



COMUNE DI REGGIO EMILIA
ATTUAZIONE DEL POC 2014-2018

titolo del progetto

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PRIVATA COMPARTO ANS2-2b
VIA LUXEMBURG – REGGIO EMILIA (RE)
PRIMA VARIANTE AL POC APPROVATA C.C. 13/04/2015 I.D. N°68

committente

– IMMOBILIARE CAMPANI SRL VIA B. CROCE, 13/1 (REGGIO EMILIA) P.IVA 00466500352
– EDILIMMOBILIARE sas DI CAMPANI FABRIZIO E C. VIA GUIDO DORSO, 1/A (REGGIO EMILIA) P.IVA 01357410354
E ALTRI

progettisti

BAU BOIARDI CAMPARI ASSOCIATI

STRADONE VESCOVADO, 3 (RE) TEL 0522-406212 bau@bauassociati.it



centro cooperativo di progettazione sc
architettura ingegneria urbanistica

VIA LOMBARDIA, 7 (RE)

TEL 0522-920460 info@ccdprog.com

titolo della tavola

– RELAZIONE IDRAULICA

num. pratica	data emissione	redatto da	rapp. disegni	lay-out	fase operativa	file
4182	OTTOBRE 2016	A.A.		TAV19 Rel Idr RevC	DEFINITIVO	4182D RID-b.doc DWG

rev.	data	descrizione	redatto da
A	NOVEMBRE 2016	ADEGUATO IL NUMERO DI ALLOGGI E DI A.E. NEL CALCOLO DELLE FOGNE NERE	A.A.
B	GENNAIO 2019	RECEPIMENTO DELLE RICHIESTE DI CUI AL PG n.79728 del 07/11/2018	A.A.
C	LUGLIO 2020	RECEPIMENTO DELLA LIMITAZIONE DI PORTATA IMMESSA IN RETE A 85 L/S (PARERE IRETI 807 P(U) DEL 12/05/2017)	A.A.

Progettista



Geom. Giuseppe Boiardi

Progettista



Arch. Andrea Malaguzzi

N° tavola

orientamento



riferimento



Progettista



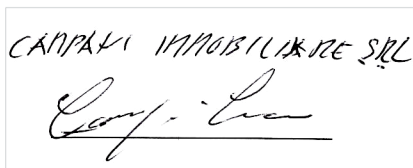
Arch. Federica Campari

Progettista



Ing. Tiziano Ferri

Progettisti CCDP
Geom. Libero Bedogni Ing. Albertini Andrea
Ing. Tiziano Ferri Ing. Simone Catti
Ing. Davide Bedogni Arch. Tomaso Prodi



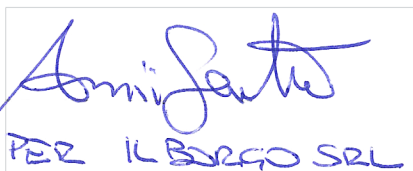
Immobiliare Campani srl

EDILIMMOBILIARE S.A.S.
di CAMPANI FABRIZIO e C.
Via Guido Dorso n. 1/A
42100 REGGIO EMILIA
Tel. 0522 302365 Fax 0522 301851
Cod. Fisc. e P. IVA 01357410354

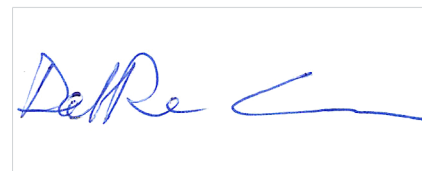
Edilimmobiliare sas di Campani Fabrizio e c.



Conad Centro Nord società cooperativa



Il Borgo srl



Dal Re Claudio

Sommario

RIFERIMENTI NORMATIVI	2
1. INQUADRAMENTO GENERALE	3
1.1. Premessa.....	3
1.2. Inquadramento dell'area, descrizione dell'intervento urbanistico e individuazione dei recapiti fognari	3
2. SISTEMA FOGNARIO E RECAPITI FOGNARI.....	3
3. PROGETTO DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE.....	5
3.1. Portata massima di progetto	7
3.2. Portata massima dello stato di fatto	10
3.3. Limiti imposti dal gestore del servizio idrico integrato	13
4. PROGETTO RETE DELLE ACQUE NERE	15
5. SCELTA DEI MATERIALI	16

Riferimenti normativi

Circ. Min. LL. PP. 7 gennaio 1974 n. 11633

Allegato 4 Min. LL. PP. 4 febbraio 1977

D. M. LL. PP. 12 dicembre 1985

Circ. Min. LL. PP. 27297 del 20 marzo 1986

D. Lgs. 11 maggio 1999 n. 152 e s. m.

D. Lgs. 18 agosto 2000 n. 258

D. Lgs. 3 aprile 2006 n. 152

Deliberazione G. R. 9 giugno 2003 n. 1053

Deliberazione G. R. 14 febbraio 2005 n. 286

Deliberazione G. R. 18 dicembre 2006 n. 1860

Piano di tutela delle acque Regionale – Delib. Assemblea. Lgs. 21 dicembre 2005 n. 40

Norma UNI EN 752-3:1997

Norma UNI EN 1295-1:1999

Norma UNI EN 1610:1999

Norma EN 1916:2002

Norma EN 1917:2002

Progetto di norma U 73.04.096.0

Criteri tecnici progettuali – Linee guida del gestore AGAC

Linee guida per la gestione delle acque meteoriche approvate con DGC 94/2014

1. Inquadramento generale

1.1. PREMESSA

La presente relazione analizza gli aspetti idraulici ed idrologici del progetto riguardante l'ambito ANS2-2b posto tra Viale Rosa Luxemburg, Via Benedetto Croce, Viale Lelio Basso ed il quartiere residenziale affacciato su Via Bernardino Telesio.

Nelle pagine successive sarà valutata l'entità dei nuovi apporti idrici al recettore per gli eventi meteorici e per i reflui domestici derivanti dall'intervento in progetto e si dimostrerà la sostenibilità e compatibilità idraulica del progetto delle reti fognarie.

1.2. INQUADRAMENTO DELL'AREA, DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO URBANISTICO E INDIVIDUAZIONE DEI RECAPITI FOGNARI

Il comparto, di 84'800 m² di superficie territoriale, attualmente è un'area agricola posta ai margini del tessuto urbano consolidato ed ha quota media di 66,5 m s.l.m. in declivio da Sud-Ovest verso Nord-Est, con un dislivello di quasi 3,50 m.

Il progetto di piano particolareggiato prevede la realizzazione di un'area residenziale costituita da alcuni fabbricati nella zona Ovest, più prossima all'edificio residenziale esistente in Via Telesio, avente superficie fondiaria complessiva di 21'016 m²;

il progetto urbanistico, inoltre, prevede due blocchi di edifici destinati all'attività commerciale/terziaria per una superficie fondiaria di 9'732 m².

2. Sistema fognario e Recapiti fognari

Il sistema fognario in progetto prevede la realizzazione di due reti separate:

una per le acque meteoriche, e l'altra, per le acque nere, la cui asta principale all'occorrenza potrà essere impiegata da IRETI per scolmare l'eccedenza di portata proveniente dal collettore presente in Via Tassoni proveniente da Albinea che più volte ha messo in crisi il sistema di smaltimento del quadrante urbano compreso tra Via Tassoni, Piazza Quarnaro e Via Benedetto Croce.

RECAPITO DELLE ACQUE METEORICHE

In accordo con l'ente gestore, il recapito delle acque meteoriche è stato individuato nella cameretta n° 70262 del collettore Ø1200mm che, costeggia il lato Sud di Viale Lelio Basso e si immette nel Crostolo nei pressi di Via Tassoni. Il diametro generoso e l'elevata profondità (quota di scorrimento ~ 61,2 m s.l.m.) rendono tale collettore un recapito più che idoneo a smaltire le portate meteo afferenti il comparto (si veda anche il parere tecnico IRETI rilasciato il 12/05/2017 con Prot. IRETI n. RT007524-2017-P).

RECAPITO DELLE ACQUE NERE

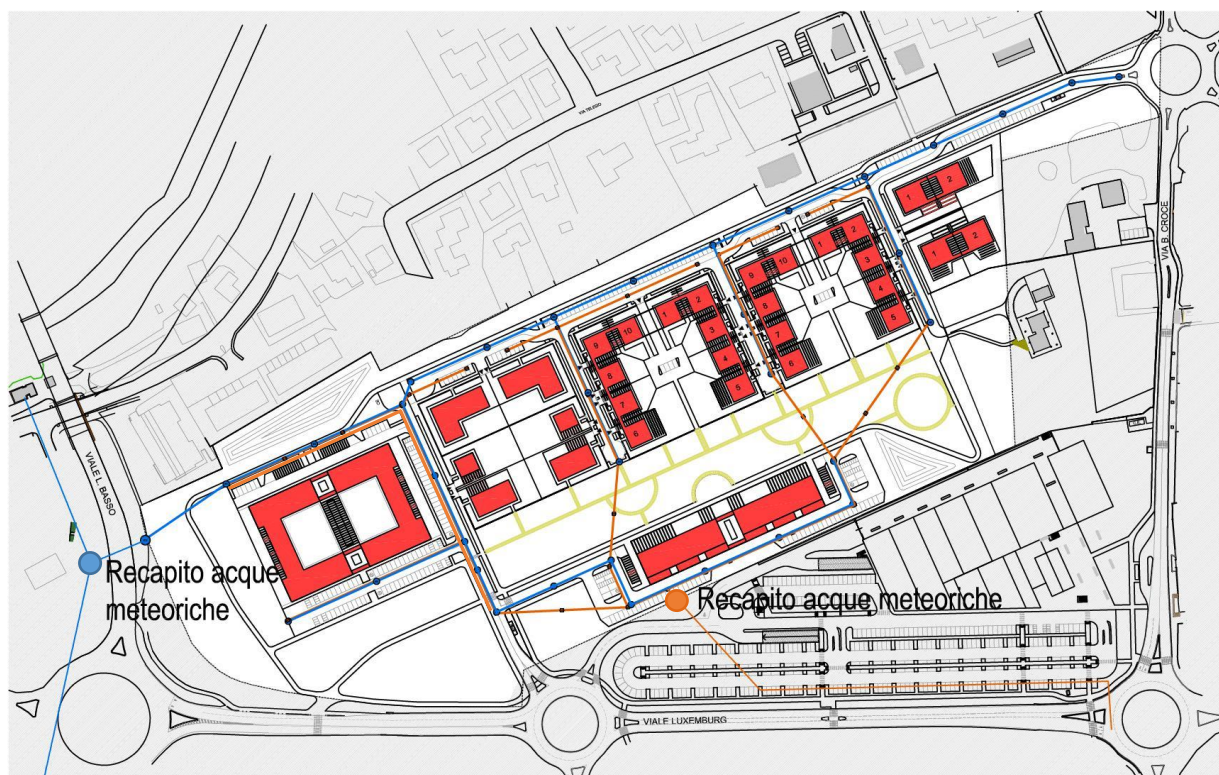
Il recapito delle acque nere, invece, è individuato in un pozzetto posto all'estremità Sud del comparto d'Ambito ANS2-2a, adiacente al comparto di cui trattasi:

il progetto dell'Ambito ANS2-2a prevede, tra le altre opere di urbanizzazione, anche la realizzazione di un'asta fognaria a servizio del comparto ANS2-2b che costeggia Viale Rosa

Luxemburg che scaricherà i reflui nel pozzetto n° 36022 – appartenente ad una rete di acque miste -individuato nella rotatoria stradale tra Viale Rosa Luxemburg, Via Benedetto Croce e Via Che Guevara. Da tale pozzetto (avente quota di scorrimento 61,44 m s.l.m.) si diparte un collettore Ø800mm che procede in Via Che Guevara.

Si evidenzia che il progetto recepisce l'obbligo riportato alla lettera b" della scheda POC - approvata nel C.C. 13.04.2015 I.D. n° 68 - di dimensionare la rete di scarico delle acque nere in modo idoneo a ricevere il collettore fognario ALBINEA-REGGIO.

Allo scopo, il ramo che parte dal quadrante Sud-Ovest – nei pressi del lotto 9 – e si sviluppa fino al recapito predisposto nel comparto ANS2-2a è stato sovradimensionato per accogliere le portate derivate dal collettore fognario proveniente da Albinea.



3. Progetto della rete di drenaggio delle acque meteoriche

In ottemperanza a quanto previsto dal PSC di Reggio Emilia e sottolineato nelle Linee guida per la gestione delle acque meteoriche approvate con DGC 94/2014, il presente progetto idraulico si basa sull'applicazione del principio dell'invarianza idraulica, ovvero, propone un sistema idraulico che assicurerà nella sezione di chiusura della rete in progetto una portata non superiore a quella immessa nella pubblica rete prima dell'attuazione dell'intervento.

Per stimare il volume e la portata del deflusso superficiale in relazione a un determinato evento meteorico si impiegherà il metodo razionale, comunemente utilizzato per determinare la portata di picco relativa a superfici di limitata estensione. Tale metodo è tradizionalmente impiegato per il dimensionamento di fognature, canali e altre strutture per la gestione del deflusso superficiale.

La Formula Razionale è espressa nel modo seguente:

$$Q = (C)(i)(A)$$

dove:

Q = portata massima del deflusso in metri³ al secondo (m³/s)

C = coefficiente di deflusso, unità adimensionale

i = intensità media dell'evento meteorico espressa in m all'ora (m/h)

A = superficie interessata dall'evento meteorico in m².

Il coefficiente di deflusso C rappresenta il rapporto tra la quantità di acqua che, scorrendo sul suolo o nelle canalizzazioni, giunge al recapito e la quantità d'acqua dovuta alla precipitazione; escluso il dato relativo alla pioggia, il cui valore è incluso nella formula quale intensità media dell'evento meteorico (variabile i), il coefficiente C contiene in sé tutte le informazioni necessarie relative al ciclo idrologico, ovvero: intercettazione, infiltrazione, evaporazione, capacità di stoccaggio e deflusso superficiale.

Le variabili necessarie per la stima del coefficiente C includono il tipo di terreno, l'uso del suolo, la presenza di coperture, la pendenza; generalmente si impiegano valori medi del coefficiente di deflusso, determinati in base a specifiche tabelle.

Nel caso in esame, la pendenza del terreno è inferiore all'1% ed il suolo viene assunto, cautelativamente, molto argilloso.

Dalla seguente tabella 1, ottenuta dal sito del Florida Department of Transportation, si può osservare che, per tali caratteristiche, il valore di riferimento considerato per le superfici permeabili a pascolo, a prato e a terreno agricolo è variabile tra 0,20 e 0,25.

Le aree edificate a bassa densità adducono ad un valore di $C = 0,40 \div 0,50$ mentre per condomini e lotti a elevata densità si ha $C = 0,50 \div 0,70$.

Per quanto riguarda le superfici pavimentate (impermeabili), il valore di C viene assunto pari a 0,95.

Alle superfici in elementi di cemento autobloccanti allettati su pietrischetto è possibile attribuire la medesima permeabilità di un area verde¹, per cui, si può assumere $C = 0,25$.

¹ È oramai consolidato il fatto che una pavimentazione drenante sia permeabile al 100% e che, anzi, abbia capacità di limitare il deflusso in rete spesso superiore a quella di un terreno argilloso o poco arieggiato (cfr. "Linee guida per la

Per i tetti verdi (eventualmente impiegabili), sulla base delle indicazioni presenti nella pagina relativa alla *Gestione sostenibile delle acque meteoriche* della Provincia autonoma di Bolzano, potrà essere prudenzialmente assegnato un valore di $C = 0.40$.

SLOPE LAND USE		SANDY SOILS		CLAYEY SOILS	
		MIN	MAX	MIN	MAX
Flat (0-2%)	Woodlands	0.10	0.15	0.15	0.20
	Pasture, grass, and farmland ^b	0.15	0.20	0.20	0.25
	Rooftops and pavement	0.95	0.95	0.95	0.95
	Pervious pavements ^c	0.75	0.95	0.90	0.95
	SFR: 1/2-acre lots and larger	0.30	0.35	0.35	0.45
	Smaller lots	0.35	0.45	0.40	0.50
	Duplexes	0.35	0.45	0.40	0.50
	MFR: Apartments, townhouses, etc.	0.45	0.60	0.50	0.70
	Commercial and Industrial	0.50	0.95	0.50	0.95
Rolling (2-7%)	Woodlands	0.15	0.20	0.20	0.25
	Pasture, grass, and farmland ^b	0.20	0.25	0.25	0.30
	Rooftops and pavement	0.95	0.95	0.95	0.95
	Pervious pavements ^c	0.80	0.95	0.90	0.95
	SFR: 1/2-acre lots and larger	0.35	0.50	0.40	0.55
	Smaller lots	0.40	0.55	0.45	0.60
	Duplexes	0.40	0.55	0.45	0.60
	MFR: Apartments, townhouses, etc.	0.50	0.70	0.60	0.80
	Commercial and Industrial	0.50	0.95	0.60	0.95
Steep (7%+)	Woodlands	0.20	0.25	0.25	0.30
	Pasture, grass, and farmland ^b	0.25	0.35	0.30	0.40
	Rooftops and pavement	0.95	0.95	0.95	0.95
	Pervious pavements ^c	0.85	0.95	0.90	0.95
	SFR: 1/2-acre lots and larger	0.40	0.55	0.50	0.65
	Smaller lots	0.45	0.60	0.55	0.70
	Duplexes	0.45	0.60	0.55	0.70
	MFR: Apartments, townhouses, etc.	0.60	0.75	0.65	0.85
	Commercial and Industrial	0.60	0.95	0.65	0.95

Source: FDOT (1987)

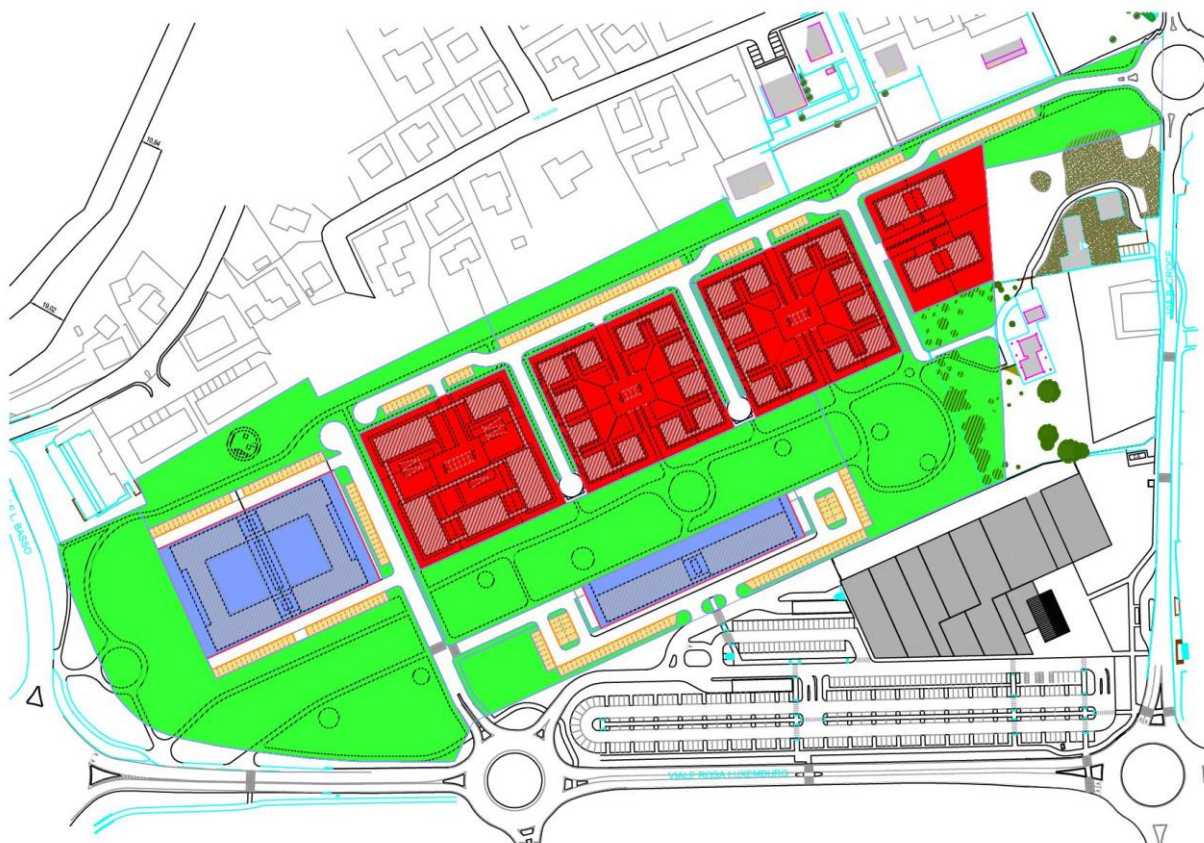
Tabella 1 : COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – DEFINIZIONE IN FUNZIONE DELL'USO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SUOLO E DELLA PENDENZA DEL TERRENO

La superficie territoriale complessiva, ovvero, la superficie afferente assomma a complessivi 84'800 m² e, come ricordato in premessa, il comparto è attualmente occupato da un'area agricola alla quale compete un valore di $C = 0,20 \div 0,25$; si assumerà $C = 0,25$.

Per lo stato di fatto si ha quindi solo la superficie ed il relativo coefficiente di deflusso riportati nella seguente tabella:

Tipologia di superficie	Superficie [m ²]	Coefficiente di deflusso	Sup. impermeabile equivalente [m ²]
Verde profondo	84'800	0.25	21'200

Tabella 2 : STATO DI FATTO: ESTENSIONE E COEFF.DI DEFLUSSO PER LE VARIE SUPERFICI.



Comparto con individuazione delle diverse tipologie dei suoli

Per lo stato di progetto, con riferimento alle aree colorate dell'immagine precedente, si hanno le seguenti superfici e coefficienti di deflusso:

Tipologia di superficie	Superficie [m ²]	Coefficiente di deflusso	Sup. impermeabile equivalente [m ²]
Pascolo, prato, terreno agricolo	35'652	0.25	8'913
Pavimentazioni autobloccanti drenanti	7'853	0.25	1'963
Lottizzazioni a bassa densità	20'896	0.45	9'403
Lottizzazioni a elevata densità	8'087	0.70	5'661
Pavimentazioni impermeabili	12'312	0.95	11'696

Tabella 3 : **PROGETTO**: ESTENSIONE E COEFF.DI DEFLUSSO PER LE VARIE SUPERFICI.

3.1. PORTATA MASSIMA DI PROGETTO

La superficie impermeabile che conferisce nella rete in progetto, dalla tabella precedente, risulta quindi pari a: 37'636 m².

La rete delle acque meteoriche potrà essere analizzata con il metodo di corrivazione.

Il metodo della corrivazione stima la portata afferente ad una determinata sezione di chiusura, suddividendo la rete in sottobacini.

Le ipotesi alla base del modello assumono che le gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impieghino tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura in esame e che il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena afferente, sia direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta nel punto, in un istante precedente a quello del passaggio della piena.

Questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto ed è invariante nel tempo.

Esiste quindi un tempo di concentrazione t_c caratteristico di ogni bacino afferente che rappresenta il tempo necessario perché la goccia di pioggia caduta nel punto più lontano dalla sezione di raccolta del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

La portata massima transitante nella sezione di chiusura di una rete presa in esame si ottiene per la durata di pioggia pari al tempo di corrivazione.

Esso si compone di due contributi: il tempo di accesso in rete e il tempo di scorrimento nella rete stessa.

Il primo contributo, che dipende da molteplici variabili ed è praticamente impossibile da descrivere con un modello matematico, per le reti urbane viene generalmente assunto con valori compresi tra 5 e 15 minuti. Nel nostro caso, vista la geometria del progetto edilizio e della rete di smaltimento, si assumerà un valore intermedio, ovvero 8 minuti.

Il secondo contributo è funzione dalla velocità del fluido, che a sua volta dipende dal diametro, dalla pendenza, dalla scabrezza del materiale costituente i tubi e dal loro grado di riempimento. Per determinare il tempo di scorrimento si ipotizza una velocità media iniziale nei condotti e, in via reiterativa, si determina la velocità effettiva nel condotto e, di conseguenza, il tempo di scorrimento in rete t_s .

Il tempo di corrivazione vale, quindi:

$$t_c = t_a + t_s$$

L'altezza di pioggia viene assunta, impiegando i valori medi desunti dalle tabelle "Agac" per eventi con durata inferiore all'ora e tempo di ritorno di 20 anni con la nota formula monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

Si ricava, quindi, il coefficiente udometrico impiegando la formula di Turazza:

$$u = 10'000 \cdot k \cdot h / (3600 \cdot t_c) [l / s ha]$$

con:

k = coeff. di assorbimento

h = altezza di pioggia

t_c = tempo di corrivazione

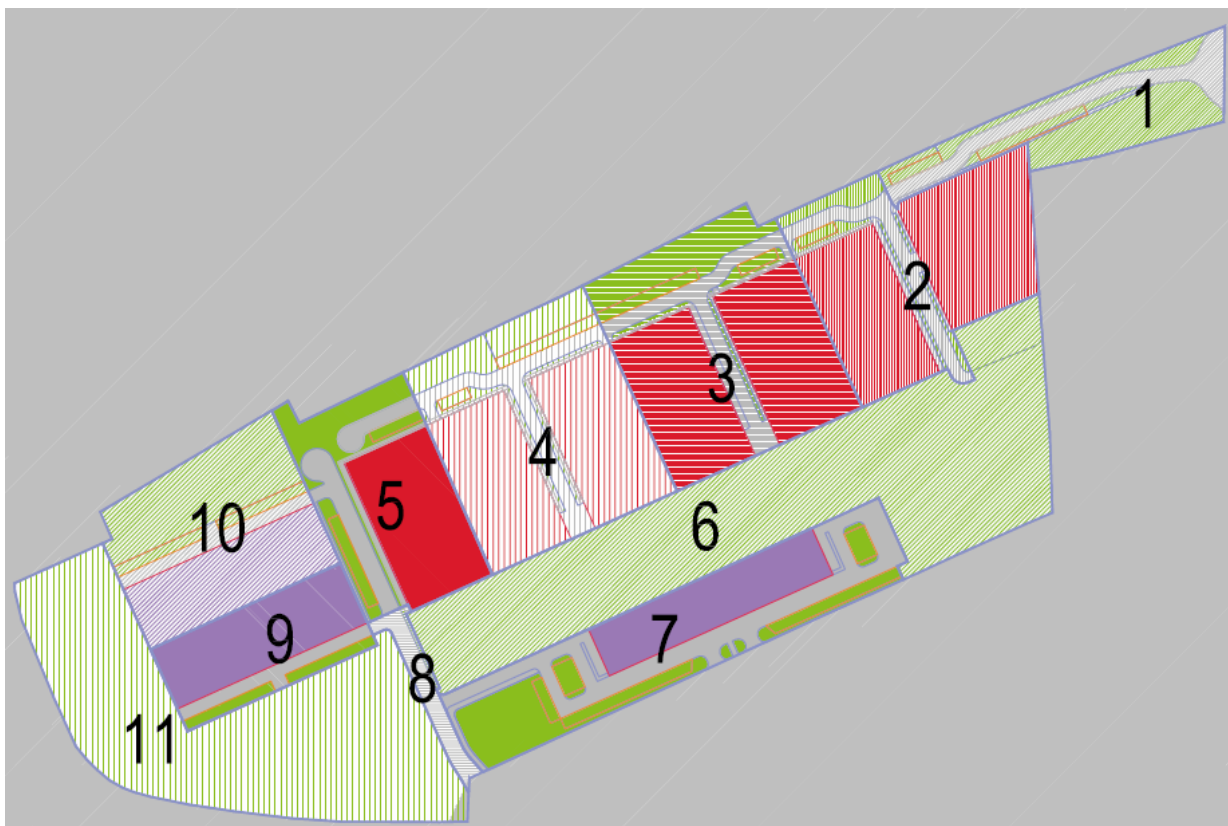
La portata nella sezione finale del collettore:

$$Q = u \cdot A [l / s]$$

con:

u = coeff. udometrico

A = area del bacino afferente



Schematizzazione del comparto per la determinazione delle portate con il metodo della corrivazione

Bacino	Imp al 25% [mq]	Imp al 45% [mq]	Imp al 70% [mq]	Imp al 95% [mq]	Area tot. [mq]	Area Imp. Equivalente
1	2'904			1'538	4'442	2'187
2	815	6'247		1'239	8'291	4'192
3	1'968	5'854		1'579	9'401	4'626
4	1'847	5'783		1'483	9'113	4'473
5	1'633	2'981		1'398	6'012	3'078
6	15'872				15'872	3'968
7	2'665		2'542	3'069	8'275	5'361
8	60			742	802	720
9	435		2'773	599	3'807	2'619
10	3'162		2'773	599	6'534	3'301
11	12'251				12'251	3'063
					84'800	37'588

Tabella riassuntiva della permeabilità delle aree per i vari bacini afferenti

Con riferimento alla precedente immagine, che individua i diversi tratti e nodi della rete, nonché i sottobacini afferenti e le relative superfici effettive, la tabella 4 sintetizza i calcoli effettuati per la determinazione delle portate, delle velocità e della percentuale di

riempimento nei diversi tratti che costituiscono la rete di deflusso delle acque meteoriche.

Altezza di pioggia ottenuta con la formula monomia $h = a t^n$ per un evento di durata inferiore ad 1 ora e tempo di ritorno di 20 anni																				
con:																				
a= 57,9																				
n= 0,53																				
BACINO	DESCRIZIONE	Tratti confluenti		Elementi del tratto						Elementi Progressivi		Risultati dell'iterazione di calcolo					Output di calcolo del tratto			
		N. dei Tratti confluenti	Tempo di concentrazione [min]	Area effettiva [m²]	Coeff. di Deflusso [%]	Area Ridotta [m²]	Lunghezza del tratto [m]	Pendenza [%]	T _{Accesso} [min]	Area effettiva [m²]	Area Ridotta [m²]	T _{Scorim.} [min]	T _{Conv.} [min]	h [mm]	Coeff. ud. u [l / s ha]	Portata Q [l / s]	Sezione	Tirante idrico [m]	Riempimento %	Velocità [m/s]
1	1->2			4442	49	2187	168	1,5	8	4442	2187	3,98	11,98	24,49	307	67,1	Ø400 PVC	0,319	83,9%	0,704
2	2->3	1>2	11,98	8291	51	4192	160	1,0	8	12733	6379	3,36	23,34	34,97	225	143,4	Ø800 PVC	0,287	36,0%	0,793
3	3->4	2>3	23,34	9401	49	4626	160	1,0	8	22134	11005	3,05	34,39	43,01	188	206,5	Ø1000 CEM	0,300	30,1%	0,875
4	4>5	3>4	34,39	9113	49	4473	160	1,0	8	31247	15478	2,91	45,30	49,83	165	255,4	Ø1000 PVC	0,355	35,5%	0,917
6	6>7			15872	25	3968	250	1,0	30	15872	3968	7,53	37,53	45,07	180	71,5	Ø400 PVC	0,373	98,1%	0,553
7	7>8	6>7	37,53	8275	65	5361	250	1,0	8	24147	9329	5,16	50,69	52,92	157	146,1	Ø1000 PVC	0,230	23,0%	0,808
8	8>5	7>8	50,69	802	90	720	77	1,0	8	24949	10049	1,59	60,28	58,04	144	145,1	Ø1000 CEM	0,229	22,9%	0,807
9	9>5			3807	69	2619	122	1,0	8	3807	2619	2,87	10,87	23,25	321	84,0	Ø1000 PVC	0,151	15,1%	0,709
5	5>10	4>5	45,30																	
5	5>10	8>5	60,28	6012	51	3078	64	1,0	8	41066	21175	1,13	69,42	62,59	135	286,4	Ø1000 PVC	0,388	38,8%	0,940
5	5>10	9>5	10,87																	
10	10->R	5>10	69,42	6534	51	3301	122	1,0	8	47600	24476	2,12	79,54	67,31	127	310,7	Ø1000 PVC	0,414	41,4%	0,957
11	11->R			12251	25	3063	200	1,0	8	12251	3063	4,60	12,60	25,17	300	91,7	Ø1000 PVC	0,161	16,1%	0,724
Rec	R	10>R	79,54				2	1,0	8	47600	24476	0,04	87,58	70,86	121	297,0	Ø1000 PVC	0,399	39,9%	0,947
Rec	R	11>R	12,60																	

Tabella 4 : **PROGETTO**: Calcolo delle portate e delle sezioni fognarie con il metodo cinematico

Dalla tabella 4 si osserva che la portata critica nella sezione di chiusura considerata vale 297.0 l/s.

Ricaveremo, nel seguito, la portata critica dello stato di fatto:

per assicurare l'invarianza idraulica, il valore che otterremo dovrà risultare non superiore al dato appena ottenuto per la portata massima di progetto.

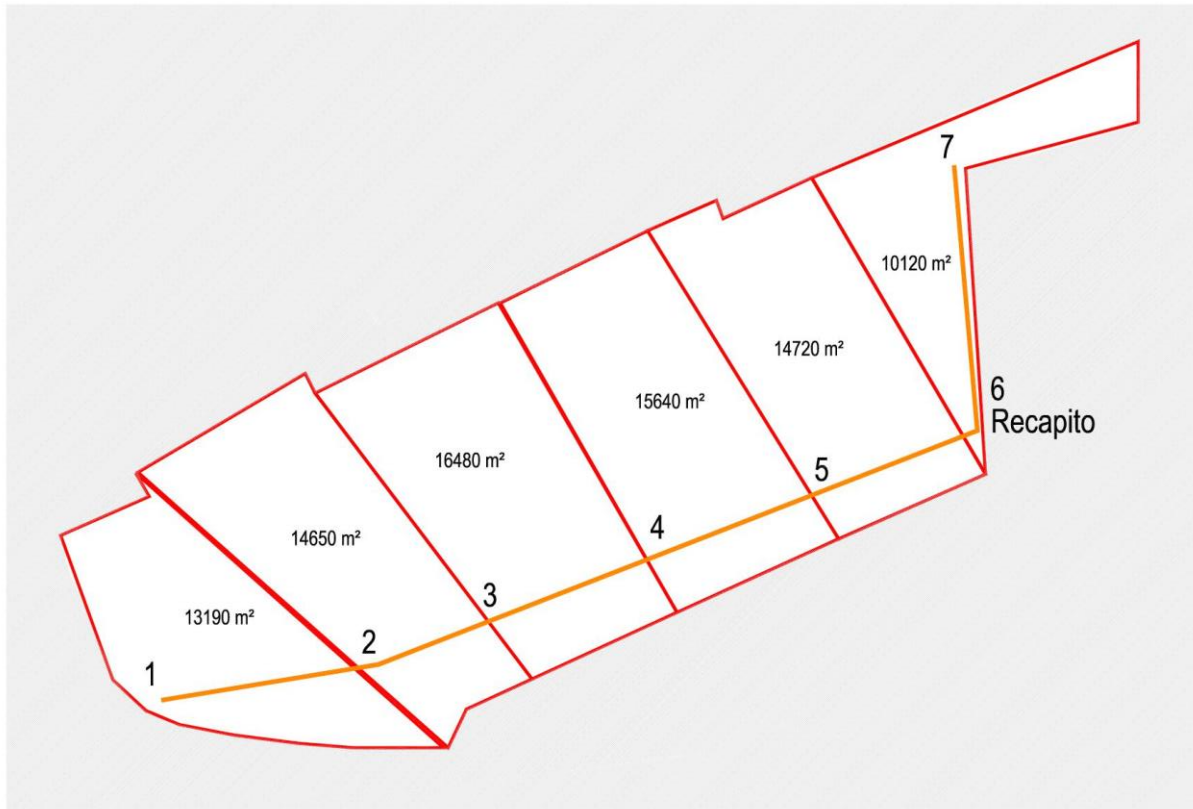
In caso contrario dovranno essere attuati dei sistemi per ricondurre la portata critica di progetto a quella dello stato di fatto.

3.2. PORTATA MASSIMA DELLO STATO DI FATTO

Nello stato di fatto l'area non è dotata di reti fognarie e il tempo di accesso in rete coincide con il tempo necessario alla goccia d'acqua più lontana per raggiungere una scolina, stimabile in almeno 20 minuti, mentre il tempo di scorrimento e quello che trascorre per percorrere la scolina stessa fino alla sezione di chiusura.

Rilevata una pendenza media del terreno pari al 5,5‰ ed assunto per la scabrezza del suolo un coefficiente di Strickler pari a 25, si è potuto desumere la velocità media nelle scoline larghe circa 70÷100 cm.

Procedendo in modo analogo a quanto effettuato con la rete di progetto e facendo riferimento alla seguente figura, si ottiene il risultato sintetizzato nella tabella 5.



Schematizzazione dello stato di fatto per la determinazione delle portate con il metodo della corrivazione

Altezza di pioggia ottenuta con la formula monomia $h= a t^n$ per un evento di durata inferiore ad 1 ora e tempo di ritorno di 20 anni																				
con:																				
a= 57,9																				
n= 0,53																				
BACINO		Tratti confluenti		Elementi del tratto						Elementi Progressivi		Risultati dell'iterazione di calcolo					Output di calcolo del tratto			
	DESCRIZIONE	N. dei Tratti confluenti	Tempo di concentrazione [min]	Area effettiva [m²]	Coef. di Deflusso [%]	Area Ridotta [m²]	Lunghezza del tratto [m]	Pendenza [%]	T _{Accesso} [min]	Area effettiva [m²]	Area Ridotta [m²]	T _{Scorim.} [min]	T _{Conv.} [min]	h [mm]	Coef. ud. u [l / s ha]	Portata Q [l / s]	Sezione scollina	Tirante idrico [m]	Riempimento %	Velocità [m/s]
1	1->2			13190	25	3298	111	5,5	20	13190	3298	3,48	23,48	35,09	224	73,9	70 cm	0,250	71,0%	0,531
2	2->3	1->2	23,48	14650	25	3663	60	5,5	20	27840	6960	1,67	45,16	49,75	165	115,0	90 cm	0,271	60,0%	0,598
3	3->4	2->3	45,16	16480	25	4120	86	5,5	20	44320	11080	2,25	67,41	61,61	137	151,9	90 cm	0,337	75,0%	0,636
4	4->5	3->4	67,41	15640	25	3910	90	5,5	20	59960	14990	2,27	89,68	71,76	120	179,9	90 cm	0,385	86,0%	0,660
6	5->6	4->5	89,68	14720	25	3680	93	5,5	20	74680	18670	2,29	111,98	80,79	108	202,1	90 cm	0,424	94,0%	0,676
7	7->6			10120	25	2530	135	5,5	20	10120	2530	4,50	24,50	35,89	220	55,6	70 cm	0,202	58,0%	0,500
8	6-Rec	7->6	24,50							84800	21200	0,00	111,98	80,79	108	229,4	100 cm	0,417	83,0%	0,703
8	6-Rec	5->6	111,98																	

Tabella 5 : **STATO DI FATTO**: Calcolo delle portate con il metodo cinematico

Dalla tabella 5 la portata critica nella sezione di chiusura considerata vale 229.4 l/s.

Se confrontiamo la portata critica di progetto con quella di stato di fatto si ha:

$$Q_p = 297.0 \text{ l/s} > Q_{sdf} = 229.4 \text{ l/s}$$

L'incremento di portata vale 67,6 l/s, ovvero il 29,5% della portata critica dello stato di fatto.

Per assicurare l'invarianza idraulica, si dovrà regimare la portata rilasciata al recettore nella sezione di chiusura con un regolatore di portata che limita il rilascio a 229,4 l/s e laminare la portata in eccesso.

Per determinare il volume da laminare si può adottare il **metodo delle sole piogge** per il dimensionamento delle vasche di accumulo

DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE SULLA BASE DELLE SOLE PIOGGE
DA "SISTEMI DI FOGNATURA" - CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI - HOEPLI
CAP. 4.2.1, PAG. 368

METODO

VOLUME ENTRANTE NELLA VASCA IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n$$

VOLUME USCENTE DALLA VASCA IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W_u = Q_u \cdot \theta$$

VOLUME ACCUMULATO IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

IL VALORE MASSIMO DI W SI OTTIENE ANNULLANDO LA DERIVATA PRIMA
OVVERO PER IL TEMPO CORRISPONDENTE ALLA DURATA CRITICA:

$$\theta_c = [Q_u / (S \cdot \varphi \cdot a \cdot n)]^{1/(n-1)}$$

IL VOLUME MASSIMO W_M E' QUINDI PARI A:

$$W_M = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^n - Q_u \cdot \theta_c$$

DATI E SVILUPPO DEI CALCOLI

S	3,7588 ha	SUPERFICIE IMPERMEABILE (IN ha)
S	37588 m ²	SUPERFICIE IMPERMEABILE (IN m ²)
qu	61,03 l/s/ha _{IMP}	PORTATA IN USCITA PER ETTARO IMPERMEABILE
Qu = qu*S	229,40 l/s	PORTATA COMPLESSIVA IN l/s
Qu	825,84 m ³ /h	PORTATA COMPLESSIVA IN m ³ /h
a	57,9 mm/h ⁿ	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA (DA IRETI)
n	0,53	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA (DA IRETI)
a	0,0579 m/h ⁿ	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA IN m/h ⁿ
φ	1	COEFFICIENTE D'AFFLUSSO

DETERMINAZIONE DURATA CRITICA:

$$\theta_c = [Q_u / (S \cdot \varphi \cdot a \cdot n)]^{1/(n-1)}$$

$$\theta_c = 2,035830528 \text{ h} \quad \text{pari a 122,15 minuti}$$

DETERMINAZIONE VOLUME VASCA W_M

$$W_e = 3172,20 \text{ m}^3$$

$$W_u = 1681,27 \text{ m}^3$$

$$W_M = W_e - W_u$$

$$W_M = 1490,93 \text{ m}^3$$

MAGGIORAZIONE del 30%

$$W_M = 1938,22 \text{ m}^3$$

Tale volume potrà essere in parte laminato all'interno degli stessi condotti Ø1000 il cui sviluppo vale 1100m ed il cui grado di riempimento medio non raggiunge il 30% e, conseguentemente, il volume disponibile risulta pari a:

$$V_{\text{lam}} = L \cdot \text{Sez. idr. disponibile} = 1100 \cdot 0.54 = 594,8 \text{ m}^3$$

Il volume rimanente ($1938,2 - 594,8 = 1343,4 \text{ m}^3$) potrà essere laminato entro serbatoi o vasca interrata.

Si può osservare che la durata critica ottenuta con il metodo delle sole piogge (2,0358 ore) non è molto maggiore della durata critica dell'evento determinata con il metodo della corrivazione (1,46 ore).

3.3. LIMITI IMPOSTI DAL GESTORE DEL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

Con parere urbanistico 807 P(u) del gestore del SII (IRETI) avente Protocollo n. RT 007524-2017-P del 12/05/2017 si è richiesto di adeguare la portata massima uscente dal comparto in considerazione della capacità e del tirante idrico previsto nel collettore ricevente indicato, secondo il vincolo del coefficiente udometrico massimo ritenuto compatibile e ammesso, assunto in 10 l/s • ha.

Posto il fatto che la superficie territoriale del comparto ANS2-2b che vale 8,48 ha, la portata massima consentita uscente dal comparto ANS2-2b dovrà essere non superiore a 85 l/s, quindi il volume da laminare all'interno del comparto dovrà essere sensibilmente maggiore a quello derivante dai calcoli indicati nel precedente capitolo 3.2.

Con un procedimento analogo a quello utilizzato nel precedente capitolo 3.2, si valuta che l'incremento di portata vale 212 l/s.

Si dovrà, quindi, regimare la portata rilasciata al recettore nella sezione di chiusura con un regolatore di portata che limita il rilascio a 85 l/s e laminare la portata in eccesso.

Per determinare il volume da laminare si adotta ancora il **metodo delle sole piogge**, che è sintetizzato nella tabella alla pagina seguente.

Tale volume potrà essere in parte laminato all'interno degli stessi condotti Ø1000 il cui sviluppo vale 1100m ed il cui grado di riempimento medio non raggiunge il 30% e, conseguentemente, il volume disponibile risulta pari a:

$$V_{\text{lam}} = L \cdot \text{Sez. idr. disponibile} = 1100 \cdot 0.54 = 594,8 \text{ m}^3$$

Il volume rimanente ($5024,5 - 594,8 = 4429,7 \text{ m}^3$) potrà essere laminato entro uno o più serbatoi o vasche interrate; in alternativa potrà essere rallentando l'afflusso in rete mediante l'impiego di BMPs (tetti verdi, superfici drenanti, rain garden, etc.) anche all'interno dei singoli lotti privati.

In ogni caso, calcoli idraulici più dettagliati sono rimandati alla fase di progettazione esecutiva che dovrà, comunque, essere sottoposta all'approvazione di IRETI.

DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE SULLA BASE DELLE SOLE PIOGGE
DA "SISTEMI DI FOGNATURA" - CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI - HOEPLI
CAP. 4.2.1, PAG. 368

METODO

VOLUME ENTRANTE NELLA VASCA IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n$$

VOLUME USCENTE DALLA VASCA IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W_u = Q_u \cdot \theta$$

VOLUME ACCUMULATO IN FUNZIONE DEL TEMPO θ :

$$W = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

IL VALORE MASSIMO DI W SI OTTIENE ANNULLANDO LA DERIVATA PRIMA
OVVERO PER IL TEMPO CORRISPONDENTE ALLA DURATA CRITICA:

$$\theta_c = [Q_u / (S \cdot \varphi \cdot a \cdot n)]^{1/(n-1)}$$

IL VOLUME MASSIMO W_M E' QUINDI PARI A:

$$W_M = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^n - Q_u \cdot \theta_c$$

DATI E SVILUPPO DEI CALCOLI

S	3,7588 ha	SUPERFICIE IMPERMEABILE (IN ha)
S	37588 m ²	SUPERFICIE IMPERMEABILE (IN m ²)
qu	22,61239 l/s/ha _{IMP}	PORTATA IN USCITA PER ETTARO IMPERMEABILE
Qu = qu*S	85,00 l/s	PORTATA COMPLESSIVA IN l/s
Qu	305,98 m ³ /h	PORTATA COMPLESSIVA IN m ³ /h
a	57,9 mm/h ⁿ	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA (DA IRETI)
n	0,53	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA (DA IRETI)
a	0,0579 m/h ⁿ	PARAMETRO CURVA PLUVIOMETRICA IN m/h ⁿ
φ	1	COEFFICIENTE D'AFFLUSSO

DETERMINAZIONE DURATA CRITICA:

$$\theta_c = [Q_u / (S \cdot \varphi \cdot a \cdot n)]^{1/(n-1)}$$

$$\theta_c = 16,83378752 \text{ h} \quad \text{pari a } 1'010,03 \text{ minuti}$$

DETERMINAZIONE VOLUME VASCA W_M

$$W_e = 9718,61 \text{ m}^3$$

$$W_u = 5150,86 \text{ m}^3$$

$$W_M = W_e - W_u$$

W_M	4567,75 m ³
-------	------------------------

MAGGIORAZIONE del 10%

W_M	5024,52 m ³
-------	------------------------

4. Progetto rete delle acque nere

Il progetto prevede l'insediamento di circa 138 alloggi residenziali più una volumetria destinata ad usi terziari di circa 28'500 m³ (10'176 m² × 2,8 m).

Partendo da questi dati, si procede alla stima degli abitanti equivalenti e della portata nera media e di picco. I dati sono sintetizzati nella seguente tabella 9

CALCOLO DEGLI APPORTI IDRICI PER LE FOGNE NERE

Dotazione Idrica	Δ	300 l / die
Coefficiente di Contemporaneità	Cc	80%
Rapporto tra max. portata oraria e portata media	Cp	5
Coefficiente di Dispersione	ε	0,1
Abitanti equivalenti insediabili nel comparto	AE	

$$\text{Portata media dell'effluente} = q_{\text{med}} [\text{l/s}] = [(1-\varepsilon) \times Cc \times AE] \times \Delta / t$$

$$\text{Portata massima dell'effluente} = q_{\text{med}} [\text{l/s}] = [(1-\varepsilon) \times Cp \times Cc \times AE] \times \Delta / t$$

EDIFICI RESIDENZIALI	Q.TITA'	ALLOGGI PREVISTI	ABITANTI PER ALLOGGIO	ABITANTI EQUIVALENTI	PORTATA MEDIA [l/s]	PORTATA MASSIMA [l/s]
Alloggi di Edilizia Libera inerenti il Diritto Edific.	1	115	2,6	299	0,7475	3,7375
Alloggi ERS	1	23	2,6	59,8	0,1495	0,7475
Totale alloggi ed abitanti equivalenti		138		359	0,90	4,49

EDIFICI AD USO TERZIARIO DIREZIONALE E COMMERCIALE	Q.TITA'	SUPERFICIE [m²]	ALTEZZA MEDIA [m]	VOLUME [m³]	m³ per ADDETTO	ABITANTI EQUIVALENTI	PORTATA MEDIA [l/s]	PORTATA MASSIMA [l/s]
Terziario	1	10176	2,8	28492,8	100	284,928	0,71232	3,5616
Totale abitanti equivalenti						285	0,71	3,56
Totali per il comparto						644	1,61	8,05

Tabella 9 : FOGNE NERE - ABITANTI EQUIVALENTI, PORTATE MEDIE E DI PUNTA

Tali portate, estremamente modeste, saranno smaltite con delle condotte posate con pendenza media del 3‰ e aventi diametro nominale di 200 mm.

Le due tabelle successive mostrano la percentuale, il livello di riempimento e la velocità di deflusso nelle condotte per le portate medie e le portate di punta.

TUBO CIRCOLARE Ø200 mm In PVC

Dati canale:	Diametro=	0,1902	metri
	Area	0,028413	m²
	Pendenza canale=	0,003	m/m
	Coeff ScabrezzaG-Strickler=	80	
	Portata di progetto=	0,00161	mc/s
			l/s
			1,61

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	Portata (l / s)	H riemp	Veloc m/s
7,0%	61,37	1,07	0,0020	0,10	0,0195	0,0006	0,6319	0,0133	0,318
7,5%	63,58	1,11	0,0021	0,11	0,0202	0,0007	0,6924	0,0143	0,325
8,0%	65,72	1,15	0,0023	0,11	0,0208	0,0008	0,7542	0,0152	0,332
8,5%	67,80	1,18	0,0024	0,11	0,0215	0,0008	0,8172	0,0162	0,338
9,0%	69,83	1,22	0,0026	0,12	0,0221	0,0009	0,8814	0,0171	0,345
9,5%	71,81	1,25	0,0027	0,12	0,0226	0,0009	0,9467	0,0181	0,351
10,0%	73,74	1,29	0,0028	0,12	0,0232	0,0010	1,0131	0,0190	0,357

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

14,21%	88,58	1,55	0,0040	0,15	0,0275	0,00161	1,61000	0,0270	0,399
--------	-------	------	--------	------	--------	---------	---------	--------	-------

Tabella 10 : FOGNE NERE – DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ NEL CONDOTTO PER LE PORTATE MEDIE

TUBO CIRCOLARE Ø200 mm in PVC

Dati canale:	Diametro=	0,1902	metri
	Area	0,028413	m ²
	Pendenza canale=	0,003	m/m
	Coeff ScabrezzaG-Strickler=	80	
	Portata di progetto=	0,00805	mc/s
			l/s
			8,05

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	Portata (l/s)	H riemp	Veloc m/s
7,0%	61,37	1,07	0,0020	0,10	0,0195	0,0006	0,6319	0,0133	0,318
7,5%	63,58	1,11	0,0021	0,11	0,0202	0,0007	0,6924	0,0143	0,325
8,0%	65,72	1,15	0,0023	0,11	0,0208	0,0008	0,7542	0,0152	0,332
8,5%	67,80	1,18	0,0024	0,11	0,0215	0,0008	0,8172	0,0162	0,338
9,0%	69,83	1,22	0,0026	0,12	0,0221	0,0009	0,8814	0,0171	0,345
9,5%	71,81	1,25	0,0027	0,12	0,0226	0,0009	0,9467	0,0181	0,351
10,0%	73,74	1,29	0,0028	0,12	0,0232	0,0010	1,0131	0,0190	0,357

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

49,41%	178,64	3,12	0,0140	0,30	0,0473	0,00805	8,05000	0,0940	0,573
--------	--------	------	--------	------	--------	---------	---------	--------	-------

Tabella 11 : FOGNE NERE – DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ NEL CONDOTTO PER LE PORTATE DI PUNTA

Per entrambe le portate la percentuale di riempimento del tubo ha abbondanti margini di riserva dal momento che, al più, il riempimento è del 49,41%.

La velocità di deflusso, invece, evidenzia due diverse situazioni:

- la velocità delle portate medie (39,9 cm/s) risulta inferiore ai limiti suggeriti dalla circolare 11633/74 del M.LL.PP. (50 cm/s) ma è ben superiore ai valori ritenuti ancora tollerabili (25÷30 cm/s);
- la velocità delle portate di punta (57,3 cm/s) rispetta pienamente i limiti di legge.

Si può, dunque, valutare che mediamente la velocità dei reflui è quasi adeguata al lavaggio della fogna e che le portate di punta possono contribuire a mantenere i condotti fognari liberi da sedimenti solidi.

Come già evidenziato nel Cap. 1.2, si ricorda che il progetto recepisce l'obbligo riportato alla lettera b" della scheda POC - approvata nel C.C. 13.04.2015 I.D. n° 68 - di dimensionare la rete di scarico delle acque nere in modo idoneo a ricevere il collettore fognario ALBINEA-REGGIO.

Allo scopo, il ramo che parte dal quadrante Sud-Ovest – nei pressi del lotto 9 – e si sviluppa fino al recapito predisposto nel comparto ANS2-2a è stato sovradimensionato per accogliere le portate derivate dal collettore fognario proveniente da Albinea.

Anche per tale diametro la velocità della portata media e di punta possono essere considerate adeguate: $V_{med} = 40,2 \text{ cm/s}$ $V_{punta} = 59,4 \text{ cm/s}$

5. Scelta dei materiali

Per le fogne nere, le condotte sono previste con tubi in PVC con giunto a bicchiere e guarnizione in neoprene Ø 200 mm e classe di resistenza SN4.

Solo i rami che potranno essere impiegati per derivare le portate del collettore Albinea – Reggio avranno, invece, diametro Ø 315 mm e medesima classe di resistenza.

Per la rete delle acque meteoriche, le condotte sono previste con tubi in PVC con giunto a bicchiere e guarnizione in neoprene e classe di resistenza SN4, per diametri Ø 315 ÷ 400 mm e con tubi in cemento con giunto a bicchiere e guarnizione in neoprene, per diametri nominali superiori a 400 mm.

I pozzetti di ispezione dei condotti di fognatura per acque meteoriche e nere saranno realizzati mediante elementi in CAV posati su letto in cls e rinfiancati con materiale inerte opportunamente compattato con dimensioni o diametro interno maggiore o uguale a

800x800 mm ovvero ϕ 1000, infatti, le dimensioni interne minime dovranno essere sufficienti a contenere i condotti innestati e a garantirne l'ispezionabilità in relazione alla profondità di posa. I pozzetti della rete delle acque nere saranno, inoltre, dotati di fondello idraulico e di rivestimento in vernici epossidiche o epossibituminose con spessore minimo di 600 μm .

I coperchi dei pozzetti d'ispezione saranno di forma circolare in ghisa sferoidale UNI 4544 aventi Classe D400 EN124 in sede stradale, e Classe B125 EN124 nel verde pubblico, con superficie a rilievi antisdrucchiolo del diametro di 650 mm, articolato al telaio con sistema che ne garantisca il centraggio automatico in fase di chiusura, dotato di bloccaggio anti-chiusura accidentale e sfilabile dal telaio, in posizione aperto a 90°, dotato di guarnizione circolare continua, anti-rumore ed anti-basculamento, in neoprene ad alta densità con larga base piana di appoggio e profilo speciale per essere posizionata nell'apposita gola.