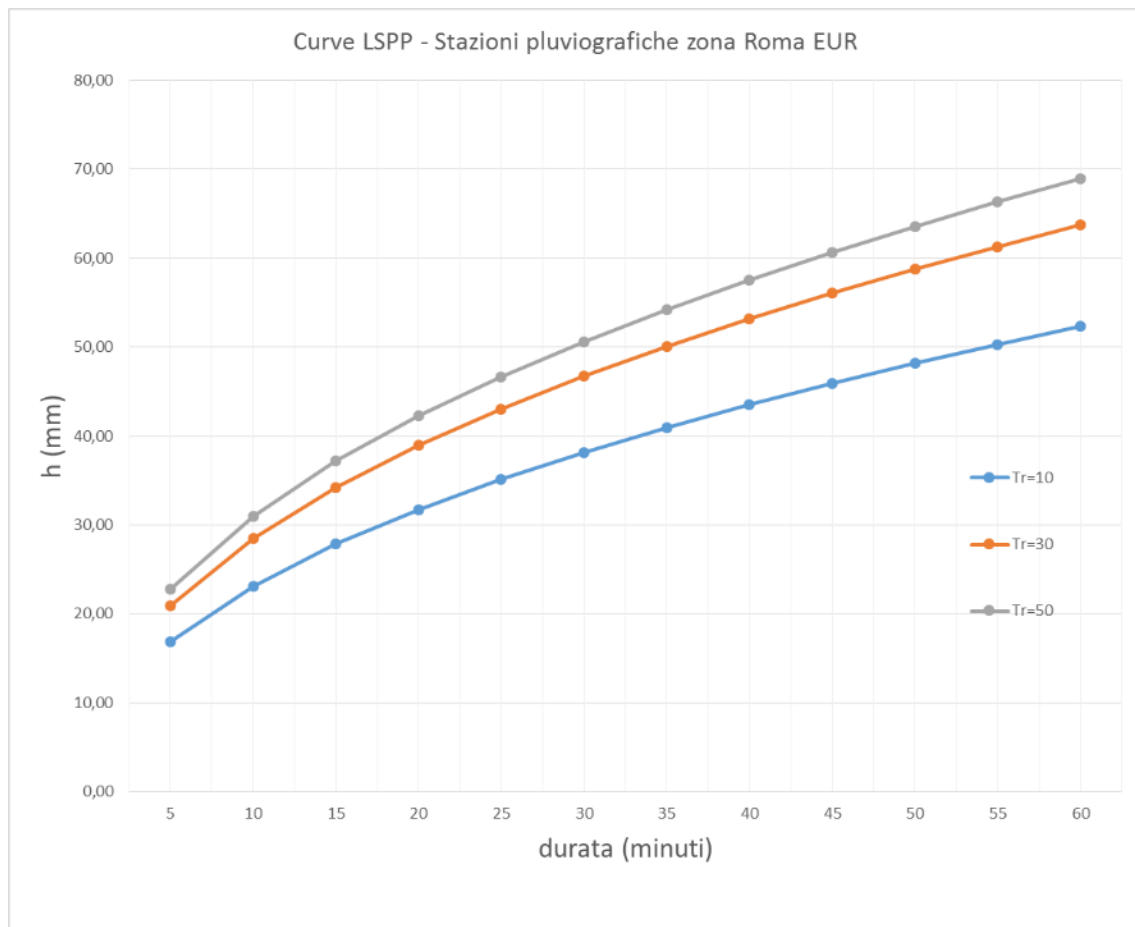
rappresentata nel piano logaritmico da una retta avente coefficiente angolare n ed intercetta all'origine $\log a$.

Si ottengono le seguenti curve LSPP a 2 parametri del tipo $h=a*t^n$, per vari tempi di ritorno Tr :

$$Tr=10 \text{ anni: } h=52.360 * t^{0.4561}$$

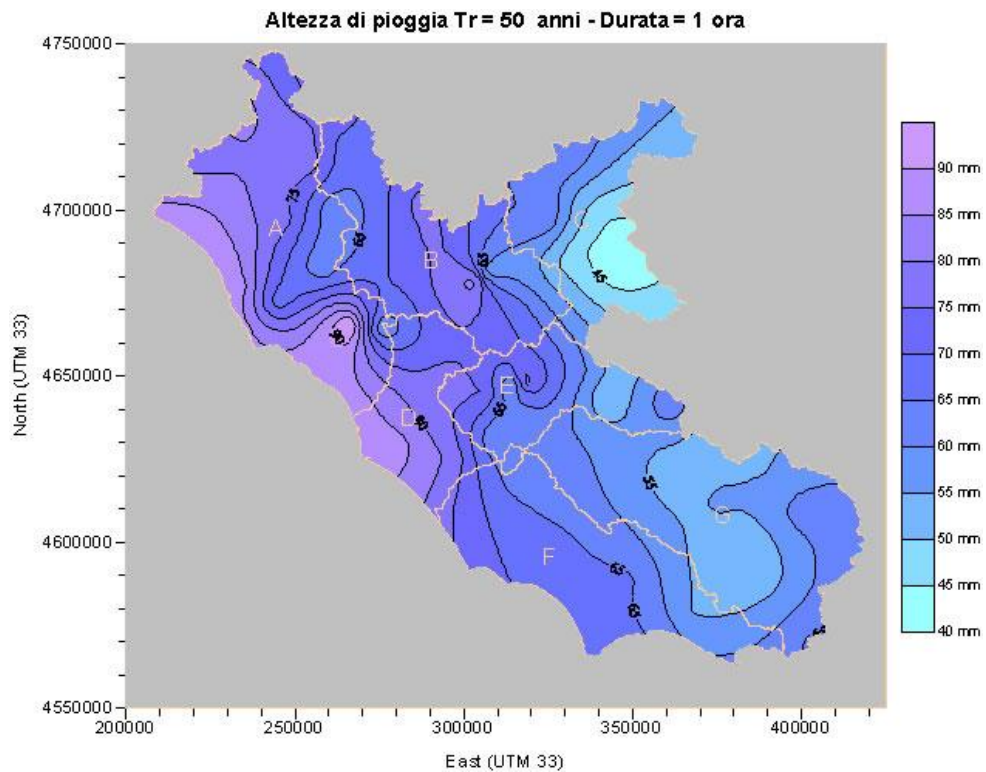
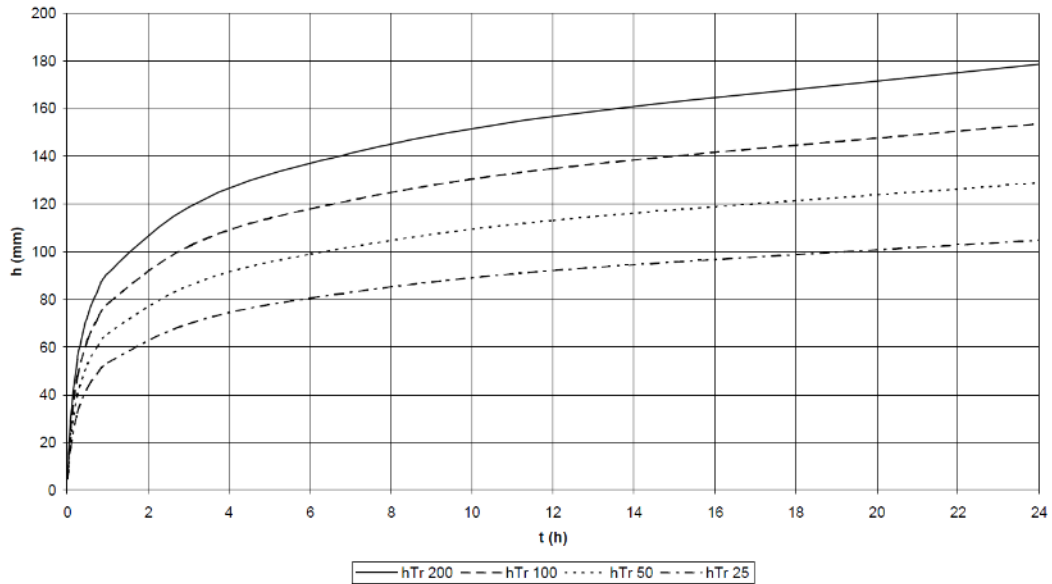
$$Tr=30 \text{ anni: } h=63.768 * t^{0.4489}$$

$$Tr=50 \text{ anni: } h=68.976 * t^{0.4464}$$



Per completezza, per le piogge di durata superiore all'ora, si riportano di seguito le curve di possibilità pluviometrica VAPI per l'Italia Centrale, dedotte dall'analisi degli annali pluviometrici e la mappa regionale delle piogge intense di durata 1 ora con tempo di ritorno 50 anni. Si noti come i valori inferiori all'ora siano confrontabili con quelli desunti dalle curve LSPP ricavate per l'area di Roma EUR, in particolare per $t=1$ ora e $Tr=50$ anni, si ha circa $h=70$ mm.

**CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA
APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA VAPI ALLA SOTTOREGIONE OMOGENEA Af DELL'ITALIA
CENTRALE**



5. RETE ACQUE METEORICHE DI PROGETTO

Il progetto di infrastrutturazione dell'area residenziale prevede una viabilità interna con due accessi ed una strada di collegamento sul lato ovest ed un'uscita ad est con una strada di collegamento verso via dei Bersaglieri. A livello generale, le acque meteoriche raccolte dalla piattaforma stradale, dai parcheggi scoperti (lato strada e di pertinenza degli edifici) e dalla fascia marciapiede+pista ciclabile (ove presenti, con pendenza 1% verso strada) saranno condotte a delle vasche di trattamento della "prima pioggia" (sedimentazione e disoleazione), dotate di pozzetto scolmatore con funzione di by-pass della "seconda pioggia" verso dei bacini disperdenti costituiti da elementi plastici, che si prevedono all'interno di aree verdi/parcheggi del complesso residenziale (vedi Figura 5).

Le acque dalle aree perimetrali e dalle scarpate dei rilevati stradali invece vengono raccolte con dei fossetti di guardia al piede, aventi fondo disperdente in ghiaia.

Le acque dalle aree verdi e dai vialetti ciclopeditoni del parco vengono invece lasciate a dispersione sulle aree verdi stesse, con parte di scorrimento superficiale verso il laghetto centrale.

Le acque meteoriche provenienti dalle coperture degli edifici vengono recuperate verso un laghetto impermeabilizzato e rinverdito, da realizzare al centro del complesso residenziale, per utilizzi irrigazione e WC degli edifici. Il laghetto avrà un livello d'acqua minimo di 70 cm, con i sovrastanti 30 cm sui quali si gestirà l'utilizzo ad irrigazione (con pompe da pozzi di emungimento, vedere elaborati impiantistici), i 100 cm superiori saranno invece disponibili, anche se non sempre completamente, come volume d'invaso per le acque di pioggia (da +52.30 a +53.30), fino al livello di sfioro con "troppo pieno" verso un bacino di dispersione dedicato.

Le acque "grigie" dagli edifici vengono anch'esse recuperate, dopo opportuno trattamento (vedere progetto impiantistico).

L'esigenza di disperdere le acque meteoriche di "seconda pioggia" è legata alle richieste dell'ente gestore del servizio fognario (ACEA), il quale permette il recapito nel collettore esistente in via Kobler unicamente delle acque di "prima pioggia", dopo loro trattamento.



Figura 5 Planimetria generale fognature di progetto con posizione schematica impianti prima pioggia



Figura 6 Schema generale suddivisione bacini di contribuzione e bacini di dispersione acque meteoriche

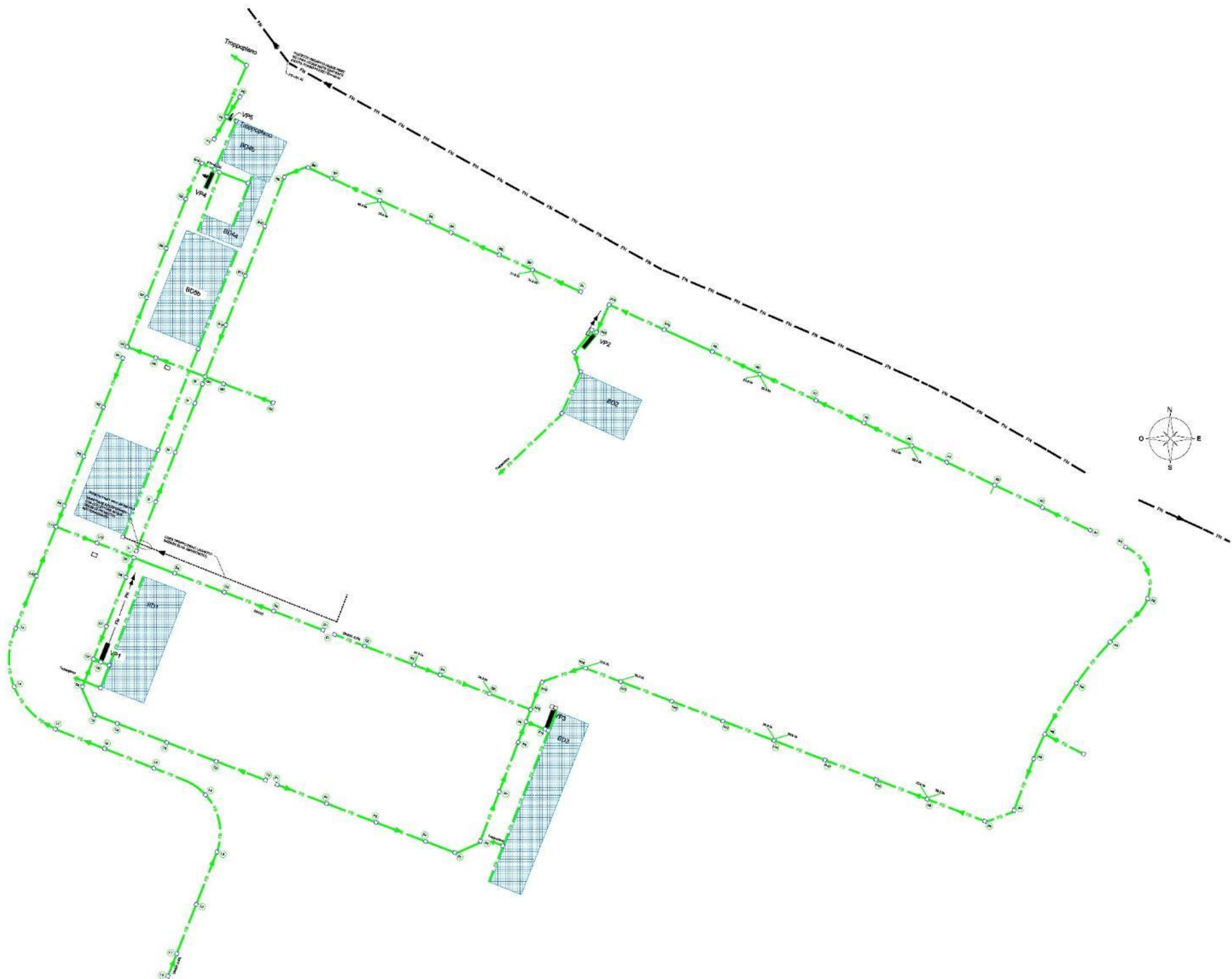


Figura 7 Schema della rete di fognatura bianca di progetto

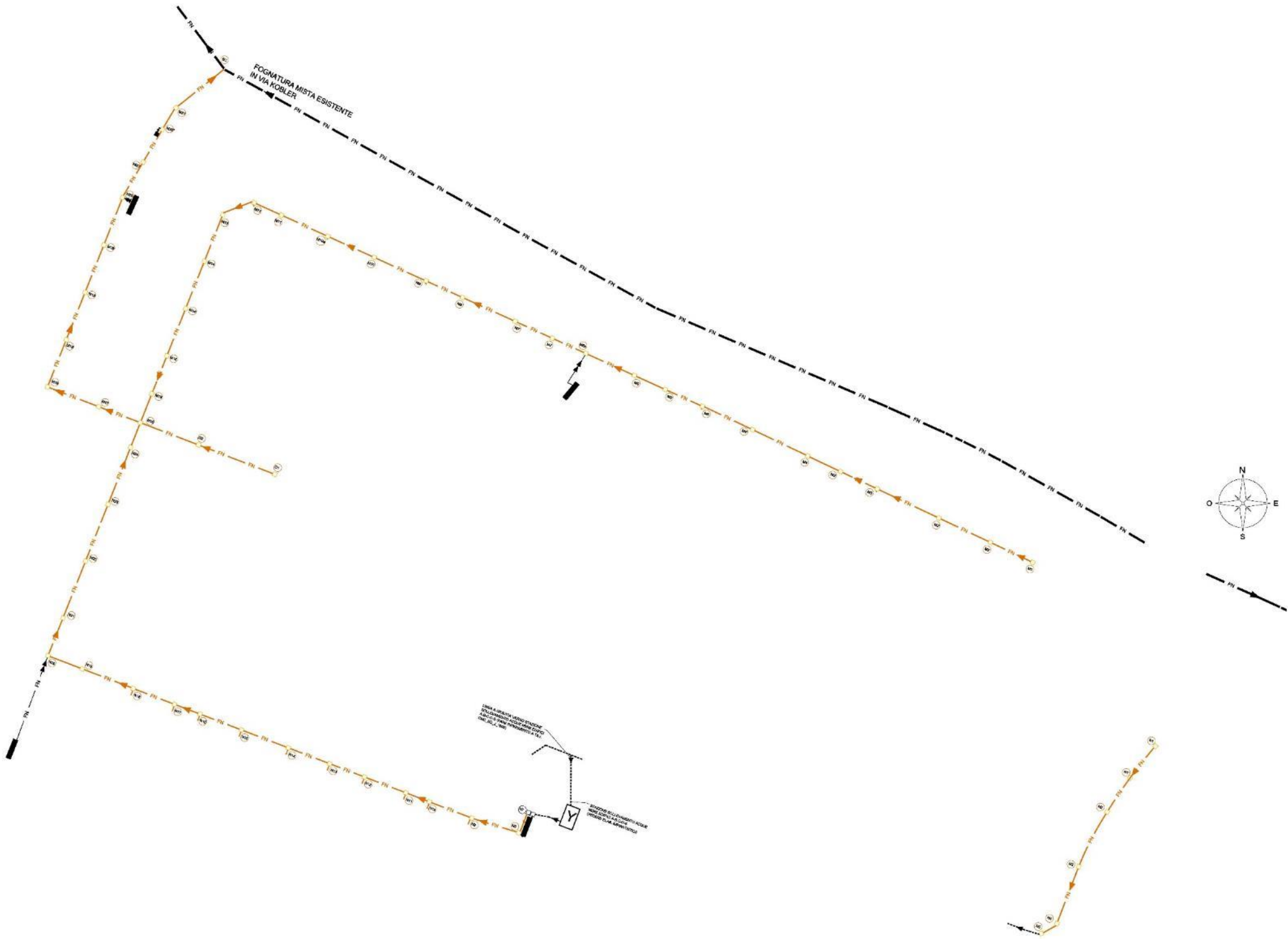


Figura 8 Schema della rete di fognatura nera di progetto

5.1. Acque di piattaforma

Le acque meteoriche vengono raccolte dalle superfici stradali tramite delle caditoie sifonate, con griglia in ghisa cl. C250, ubicate sulle banchine laterali e collettate tramite pozzetti prefabbricati in cls ad interasse massimo 35 m e tubazioni in PVC SN8 verso i sistemi di trattamento di "prima pioggia" (vedi Figura 9 e Figura 10).

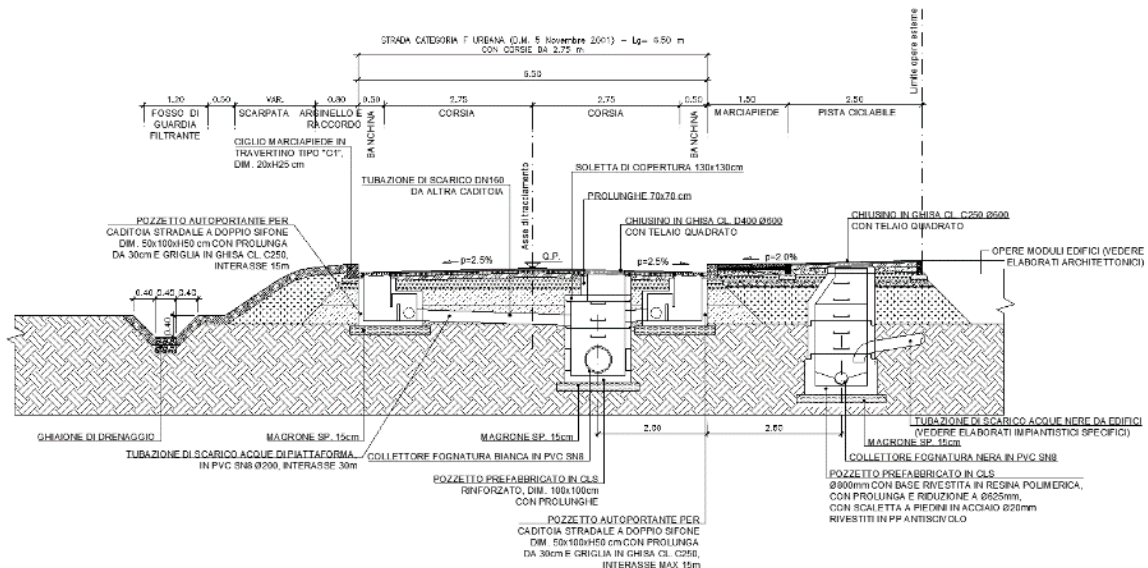


Figura 9 Sezione schematica stradale con reti di fognatura di progetto

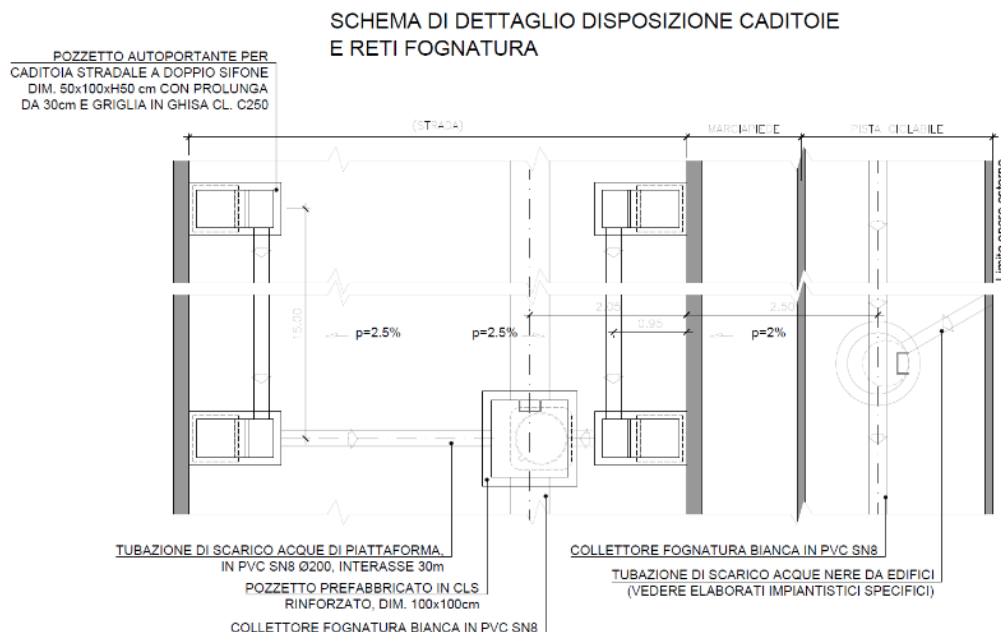


Figura 10 Pianta schematica rete di fognatura stradale

5.1.1. Impianti di trattamento della "prima pioggia"

Raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia sono disciplinati dal D.lgs. 152/2006 comma 3 dell'articolo 113, dall'art. 24 delle Norme di Attuazione del PTAR e dal DCR 42/2007.

Secondo tali normative "sono considerate acque di prima pioggia le prime acque meteoriche di dilavamento relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto, per un'altezza di 5 mm di precipitazione uniformemente distribuita.

Le superfici del sito interessate dalla valutazione dei volumi idrici da trattare sono quelle destinate a parcheggi e viabilità oltre che marciapiedi e pista ciclabile.

Le linee di acque meteoriche stradali di progetto portano a 5 impianti di trattamento: VP1,VP2,VP3,VP4,VP5, per i cui dettagli si rimanda all'elaborato impianti meccanici CMC_EM_J_5000.

Lo svuotamento di ciascuna vasca di prima pioggia avviene con pompa di sollevamento verso la linea di fognatura nera di progetto.

5.1.2. Verifica collettori stradali

Per le verifiche idrauliche delle reti di raccolta delle acque meteoriche, si procederà al calcolo delle portate di punta utilizzando il metodo razionale, il quale risulta essere di affidabile e diffuso utilizzo nella pratica professionale.

In tale metodo si ipotizza che la portata massima di pioggia che si realizza nella sezione di chiusura di un bacino avvenga in corrispondenza di una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso, ovvero il tempo necessario perché la particella d'acqua più lontana dalla sezione di chiusura considerata arrivi alla sezione stessa per contribuire alla formazione della piena.

La portata di picco si calcola in corrispondenza di $t=t_c$ con la seguente espressione (dopo aver determinato il coefficiente di deflusso medio φ della superficie scolante):

$$Q_m = \varphi * h * S / (3600 * t_c)$$

con Q_m [l/s], h [mm], S [m²], t_c [ore],

Le correzioni ai parametri a , n delle curve LSPP per tener conto delle dimensioni del bacino afferente, nei casi in progetto ha effetto trascurabile sul calcolo dell'altezza di pioggia di progetto h , per cui si utilizzeranno le LSPP riportate in precedenza.

Per il calcolo del tempo t_c è possibile utilizzare le seguenti formule valide per bacini di dimensioni comparabili con quelle dell'area in studio:

$$t_c = 0.066 * L^{0.77} / i^{0.385} \quad [\text{Kirpich}]$$

$$t_c = 0.055 \cdot L / i^{0.5} \quad [\text{Pezzoli}]$$

in cui:

t_c è espresso in ore;

L: lunghezza asta principale in km;

i: pendenza media dell'asta principale

Nel caso dei sottobacini considerati per la sezione di ingresso a ciascun impianto di "prima pioggia", in cui si ha mediamente $L=0.4$ km e $i=0.005$, dalla media dei valori che si ottengono dalle due formule citate, si ottiene un tempo di 0.28 ore=17 minuti.

In realtà tale valore corrisponde allo scorrimento all'interno della rete di condotte, per cui a tale valore andrà aggiunto il tempo t_a di accesso alla rete (percorso dal punto di caduta della goccia d'acqua fino alla rete di caditoie), valutabile in circa 3 minuti, per cui nel calcolo della portata in arrivo agli impianti di trattamento e anche ai sistemi di dispersione utilizzeremo:

$t_c=20$ minuti

Per i collettori minori della rete, si assumeranno in maniera discretizzata:

- tempi di corrivazione $t_c=10$ e 15 minuti a seconda delle dimensioni del bacino di raccolta a monte (i valori di portata che così si ottengono sono assolutamente compatibili con i valori che si otterrebbero utilizzando le formule di Kirpich e Pezzoli);
- coefficiente di deflusso cautelativamente pari a 0.9 (si considerano come impermeabili anche le superfici dei parcheggi degli edifici).

Viste le dimensioni dei bacini interessati (5000-10000 mq) e le caratteristiche della rete di scolo esistente, in accordo con la committenza e secondo indicazioni di ACEA è ragionevole effettuare un dimensionamento della rete di collettamento per l'evento avente un tempo di ritorno **$T_r=30$ anni**; la corrispondente curva pluviometrica è:

$$h=63.768 \cdot t^{0.4489}$$

L'intensità corrispondente al tempo di corrivazione 20 minuti è:

$$j=[63.768 \cdot (20/60)^{0.4489-1}]=116.83 \text{ mm/h}=0.0325 \text{ l/s,mq}$$

Per le tubazioni secondarie di scarico dalle caditoie si assume un tempo di corrivazione più breve, che può essere assunto pari a 5 minuti, l'intensità corrispondente è:

$$j=[63.768 \cdot (5/60)^{0.4489-1}]=250.81 \text{ mm/h}=0.0697 \text{ l/s,mq}$$

Per il dimensionamento dei collettori di scarico interrati si utilizza la relazione a moto uniforme di Gauckler-Strickler:

$$Q = A \cdot k_s \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Determinata la portata relativa alla sezione di calcolo della generica condotta, sempre assumendo un tempo di ritorno per l'intensità di pioggia, e fissato un coefficiente di scabrezza prudenziale $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (per tubi in PVC), il dimensionamento dei collettori sub-orizzontali di scarico si è svolto cercando la tubazione circolare in grado di trasportare la portata scolante con una velocità $v=1 \text{ m/s}$ ed un grado di riempimento Gr (%) sul valore ottimale di 80%, ponendo come limite superiore il valore 85%.

La velocità dovrà infatti di regola essere non inferiore a 0.5 m/s (per evitare eventuali depositi di materiale) e non superiore a 4 m/s (per evitare problemi di abrasione al fondo).

Più correttamente il limite inferiore della velocità dovrà essere tale da garantire uno sforzo tangenziale sul fondo almeno pari a $\tau = 0.20 \text{ kg/m}^2$.

Si riporta qui di seguito la tabella di verifica dei vari tratti di collettore stradale (vedere schema tronchi in Figura 7).

Tabella 1 – Verifica idraulica dei collettori acque meteoriche (Tr=30 anni)

Tratto di fognatura	A1-VP2			B1-G4			C1-C7	D1-D5	E1-H16	F1-F9		G2-G4	H1-F9				I1-G4	G4-G10	L1-L11				R1-L11	L11-D5	D5-C8		P1-P3
Sezione di verifica monte del nodo:	A4	A6	A12	B6	B9	G4	C7	D5	H16	F6	F9	G4	H4	H11	H13	H16	G4	G10	L1	L7	L10	L11	L11	D5	C7	C8	P3
A (mq)	2039	3499	6174	2468	4179	5439	2369	2583	2638	1241	2137	420	1577	5186	7116	8806	1229	8590	1285	3131	4157	4470	1021	5992	8971	11340	507
ϕ	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
τc (min)	10,00	15,00	20,00	10,00	10,00	15,00	10,00	10,00	10,00	10,00	15,00	5,00	10,00	15,00	15,00	20,00	10,00	20,00	5,00	10,00	15,00	15,00	20,00	20,00	20,00	20,00	5,00
h (mm)	28,5	34,2	38,9	28,5	28,5	34,2	28,5	28,5	28,5	28,5	34,2	20,9	28,5	34,2	34,2	38,9	28,5	38,9	20,9	28,5	34,2	34,2	38,9	38,9	38,9	38,9	20,9
j (l/s,mq)	0,0475	0,0380	0,0325	0,0475	0,0475	0,0380	0,0475	0,0475	0,0475	0,0475	0,0380	0,0697	0,0475	0,0380	0,0380	0,0325	0,0475	0,0325	0,0697	0,0475	0,0380	0,0380	0,0325	0,0325	0,0325	0,0325	0,0697
Q (l/s)	87,24	119,74	180,32	105,59	178,84	186,15	101,38	110,54	112,89	53,11	73,14	26,33	67,49	177,49	243,54	257,20	52,59	250,89	80,57	133,99	142,27	152,98	29,82	175,01	262,01	331,21	31,79
Tubazione in PVC di progetto	DN 400	DN 400	DN 500	DN 400	DN 500	DN 500	DN 400	DN 400	DN 400	DN 400	DN 400	DN 400	DN 400	DN 500	DN 630	DN 630	DN 400	DN 630	DN 400	DN 400	DN 400	DN 500	DN 400	DN 500	DN 630	DN 630	DN 315
i-Pendenza progetto	0,0060	0,0165	0,0050	0,0060	0,0060	0,0077	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0800	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0030	0,0060	0,0060	0,0200	0,0050	0,0050	0,0040	0,0040	0,0600	
Gr-Grado riempimento	59%	51%	72%	70%	66%	61%	73%	78%	80%	42%	55%	40%	18%	70%	54%	57%	43%	70%	60%	85%	54%	62%	28%	69%	63%	78%	19%

5.1.2.1. Caditoie stradali

Per la tubazione di scarico dalla singola caditoia più caricata, posta ad interasse 15 m (in rettilineo) sul lato dove sono presenti marciapiede e pista ciclabile entrambi a pendenza verso strada si ha:

$$S=15 \times (3.25+1.5+2.5)=108.75 \text{ mq}$$

Si sceglie una tubazione di scarico in PVC DN 200 a pendenza $>0.5\%$ in grado di far transitare la portata di calcolo:

$$Q=0.9 \times 0.0697 \times 108.75=6.8 \text{ l/s}$$

con riempimento inferiore a $Gr=85\%$.

Nel caso di scarico somma di 2 caditoie, la portata di calcolo sarà 13.6 l/s, per cui si potrà utilizzare uno scarico in PVC DN 200 che con pendenza $> 0.5\%$ dà luogo ad un riempimento ancora inferiore a $Gr=85\%$.

Nei tratti planimetrici in curva l'interasse delle caditoie sarà 10 m, per cui la superficie recapitante sarà:

$$S'=10 \times (6.50+1.5+2.5)=105 \text{ mq} < S$$

5.1.3. Bacini plastici di dispersione

Sono previsti 5 bacini interrati disperdenti di progetto, costituiti da elementi plastici secondo le geometrie di progetto, denominati BD1, BD2, BD3, BD4 (BD4a+BD4b), BD5 (BD5a+BD5b).

A seguito di una attenta disamina delle risorse naturali e delle caratteristiche geomorfologiche nonché pedologiche, del territorio interessato dall'intervento, in sintonia con quanto previsto nel decreto legislativo 152/99 e dal 152/06, è stata definita, come opportuna soluzione per lo smaltimento delle acque di "seconda pioggia" ricadenti su piattaforma stradale, fascia ciclopedonale e parcheggi (oltre che per le acque da coperture edifici e da vialetti aree verdi), dei bacini interrati disperdenti, posti a valle delle vasche di trattamento della "prima pioggia".

Questa soluzione progettuale prevede lo scarico delle acque di "seconda pioggia" negli strati superficiali del suolo e non direttamente sulla superficie superiore dei terreni affioranti. In base alle analisi idrogeologiche condotte in sito, ai terreni interessati dall'intervento in oggetto (sabbie limose nei primi 5-6 metri) può attribuirsi una permeabilità K dell'ordine di $2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

A seconda della portata bypassante l'impianto di trattamento e della superficie di raccolta recapitante, nel presente progetto sono stati inseriti 5 bacini disperdenti, con le seguenti caratteristiche (vedi Figura 11 e Figura 12):

- profondità del bacino variabile;

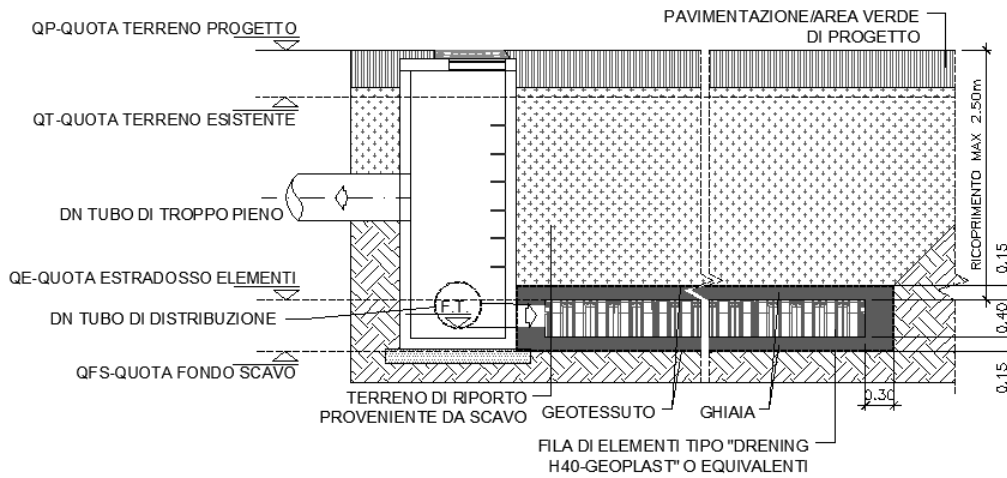


Figura 11 – Sezione schematica bacino disperdente tipo

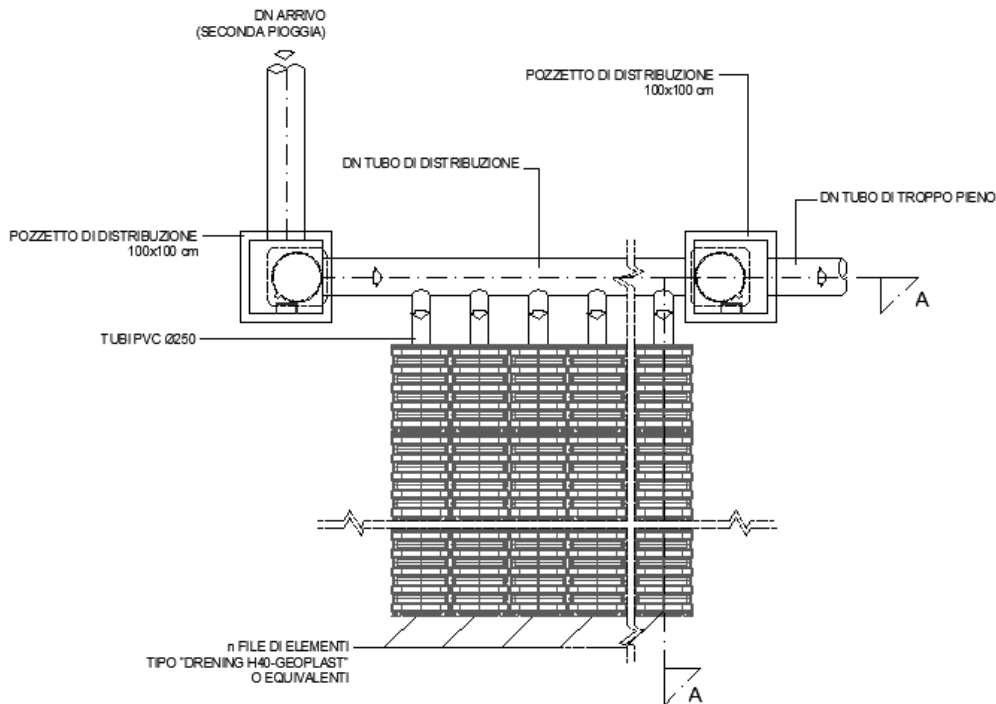


Figura 12 – Pianta schematica bacino disperdente tipo

5.1.3.1. Prescrizioni particolari

Come verificabile negli elaborati di progetto della rete idraulica, vengono rispettate alcune prescrizioni dell'allegato 5 alla Delibera del Comitato Interministeriale del 04/02/1977:

- il fondo di ogni bacino di dispersione dista dalla falda freatica più di 2 m (rilevata a circa 24 m dal piano campagna);

- è previsto il posizionamento di tubazioni di aerazione dello strato di ghiaia attorno al pozzo (la pratica consiglia dei DN 100-125 mm penetranti per almeno 1 m nello strato di drenaggio);

- attorno al bacino e sul fondo dello stesso è previsto uno strato di drenaggio in ghiaia di spessore 15 cm;

Il ricoprimento massimo sopra gli elementi plastici non dovrà superare i 2.5-3.0 m o comunque il valore indicato dal produttore degli elementi, per cui anche le superfici occupate dai bacini in pianta potrà differire da quella indicata negli elaborati di progetto.

5.1.3.2. Dimensionamento bacini di dispersione

Assumendo per il dimensionamento dei bacini disperdenti un tempo di ritorno per la pioggia di progetto $T_r=30$ anni (superiore ai valori usuali di 5-10 anni per tali opere) e utilizzando il valore di precipitazione corrispondente ad un tempo di corrvazione $t_c=20$ minuti (come per i collettori nella sezione di scarico), si calcolano le portate di progetto in arrivo (Tabella 2).

Tabella 2 – Prospetto di calcolo delle portate di afflusso ai bacini di dispersione

		Superfici afferenti alle vasche di prima pioggia VPn e ai bacini di dispersione BDn [mq]				
	Coeff. deflusso per calcolo portate ϕ	VP1-BD1	VP2-BD2	VP3-BD3	VP4-BD4	BD5
Parcheggi interni ai lotti	0,8	2266	2742	3822	2142	
Strada	0,9	7760	2322	7145	4260	
Percorsi ciclabili e pedonali lato strada	0,9	1295	1110	2112	1852	
Tetti edifici	0,9					22000
Superficie Totale		11321	6174	13079	8254	22000
Coeff. deflusso medio ϕ_m		0,880	0,856	0,871	0,874	0,900
j (l/s,ha)		325	325	325	325	325
Q (l/s)		323,8	171,7	370,1	234,5	643,5
		VP1-PD1	VP2-PD2	VP3-PD3	VP4-PD4	
Parcheggi interni ai lotti recapitanti in strada		R	G-H-S	A-B-C-D	E-F	

La portata infiltrata viene assunta costante e può essere calcolata con la seguente espressione:

$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f$$

in cui:

permeabilità del terreno $K=0.0000193$ m/s

cadente piezometrica $J=1$

superficie di base del bacino disperdente A_r .

I volumi d'acqua invasabili all'interno dei vari bacini (elementi plastici+volume ghiaia x porosità 0,3) vengono calcolati su una pioggia di durata 60 minuti ottenendo:

BD1: $V=722 \text{ m}^3$

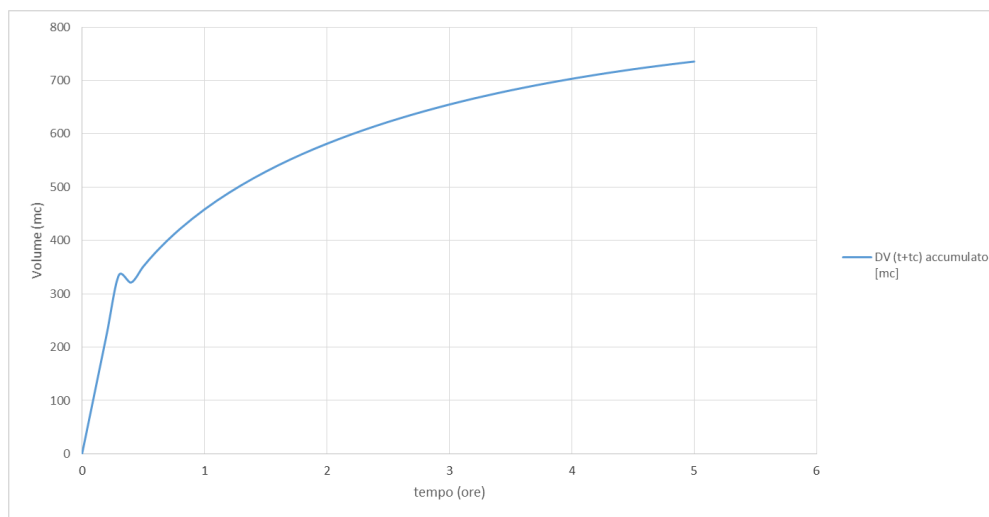
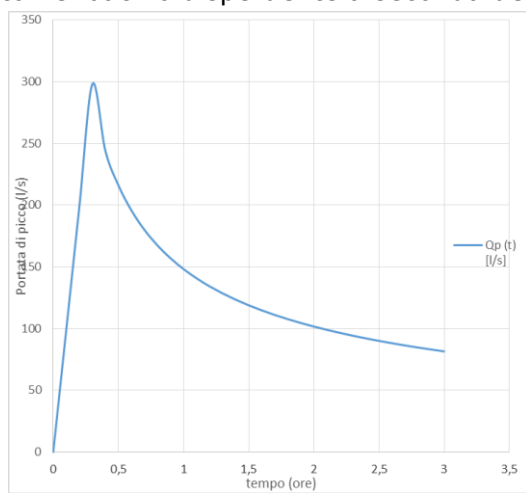
BD2: $V=394 \text{ m}^3$

BD3: $V=834 \text{ m}^3$

BD4: $V=526 \text{ m}^3$

BD5: $V=1403 \text{ m}^3$

Si riportano di seguito degli esempi di andamento della portata di picco e del volume invasato nel bacino disperdente a seconda della durata della pioggia critica ($T_r=30$ anni),



Sistema BD5:

Il sistema BD5 riceve il troppo pieno del laghetto di raccolta delle acque dalle coperture di tutti gli edifici, con una superficie impermeabile scolante 22000 m².

Il collettore di by-pass della vasca di prima pioggia, il quale alimenterà il singolo bacino disperdente, avrà lo stesso diametro del collettore finale in arrivo a monte della prima pioggia. Come tubazione di distribuzione sulle varie file di elementi di accumulo/dispersione si sceglie un DN500.

Periodicamente, e comunque dopo ogni evento meteorico di una certa importanza, sarà necessario prevedere l'ispezione delle vasche di trattamento e l'eventuale rimozione del materiale sedimentato, nonché l'ispezione ed eventuale pulizia dei bacini disperdenti tramite dei pozzetti dedicati.

Dispersione vasca VP5:

La vasca di prima pioggia VP5 a servizio del breve tratto stradale di collegamento con via Kobler a nord-ovest, con superficie scolante 640 m², sarà dotata di uno scolmatore con tubazione che recapita la seconda pioggia nel fosso di progetto posto altimetricamente più in basso, nell'angolo ovest di via Kobler.

Superfici bacini di dispersione:

Alla luce della scelta di un tipo di elemento plastico come unità di accumulo/dispersione, si riportano di seguito le superfici necessarie alla dispersione per i singoli bacini di progetto.

TABELLA SUPERFICI
BD1 S=1675 m ²
BD2 S=925 m ²
BD3 S=1960 m ²
BD4a S=493 m ²
BD4b S=750 m ²
BD5a S=1500 m ²
BD5b S=1770 m ²

A seconda della scelta del tipo commerciale di elemento unitario potrà cambiare la profondità di posa e la superficie in pianta dei vari bacini, sempre garantendo la stessa capacità di accumulo e dispersione.

5.2. Acque superficiali

Al piede dei rilevati stradali e delle scarpate in trincea, verrà realizzato un fosso di guardia trapezoidale di dimensioni 40-40-40 cm con fondo filtrante in ghiaione (Figura 13). Nel tratto in terra rinforzata a fianco della strada residenziale a nord-est del lotto, in luogo del fosso di guardia sono previsti dei gabbioni di fondazione ed una fascia in ghiaia di drenaggio lungo l'arginello (Figura 14).

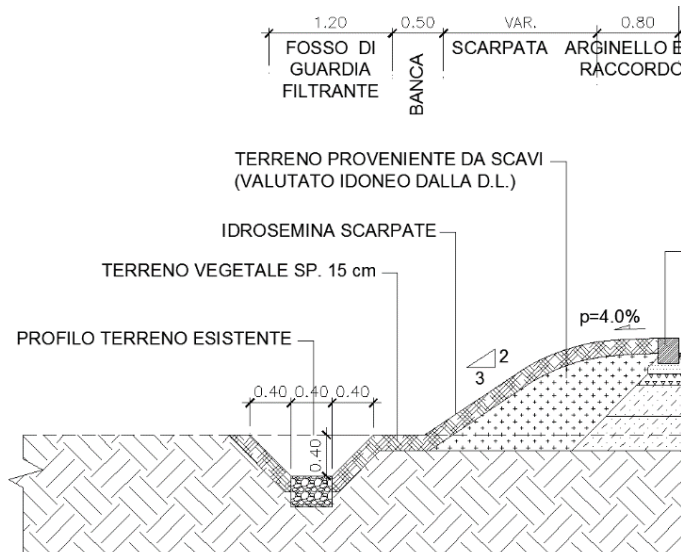


Figura 13 Dettaglio fossa di guardia di progetto, strada in rilevato

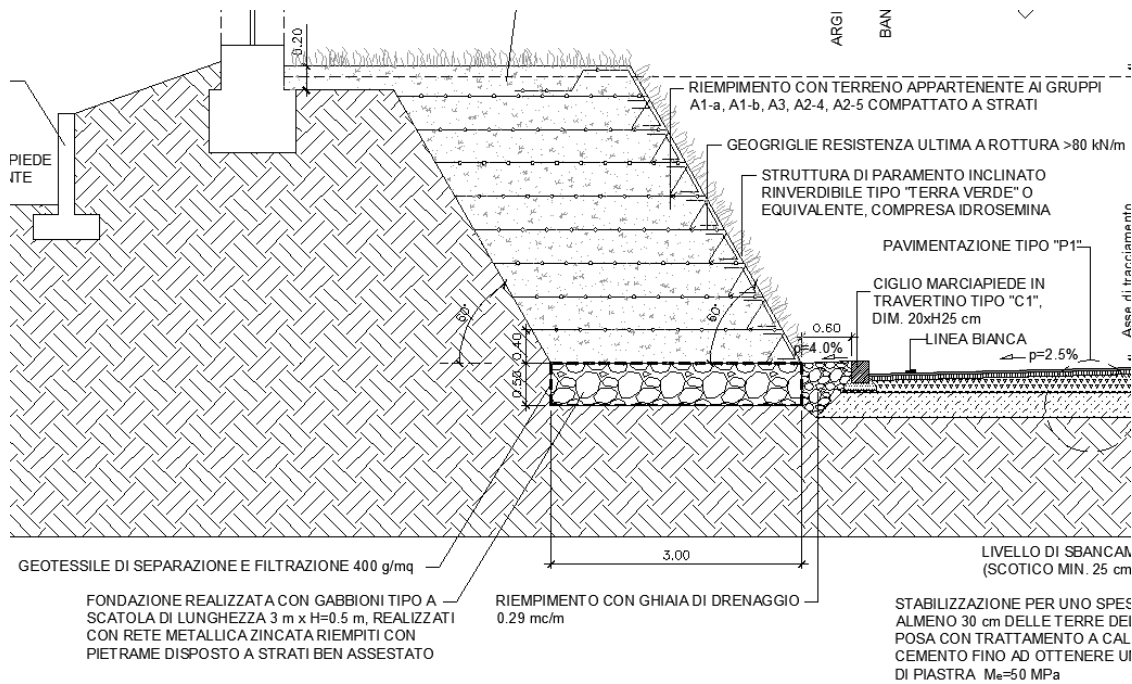


Figura 14 Dettaglio arginello drenante al piede del tratto nord in terra rinforzata rinverditata

6. RETE ACQUE NERE DI PROGETTO

6.1. Collettore finale

Lo scarico generale delle acque nere dagli edifici e di svuotamento delle acque di "prima pioggia" trattate è costituito da una linea da realizzare in direzione nord lungo il marciapiede della prevista strada di collegamento ovest con via Kobler.

Le tubazioni sono in PVC SN8 ed i pozzetti sono di diametro 800 mm con riduzione troncoconica, l'interasse massimo è 35 m.

Le acque "grigie" dagli edifici, dopo opportuno trattamento vengono riutilizzate per irrigazione e WC (vedere relazioni CMC_EM_REL del progetto degli impianti meccanici).

Le unità di scarico previste nei singoli edifici sono di seguito rappresentati, il coefficiente di contemporaneità per edifici residenziali è $K=0.5$ (calcolo portate secondo UNI EN 12056-2).

Per le verifiche secondo la relazione a moto uniforme, si è utilizzato un coefficiente di scabrezza $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (per tubi in PVC).

Si riporta qui di seguito la tabella di verifica dei vari tratti di collettore stradale secondo la formula di calcolo della portata:

$$Q=K \times (\Sigma DU)^{1/2}$$

Per lo schema dei tronchi si veda Figura 8.

Tabella 3 – Verifica idraulica dei collettori acque nere

K-coeff. contemporaneità																			
K resid	0,5																		
K freq	0,7																		
K pubbl	1,0																		
Edifici	A	B	C	D	E	F	G	H	M1	M2	M3	M4	Mgrigie	R1	R2	R3	R4	R5	S
Σ DU	448	355	355	448	541	448	420	420	25	75	12,5	32	30	235	235	235	235	235	55
K-coeff. contemporaneità	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,0	0,7	0,5	1,0	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
VERIFICA COLLETTORI ACQUE NERE																			
Tratto di fognatura	M1-M16					N1-M16								O1-M16 (Predisp.)	M16-SC				
Sezione di verifica a monte del nodo:	M3	M5	M8	M11	M16	N5	N8	N11	N13	N15	N17	N18	M16	M16	M17	SC			
Σ DU a monte*	420	840	1288	1829	1829	55	1213	235	470	705	940	1175	1350	0	3179	3179			
Q (l/s)	10,25	14,49	17,94	21,38	21,38	3,71	2,43	10,09	13,27	15,71	17,76	19,57	34,38	0,00	44,61	44,61			
Tubazione in PVC di progetto	DN 250	DN 250	DN 250	DN 250	DN 250	DN 200	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315	DN 315			
i-Pendenza progetto	0,0070	0,0070	0,0070	0,0070	0,0250	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050			
Gr-Grado riempimento	29%	36%	42%	49%	30%	23%	33%	20%	24%	27%	30%	32%	50%	0%	62%	62%			
v-velocità (m/s)	0,86	0,93	0,97	1,00	1,67	0,59	0,89	0,77	0,82	0,84	0,87	0,88	1,00	0,00	1,04	1,04			
*: al netto delle portate di sollevamento																			

Collettore Finale recapito via Kobler (tutti gli Edifici + portate istantanee provenienti dallo svuotamento contemporaneo in pressione degli impianti di prima pioggia):

La portata di calcolo 44.61 l/s non considera le portate di svuotamento dalle pompe di sollevamento impianti di prima pioggia, che saranno regolate in modo da azionarsi in orari di minima portata nera (notte).

Il previsto collettore finale in PVC SN8 di diametro esterno 315 mm a pendenza 0.5%, in grado di scaricare a gravità 34.1 l/s con riempimento del 50% e 56.8 l/s con riempimento 70% (UNI EN 12056-2, prospetto B.1 e B.2) fa transitare la portata di calcolo con riempimento 62% e $v=1.04$ m/s.

6.2. Stazione di sollevamento Y

Al fine di limitare le profondità di scavo delle linee fognarie di progetto è prevista una stazione di sollevamento "Y" delle acque nere e grigie dagli edifici A, B, C, D, S, per la sua portata si faccia riferimento agli elaborati CMC_EM_REL degli impianti meccanici.

6.3. Nota acque nere

Per la verifica dei collettori sono state utilizzate le portate di punta, in realtà la quantità d'acqua scaricata è mediamente pari a 4 l/s (si faccia riferimento agli elaborati degli impianti meccanici). La stazione di sollevamento Y, dotata di più pompe di rilancio, assieme al sistema di svuotamento delle vasche di prima pioggia (< 3 l/s), consente uno scarico in rete fognaria ACEA inferiore a 10 l/s.

7. STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Seguendo le indicazioni delle Norme tecniche di attuazione del Piano di bacino stralcio PS5 (PB-NTA) dell'Autorità di Bacino del F. Tevere (dic. 2014), lo studio di compatibilità idraulica viene suddiviso in due parti:

- A) Rischio idraulico
- B) Invarianza idraulica

e viene redatto secondo gli Allegati alle stesse norme, che stabiliscono gli indirizzi che i singoli interventi dovranno seguire per essere attuati.

7.1. Rischio idraulico

L'area si colloca nella zona EUR di Roma, all'interno della cittadella militare della Cecchignola, delimitata a nord da via Kobler, ad est da via della Cecchignola, a sud da via dei Bersaglieri.

Il bacino idrografico di riferimento è quello del Fosso della Cecchignola, che a nord dell'area d'intervento scorre in direzione ovest verso il Fosso Vallerano e poi, dopo passaggio in depuratore comunale, nel F. Tevere.

L'area ricade in un'area di "attenzione" secondo il Piano di Tutela Quantitativa delle acque (vedi Figura 16), mentre non presenta pericolosità dal punto di vista del rischio idraulico secondo il PAI (Figura 17).

L'assetto del bacino del fiume Tevere, laddove funzionale al rischio di inondazione, fa riferimento a due reticoli, A e B, in particolare quello relativo all'area in studio è:

A - Tevere a valle della traversa di Castel Giubileo nel tratto di fiume metropolitano che scorre all'interno della città di Roma fino al delta fociale costituito dai due rami di Fiumara Grande e Canale Fiumicino.

Il pericolo di inondazione nel reticolo A (da Piano di Bacino F. Tevere)

Il fiume Tevere a valle della traversa di Castel Giubileo è completamente protetto da opere di contenimento dei livelli di piena e pertanto in tale tratto vanno garantite e mantenute le migliori condizioni idrauliche di deflusso della piena: elevate sezioni di deflusso e minimo valore delle resistenze idrauliche locali e globali. La piena di riferimento assunta nella valutazione del rischio è quella che in corrispondenza dell'idrometro di Ripetta fa segnare un livello idrometrico corrispondente ad una portata al colmo pari a 3300 m³/s. Nell'ambito degli studi propedeutici alla redazione del Piano stralcio per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce-PS5 tale valore corrisponde al valore atteso, con possibilità di non superamento del 50%, delle possibili piene generate da un sistema spazialmente variato di piogge critiche che a scala di bacino hanno un tempo di ritorno di 200 anni.

Come evidenziato nell'estratto dal PAI di Figura 17, l'area d'intervento non presenta alcun grado di pericolosità idraulica, in quanto posta ad una quota e distanza tale da non essere

sicuramente interessabile da potenziali fenomeni di inondazione/allagamento del reticolo idrografico, per cui non necessitano ulteriori livelli di analisi del rischio.

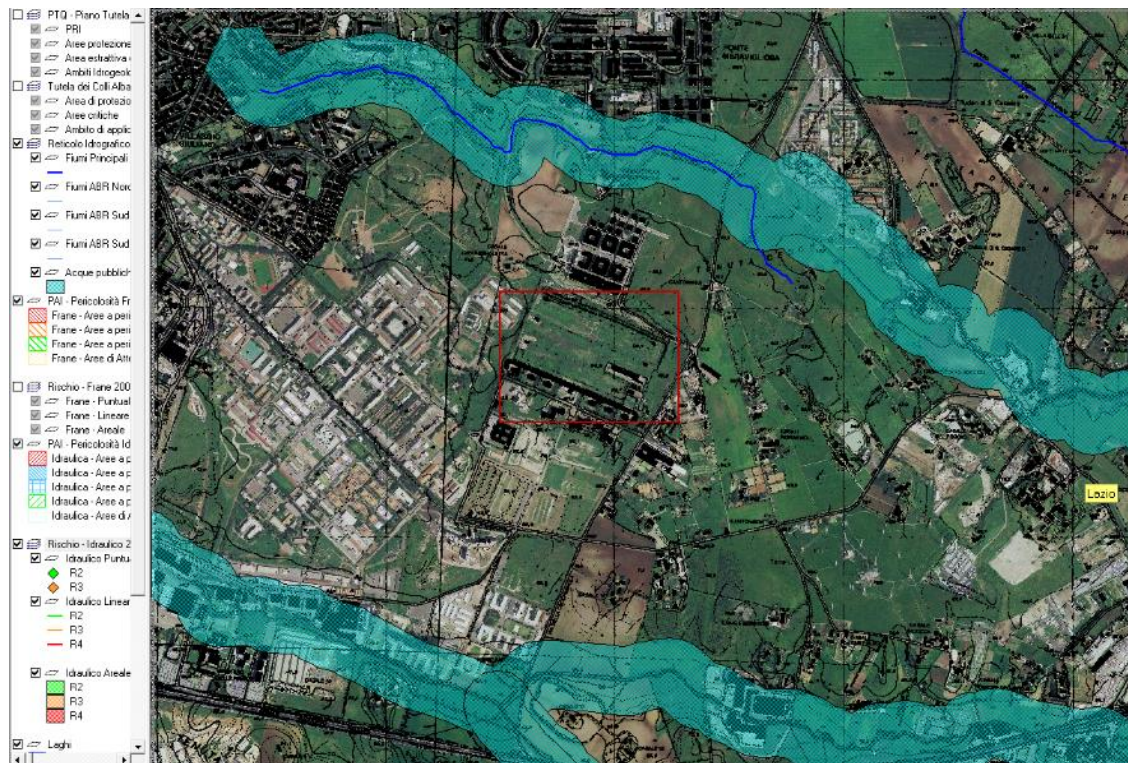


Figura 15 Idrografia principale [Estratto dal Piano di Tutela delle Acque]

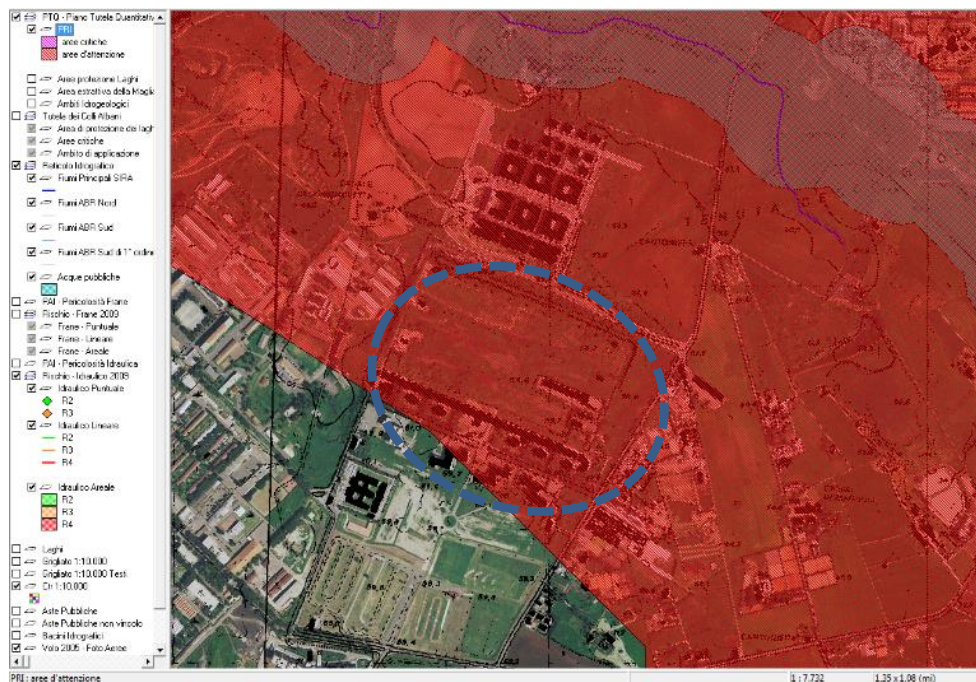


Figura 16 Piano Tutela quantitativa acque [Estratto dal Piano di Tutela delle Acque]



Figura 17 – Inquadramento idrografico con vincoli del PAI – Pericolosità e Rischio Idraulico

7.2. Invarianza idraulica

7.2.1. Classificazione degli interventi

Il corso d'acqua di riferimento per la zona in cui ricade l'intervento è il Fosso della Cecchignola, localizzato poco a nord, dove scorre in direzione ovest verso il Fosso Vallerano (al cui sottobacino si deve fare riferimento) e che successivamente, dopo passaggio in depuratore comunale, defluisce nel F. Tevere.

La superficie totale dell'intervento di trasformazione di progetto è pari a 17,835 ettari.

Secondo le PB-NTA del PS5 e suoi allegati si procede alla definizione delle seguenti classificazioni:

- l'intervento di trasformazione, interessando una superficie di 17,835 ha, dunque superiore a 10 ha, è classificabile come di **Classe "d-Intervento di dimensione Marcata"**;
- il bacino di riferimento del Fosso Vallerano, in base al suo grado di impermeabilizzazione, è caratterizzato da una **Classe "CL2-media risposta idraulica"**.

In base alle due classificazioni riportate, le PB-NTA all'art. 7-punto 2 definiscono le modalità di intervento nei sottobacini in studio e più in dettaglio negli allegati alle PB-NTA è riportata la seguente tabella di riferimento.

Classe di trasformazione	Classe di Risposta Idraulica		
	1	2	3
a	BP	BP	BP
b	VC0	VC0	VC0
c	VC50	VC50	VC50
d	VC50	RID75	RID50

Le caratteristiche che dovrà avere l'intervento di limitazione delle portate massime dovranno seguire le prescrizioni relative al tipo "RID75" e riportate qui di seguito.

RID75 E' necessario individuare il volume compensativo atto a garantire l'invarianza idraulica, a tal fine andranno dimensionati i tiranti e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'intera area in trasformazione ai valori precedenti l'intervento (ante operam) per la quota parte dell'area non sottoposta a trasformazione, mentre per la parte soggetta a trasformazione urbanistica la portata defluente dovrà essere pari al 75% di quella in condizioni originarie (in conseguenza di ciò l'intervento determinerà una riduzione della portata massima defluente rispetto alle condizioni originarie del 25% per la parte soggetta a trasformazione). L'evento pluviometrico di progetto avrà Tempo di Ritorno pari a 50 anni.

A differenza della rete di collettori e di dispersione di progetto, per le quali è stato fissato un dimensionamento per l'evento pluviometrico avente un tempo di ritorno $T_r=30$ anni, l'invarianza idraulica dovrà dunque essere verificata per un tempo di ritorno **$T_r=50$ anni**.

Le PB-NTA all'art. 9 definiscono le seguenti tipologie degli interventi compensativi tra i quali scegliere:

1. Contenimento proprio: invaso delle acque meteoriche in bacini o superfici destinate alla laminazione;
2. Contenimento diffuso: reti di raccolta e/o drenaggio tramite tubazioni, pozzetti, volumi destinati agli scopi;
3. Modificazione diretta della capacità di deflusso delle superfici: tetti verdi, pavimenti drenanti;
4. Modificazione diretta della capacità di deflusso delle superfici: trincee o aree di raccolta che possono aumentare le superfici o le modalità di infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo.

Le PB-NTA all'art. 12, classificano il sottobacino del Vallerano come "S2-media criticità". In base al grado di impermeabilizzazione attuale (10-30%).

7.2.2. Verifica dell'invarianza

Si procede ora con le verifiche d'invarianza idraulica dell'intervento di trasformazione, secondo le modalità riportate al capitolo 2 degli Allegati alle PB-NTA per gli interventi di tipo d).

L'intervento in progetto non è dotato di un corpo idrico ricettore e secondo le prescrizioni fornite da ACEA che gestisce le linee di fognatura attorno all'area, sono stati previsti:

- vasche di prima pioggia a servizio delle superfici stradali, pista ciclabile e marciapiede, con svuotamento nella fognatura nera di progetto;
- bacini di accumulo e dispersione nel suolo (primi 4-5 m) delle acque di "seconda pioggia", con troppo pieno verso i fossi di scolo con fondo drenante.

In base alle analisi idrogeologiche condotte in sito, ai terreni interessati dall'intervento in oggetto (sabbie limose nei primi 5-6 metri) può attribuirsi una permeabilità K dell'ordine di $2 \cdot 10^{-5}$ m/s. La falda invece è stata rilevata a profondità di circa 24 m dal piano campagna.

Valutazione laminazione su idrogrammi

Per la verifica del mantenimento del colmo di piena si considererà un idrogramma di piena triangolare. La portata al colmo sarà valutata con il metodo razionale e per un tempo di ritorno di 50 anni, ovvero:

$$Q_m = \varphi \cdot h \cdot S / (3600 \cdot t_c)$$

$$h = 68.976 \cdot t^{0.4464}$$

con Q_m [l/s], h [mm], S [m²], t_c [ore]

In base alle considerazioni sul tempo di corrivazione dei bacini afferenti ai sistemi disperdenti riportate nei capitoli precedenti (20 minuti) per lo stato post-trasformazione, il tempo di corrivazione dell'intera area d'intervento nelle condizioni attuali è stimabile come somma del tempo di accesso e della media dei valori ottenuti dalle formulazioni di Kirpich e Pezzoli, secondo il seguente prospetto.

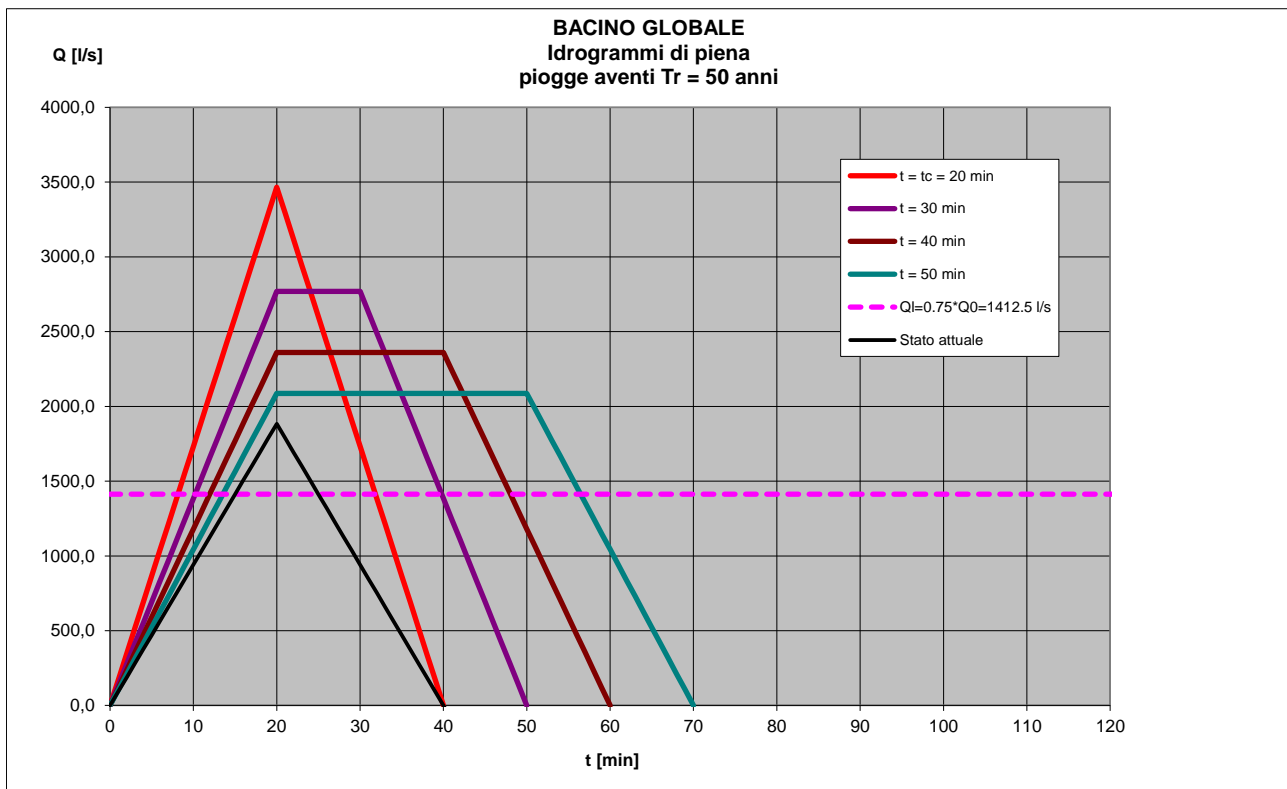
BACINO TOTALE	Stot pre-trasf	Stot progetto
$A(mq)$	178350	178350
$La(m)$	600	580
$Hin(m \text{ s.l.m.})$	57,0	60,0
$Hfin(m \text{ s.l.m.})$	52,2	54,0
$im = \Delta H/La$	0,008	0,010
$ta(min)$	0	3
$tc(min)$	19,64	19,97

In entrambe le situazioni si ha circa lo stesso valore:

$$t_{c0} = t_{c1} = 20 \text{ min}$$

Nel grafico che segue sono riportati gli idrogrammi di piena cinquantenaria del bacino di progetto relativi a:

- Bacino nelle condizioni attuali (in nero), portata al colmo $Q_0=1883.3$ l/s per $t_c=20$ minuti, $\varphi=0.3$;
- Bacino nelle condizioni dopo trasformazione, per le piogge di durata 20-30-40-50 minuti (a colori), la portata massima al colmo è 3465.3 l/s per $t_c=20$ minuti, $\varphi=0.552$;
- Portata limite di garanzia dell'invarianza idraulica ($Q_l=0.75*Q_0=1412.5$ l/s)



Il volume di laminazione da invasare per l'invarianza idraulica è il valore massimo dell'area triangolare/trapezoidale sottesa dagli idrogrammi di diversa durata nella parte eccedente la portata limite $Q_l=75\%$ della portata originaria Q_0 .

Si riporta di seguito il prospetto di calcolo del volume di laminazione sulle varie durate.

Durata pioggia t (min)	20	30	40	50	60
V_L Volume di Laminazione (mc)	1459,3	1610,8	1595,5	1474,8	1280,0

Il valore massimo del volume si ottiene con la durata 30 minuti ed è pari a **1610.8 mc**, valore minimo da ottenere per garantire l'invarianza idraulica.

Valutazione laminazione con espressione semplificata

Si procede ora al calcolo dei volumi minimi applicando l'espressione semplificata, ricavata dal metodo dell'invaso, riportata al capitolo 2 degli Allegati alle PB-NTA per gli interventi di tipo d):

$$w = w^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{\frac{1}{1-n}} - 15 I - w^0 P$$

Tale relazione esprime i volumi specifici di vaso (**w**) richiesti per mantenere il coefficiente udometrico costante in un'area di cui si impermeabilizza una quota **I** e si lascia permeabile una quota **P**.

Il volume specifico di riferimento (**w⁰**), valutato con i volumi dei piccoli invasi, può assumersi circa 50 mc/ha, in quanto siamo nel caso di territorio non impermeabilizzato.

I termini **φ⁰** e **w⁰** (in mc/ha) rappresentano il coefficiente di afflusso e il volume specifico di vaso prima della trasformazione dell'uso del suolo, mentre **φ** e **w** (in mc/ha) quelli successivi alla trasformazione. Il termine "n" è il parametro della curva di possibilità pluviometrica ($h = a \cdot T_p^n$).

Il volume totale a servizio dell'area di nuova urbanizzazione non dovrà risultare inferiore a **W = w * A**, essendo A l'area totale, in ha, oggetto di trasformazione.

L'applicazione di tale formula semplificata assume valore di confronto rispetto ai valori comunque determinati attraverso lo studio degli idrogrammi.

Si riporta di seguito il prospetto di calcolo del volume minimo con l'espressione semplificata.

Situazione originaria				Situazione di progetto			
	Aree (mq)	φ i			Aree (mq)	φ i	
Imp=	0	0,9		Imp1=	65454	0,9	tetti, parcheggi interni, viali parco, specchi d'acqua
Per=	0	0,6		Imp2=	23279	0,9	strade asfaltate
Ver=	178350	0,3	Terreno esistente	Imp3=	6494	0,9	pista ciclabile, marciapiedi
A=	178350	mq		Imp tot=	95227	0,9	
coeff. afflusso	φ ⁰ =	0,3	(medio pesato)	Per=	0	0,6	
volume specifico piccoli invasi				Ver=	83123	0,3	
w ⁰ =	50 mc/ha			A=	178350	mq	
				coeff. afflusso	φ=	0,620	(medio pesato)
				Area trasformata=	95227	0,534 (I)	
				Area inalterata=	83123	0,466 (P)	
				A=	178350	mq	
Parametro equazione di pioggia Tr=50 anni				Volume minimo d'invaso da garantire dopo la trasformazione, per mantenere il coeff. udometrico u costante			
n=	0,4464			w=	154,4 mc/ha		
				W = w * A	2754,3 mc		

Tenendo conto dei coefficienti di afflusso consigliati al capitolo 2 degli Allegati alle PB-NTA, e sulla base dei pacchetti di pavimentazione di progetto:

- Strade e marciapiedi in conglomerato bituminoso;
- Marciapiedi in masselli autobloccanti, con fondazione in misto cementato;
- Viali del parco in terra stabilizzata tipo "GLORIT" o equivalente, con sottofondo cementato;
- Parcheggi interni alle aree residenziali, parzialmente drenanti

Cautelativamente si assume per tutte queste superfici un coefficiente di afflusso pari a 0,9.

Il volume minimo $W=2754,3$ mc da garantire è maggiore di quello ottenuto dagli idrogrammi (1610.8 mc), per cui dagli interventi di compensazione si dovranno ottenere almeno:

$W_{\min}=2754,3$ mc

Il progetto idraulico prevede reti e sistemi di accumulo e dispersione delle acque meteoriche, le relative misure compensative realizzano i seguenti volumi di invaso:

- Fossi di guardia con fondo disperdente
$$V2 = [(1.2+0.4)*0.4/2 + 0.3*0.12] * 1890 \text{ m} = 673 \text{ mc}$$
- Bacini plastici di accumulo/dispersione (BD1-BD2-BD3-BD4-BD5, compresa ghiaia sp. 15 cm sopra e sotto gli elementi plastici)
$$V3 = 722 + 394 + 834 + 526 + 1403 = 3879 \text{ mc}$$
- Collettori acque meteoriche (50% dei soli diametri 400-500-630)
$$V4 = 0.5*[(\pi*0.377^2/4)*1477+(\pi*0.471^2/4)*662+(\pi*0.593^2/4)*391]=$$
$$= 0.5*(165+115+108) = 194 \text{ mc}$$

Cautelativamente si trascurano i seguenti volumi:

- quelli contenuti nelle vasche di trattamento prima pioggia (qualche centinaio di metri cubi);
- quello che è possibile invasare nel lago dal livello +52.30 fino allo sfioro a +53.30 (circa 2520 mc), perché non sempre completamente disponibile in caso di eventi meteorici consecutivi;
- quello dei collettori di diametro inferiore al 400 mm;

Si ottiene globalmente un **volume totale d'invaso di 4746 mc > W_{\min}** .

Tale volume è costituito principalmente dai bacini di accumulo/dispersione, per cui, anche suddividendo l'analisi d'invarianza nei vari sottobacini, le compensazioni risultano ben distribuire ed adeguate allo scopo.

7.2.3. Conclusioni

Il volume totale degli invasi previsti è pari a circa 4746 mc, dunque ben superiore al valore minimo di 2754,3 mc ottenuto dalle verifiche di laminazione finalizzati a ridurre la portata di colmo e di mantenimento del coefficiente udometrico.

E' importante osservare come gli interventi previsti, prevalentemente dettati dall'esigenza di disperdere nel suolo le portate meteoriche senza gravare sulla rete ACEA, consentono di ottenere l'invarianza idraulica sia nel caso di indisponibilità del lago centrale (es. durante la manutenzione), sia nel caso, non contemporaneo, di indisponibilità dei bacini di dispersione (es. pulizia).

8. SOTTOSERVIZI VARI

I sottoservizi e le fognature troveranno collocazione sia al di sotto della carreggiata che nell'ambito delle fasce di pertinenza (parti destinate ad aiuole, stalli di sosta e marciapiedi).

In tal modo, per quanto possibile, si è cercato di evitare futuri disturbi al transito veicolare in occasione dei lavori di manutenzione ed ispezioni periodiche.

Le opere stradali di collegamento del nuovo complesso residenziale con le strade esistenti comportano le seguenti interferenze e relative risoluzioni che si riportano in maniera non esaustiva (si faccia riferimento agli elaborati degli impianti meccanici, elettrici):

- la rimozione di due pali dell'illuminazione ed un palo di telefonia in corrispondenza della nuova rotatoria su via dei Bersaglieri;

- l'adeguamento localizzato della raccolta acque stradali in corrispondenza della nuova rotatoria su via dei Bersaglieri e dell'intersezione su via Kobler secondo l'elaborato di progetto CMC_ER_5001_L1.