

REGIONE PIEMONTE

COMUNE DI FOSSANO

PROVINCIA DI CUNEO



NUOVA STRUTTURA COMMERCIALE IN VIA
VILLAFALLETTO

RELAZIONE IDRAULICA IDROLOGICA

IL PROPONENTE

FOSSANO FUTURA S.r.l.
Via Biandrate, n°24
28100 NOVARA

I PROGETTISTI

GEOMARK S.r.l.
C.so Duca degli Abruzzi n°40
10129 TORINO

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. FOGNATURA NERA	1
2.1. FOGNATURA NERA ESISTENTE	1
2.2. FOGNATURA NERA A PROGETTO.....	1
2.3. POPOLAZIONE SERVITA AFFLUSSI IN FOGNATURA.....	2
3. FOGNATURA BIANCA.....	5
3.1. FOGNATURA BIANCA ESISTENTE.....	5
3.2. LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	5
3.3. ANALISI PLUVIOMETRICA	6
3.3.1. <i>Analisi pluviometrica attraverso il metodo della regionalizzazione.....</i>	<i>7</i>
3.3.2. <i>Curva di possibilità pluviometrica di progetto.....</i>	<i>7</i>
3.4. FOGNATURA BIANCA A PROGETTO.....	10
3.5. VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	10
3.3.3. <i>Tempo di corrivazione.....</i>	<i>11</i>
3.6. CAPACITA' DI INFILTRAZIONE DEL TERRENO	12
3.3.1. <i>Dimensionamento del bacino di infiltrazione.....</i>	<i>12</i>
4. CONCLUSIONI	14

ALLEGATI

- ALLEGATO 1: *Verifica in moto uniforme fognatura nera*
- ALLEGATO 2: *Dimensionamento vasche di prima pioggia*
- ALLEGATO 3: *Verifica in moto uniforme fognatura bianca*
- ALLEGATO 4: *Dimensionamento vasche di pompaggio*
- ALLEGATO 5: *Dimensionamento bacini di filtrazione*

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica ha per oggetto l'analisi idrologica-idraulica l'Area Produttiva di Nuovo Impianto in Via Villafalletto/St.da Vicinale di Santa Chiara nel Comune di Fossano (CN).

La fognatura bianca in progetto nell'area di intervento (come rappresentato nell'elaborato grafico S DIA 15 "*Planimetria Fognatura Bianca in progetto e Rete di Drenaggio Superficiale*") prevede lo smaltimento nel sottosuolo delle acque meteoriche di seconda pioggia relative all'area commerciale, mediante due bacini di infiltrazione posizionati al disotto del pacchetto stradale dei piazzali. Per quanto riguarda la raccolta delle acque meteoriche di piattaforma relative alla viabilità esistente si prevede in alcuni tratti la pulizia ed il risezionamento dei fossi stradali esistenti, in altri la realizzazione di nuovi fossi e per quanto riguarda la raccolta lungo via Villafalletto è prevista la posa di una tubazione in cls D=800 mm al disotto della banchina stradale. Tale condotta avrà la funzione di raccogliere le acque di piattaforma, l'eventuale troppo pieno del sistema di infiltrazione, e le ridotte portate irrigue convogliate dal fosso esistente lungo Via Villafalletto.

Le acque di prima pioggia in accordo con la normativa vigente verranno stoccate in apposite vasche per poi essere scaricate in fognatura nera dopo l'evento meteorico.

2. FOGNATURA NERA

2.1. FOGNATURA NERA ESISTENTE

La zona in esame è interessata da un tratto di fognatura nera consortile ubicato lungo Via Villafalletto a Sud della chiesa di Santa chiara.

La condotta esistente è costituita da un tubo in PEad D=400 mm disposto con fondo scorrevole a circa -2.00 m dal piano campagna.

2.2. FOGNATURA NERA A PROGETTO

La fognatura nera di nuova realizzazione all'interno dell'area di interesse sarà concepita e dimensionata per raccogliere le acque reflue della struttura commerciale in progetto, nonché le acque di prima pioggia gravanti sui piazzali ed i nuovi tratti di viabilità interna.

E' previsto il prolungamento verso Ovest, mediante una tubazione in PEad 400 mm della condotta esistente lungo via Villafalletto (vedasi elaborato S DIA 15 "*Planimetria Fognatura Nera in Progetto*").

In corrispondenza del pozzetto Np9 si avrà la convergenza della condotta in PEad 315 mm collocata lungo la viabilità in progetto che collega la strada vicinale di S. Chiara a Via Villafalletto.

In corrispondenza del pozzetto Np6 è previsto l'allacciamento del centro commerciale in progetto, mentre nei pozzetti Np7 ed Np17 si avrà lo scarico delle acque di prima pioggia stoccate nelle apposite vasche indicate nell'elaborato S DIA 15 "*Planimetria Fognatura Bianca in progetto e Rete di Drenaggio Superficiale*".

La rete di smaltimento delle acque nere in progetto consiste nella realizzazione di una serie di condotte in PVC/PEAD di diametro variabile da 200 a 400 mm collocate lungo la viabilità in progetto e dotate di una calottatura in cls minima di 10 cm al fine di preservare le tubazioni dalle sollecitazioni indotte dal traffico stradale.

2.3. POPOLAZIONE SERVITA AFFLUSSI IN FOGNATURA

Ai fini della determinazione delle portate nere è stata valutata l'entità futura della popolazione e degli addetti previsti per il nuovo insediamento.

La stima degli addetti e della popolazione residente è stata determinata a seguito di indagine conoscitiva sulla tipologia industriale, artigianale, commerciale e residenziale dei nuovi insediamento.

La rete di collettori è stata calcolata in base ad una previsione della popolazione futura residenti e addetti ad insediamento completato. Inoltre la determinazione della portata di punta è stata incrementata sommando gli scarichi contemporanei di bagni e lavabi delle utenze private.

L'attuale dotazione idrica per usi civili è valutata in un consumo medio annuo pari a 210 l/ab.g., a cui corrisponde un massimo consumo giornaliero pari a 320 l/ ab.g.

La dotazione per uso commerciale, industriale ed artigianale è stata stimata in media pari a 100 l/add.g. a cui vanno ad aggiungersi gli scarichi contemporanei derivanti dai servizi igienici e dai rubinetti aperti al pubblico pari a 0.10 l/s, mentre per gli scarichi dei locali commerciali è stata assunta una dotazione pari a 0.25 l/s per ogni scarico contemporaneo.

E' stata anche considerata la percentuale di acqua potabile che non raggiunge le fogne, introducendo un coefficiente d'afflusso alle fogne pari a 0,8.

Il rapporto tra la portata massima oraria e quella media giornaliera è stato assunto pari a 1,5, risultando alquanto minore del rapporto tra le corrispondenti portate distribuite dall'acquedotto a motivo del potere regolatore della rete di canali di scarico.

La portata nera media unitaria, cioè riferita ad un abitante, è esprimibile nel seguente modo:

$$P_m = \frac{\alpha \times d}{86.400} \quad (\text{in l/ sec.ab.})$$

dove:

α = coefficiente di afflusso alle fogne

d = dotazione unitaria di acqua potabile.

Moltiplicando detta portata unitaria per il numero di abitanti serviti da ciascun tronco di collettore si ottiene il valore medio della portata nera defluente nella sezione terminale del tronco:

$$P_m = p_m \times N \quad (\text{l/s.})$$

ove N è il numero degli abitanti serviti.

Il valore massimo della portata nera (l/s) risulta conseguentemente:

$$P_{\max} = 1,5 \times P_m$$

Altro fattore importante per il calcolo è la determinazione delle contemporaneità di scarico degli apparecchi, cioè stabilire la percentuale di probabilità che due o più apparecchi, allacciati ad un'unica condotta, scarichino contemporaneamente. Ciò è difficile da determinare con assoluta precisione, per cui ci si basa su dati teorici, risultati di test pratici e confronti effettuati a livello internazionale.

La stima del carico ridotto per effetto della contemporaneità avviene mediante una formulazione del tipo:

$$Q_t = c \sqrt{P[l/s]}$$

dove c è un coefficiente che dipende dalla tipologia di struttura servita dalla fognatura in progetto (vedasi tabella 2).

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0.50	Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0.70	Grandi ristoranti, hoel, ospedali, scuole
1.00	Bagni pubblici, centri sportivi
1.20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Tabella 1 – Coefficiente c per la stima della contemporaneità degli scarichi

Per l'area in esame è stato cautelativamente adottato un coefficiente C=1,2. Nella tabella seguente è riportato il calcolo delle portate stimate nel progetto della fognatura nera:

CP=

1.5

coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0.50	Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0.70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1.00	Bagni pubblici, centri sportivi
1.20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc

1.00

COMPARTO E			
N. Addetti	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali
[n. add]			[n. sc]
90	35	73	0
d	q	q	q
(l/add g)	(l/ab*rubinetto)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)
100	0.1	0.1	0.25
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0.083	3.500	7.300	0.000

PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)
3.30	4.95

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

1) Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

Qr [l/s] = 0,5 √Qt [l/s]

= 1.65 l/s

2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

Qr [l/s] = 0,7 √Qt [l/s]

= 2.31 l/s

3) Bagni pubblici, centri sportivi

Qr [l/s] = 1,0 √Qt [l/s]

= 3.30 l/s

4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Qr [l/s] = 1,2 √Qt [l/s]

= 4.12 l/s

Tabella 2 – Portate di progetto fognatura nera

Nel tratto terminale Np13-Np14 della dorsale principale lungo Via Villafalletto (costituita da una condotta in PEad Φ 400 mm collocata con pendenza dello 0,1%) la fognatura in progetto è in grado di smaltire la portata stimata $Q=4,12$ l/s con un grado di riempimento del 16%; pertanto la rete di raccolta delle acque reflue in progetto non solo è in grado di smaltire la portata relativa all'area commerciale lascia spazio ad insediamenti futuri.

3. FOGNATURA BIANCA

3.1. FOGNATURA BIANCA ESISTENTE

La zona dove è ubicato il sito non offre attualmente alcuna possibilità di smaltimento delle acque meteoriche in quanto non esiste alcuna rete fognaria di acque pubbliche bianche nelle immediate vicinanze. Attualmente il sito è a destinazione agricola, le acque meteoriche vengono smaltite per infiltrazione superficiale ed alimentano la prima falda. Una modesta parte delle acque piovane corrispondenti alle acque ruscellanti viene raccolta nella rete di balere e rii presenti in sito. In particolare il Rio Furioso e il rio dei Gelsi presentano delle sezioni tombinante e ristrette immediatamente a valle dell'area di intervento.

Per cui l'ipotesi di far defluire le acque meteoriche derivanti dalle superfici impermeabilizzate dei piazzali e dei tetti nei rii e bealere che attraversano il sito è stata scartata in quanto in tali canali non sono in grado di recepire le portate meteoriche relative al sito di interesse.

Inoltre l'area risulta interessata dal progetto del canale Scolmatore Ovest. Infatti, nella zona retrostante il Motel Agip è in progetto (da parte della società SMAT) una condotta in cls di diametro $\Phi=2$ m che nasce dalla Bealera Nuova e convoglia le acque raccolte nel suo percorso al fiume Po.

3.2. LE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Le superfici che generano volume di prima pioggia sono tutte le superfici impermeabili adibite a parcheggio ed i tratti di viabilità di collegamento fra i comparti; sono escluse da tale conteggio le superfici delle coperture non carrabili.

I volumi di prima pioggia sono stati stimati seguendo i criteri prescritti dalla L.R. 62/85 della Regione Lombardia. L'articolo 20 del suddetto regolamento stabilisce di considerare come acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm. uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio, per un periodo di 15 minuti, che corrispondono a $50 \text{ m}^3/\text{ha}$; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari a 0,85 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche delle vasche di prima pioggia dimensionate in modo tale da stoccare separatamente le acque meteoriche di prima pioggia raccolte dalle due reti rappresentate nell'elaborato S DIA 15 "Planimetria Fognatura Bianca in progetto e Rete di Drenaggio Superficiale".

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E VOLUMI INVASATI NELLE VASCHE di 1° Pioggia				
vasca	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Superficie (m²)	Volume invasato (m³)
1	3.00	16.50	49.50	44.916
2	3.00	16.50	49.50	49.608

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche vasche di 1° pioggia

I volumi di prima pioggia stoccati nelle vasche dei singoli comparti saranno scaricati nella fognatura nera 48 ore dopo l'evento meteorico mediante una stazione di pompaggio con portata massima indicativamente pari a 1 l/s e comunque da concordarsi con l'ente gestore.

3.3. ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi pluviometrica relativa all'area in esame (Coord. UTM Est 400598; Nord 4999483) nel territorio comunale di Fossano, è stata svolta sia utilizzando le serie storiche delle precipitazioni della stazione pluviometrica più prossima alla località in esame, che è la n. 1443 dell'Ufficio Idrografico di Torino; sia il modello di regionalizzazione adottato dall'Autorità di Bacino del Po (AdB) nel piano Stralcio per l'Assetto idrologico (PAI) "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" sviluppato nel progetto VAPI (Valutazione Piene) dal *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche* (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. Con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h_r = a t^n$$

dove:

h_r	=	altezza di pioggia espressa in mm;
t	=	durata della pioggia espressa in ore;
a, n	=	coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi alle curve pluviometriche sono stati reperiti dalle norme di attuazione del PAI Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6 ter. Per l'elaborazione della curva di pioggia sono state utilizzate le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive. L'intervallo di durata tra 1 e 24 ore rappresenta il campo entro cui sono da ricercare le durate critiche. La stima delle curve di probabilità pluviometrica nella stazioni di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20 e 100 anni.

I valori dei parametri a ed n e le caratteristiche della stazione di misura pluviometrica considerata sono riassunte nella tabelle sottostanti:

Codice stazione	Denominazione	Bacino	Periodo di misura		numero di anni	Coordinate UTM	
			inizio	fine		Est	Nord
1443	Savigliano	Maira	1951	1986	30	394509.00000	4945209.00000

Tabella 4 – Stazione di misura pluviometrica (Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 2 : Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica puntuali)

Tr = 20 anni		Tr = 100 anni		Tr = 200 anni		Tr = 500 anni	
a	n	a	n	a	n	a	n
42.38	0.283	55.7	0.269	61.38	0.265	68.85	0.261

Tabella 5 – Curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura

3.3.1. Analisi pluviometrica attraverso il metodo della regionalizzazione

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, è anche possibile fare riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI dell'AdB sviluppati dal GNDCl e ottenuti da un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato. Le tabelle elaborate consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, cioè la definizione dei parametri a e n della curva pluviometrica, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni. L'area oggetto di studio in località Fossano rientra all'interno della cella, del reticolo chilometrico, con codice identificativo AW134 di Coord. UTM Est 397000.00000; Nord 4933000.00000 (Figura 2).

I parametri elaborati per la cella di riferimento sono:

Tr (anni)	a	n
20	41.61	0.280
100	54.26	0.267
200	59.64	0.263
500	66.73	0.259

Tabella 6 – Curve di pioggia relative alla cella AW134

3.3.2. Curva di possibilità pluviometrica di progetto

Per la stima della portata raccolta dalla fognatura bianca si è utilizzato il metodo della corrivazione descritto nel paragrafo 2.1; dall'analisi pluviometrica effettuata al paragrafo 2.4, si è scelto di utilizzare i parametri elaborati con il metodo della regionalizzazione per un tempo di ritorno di 20 anni. Il tempo di ritorno Tr (o periodo di ritorno), rappresenta il periodo di anni nel quale un determinato evento è,

mediamente, eguagliato o superato. Pertanto la curva di possibilità pluviometrica da considerare per il dimensionamento e la verifica della fognatura è quella ventennale ($Tr=20$ anni):

$$h = 41,61 * t^{0.280}$$

L'altezza di pioggia caduta durante un evento metereologico della durata di 1 ora è stimabile in 41,61 mm per un'intensità di pioggia pari a 41,61 mm/h.

1. COROGRAFIA SCALA 1:1.250.000

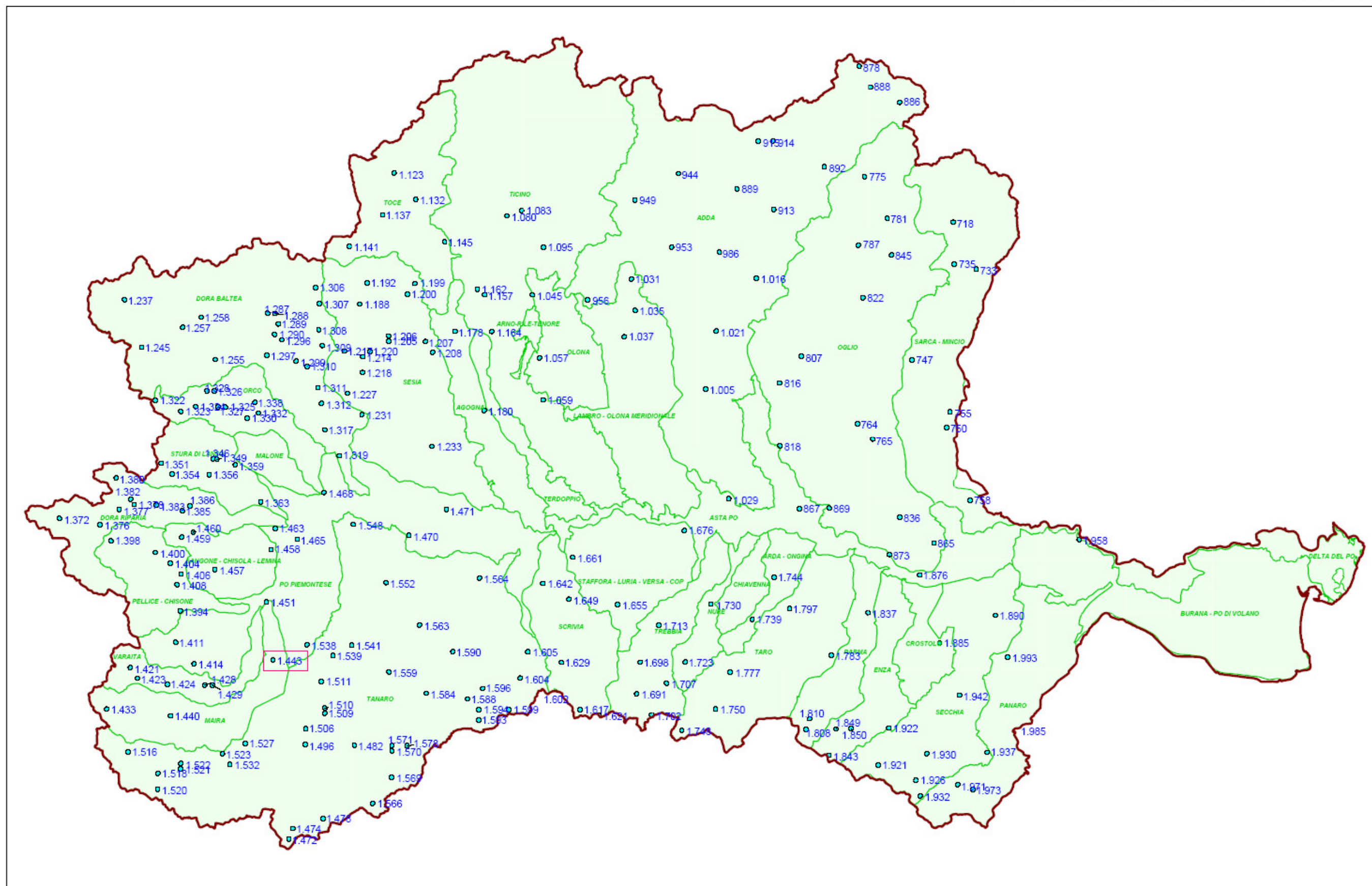


Figura 1 – Stazione di misura pluviometrica (Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 2 : Linee segnalatrici di probabilità pluviometricapuntuali)

Tavola 12

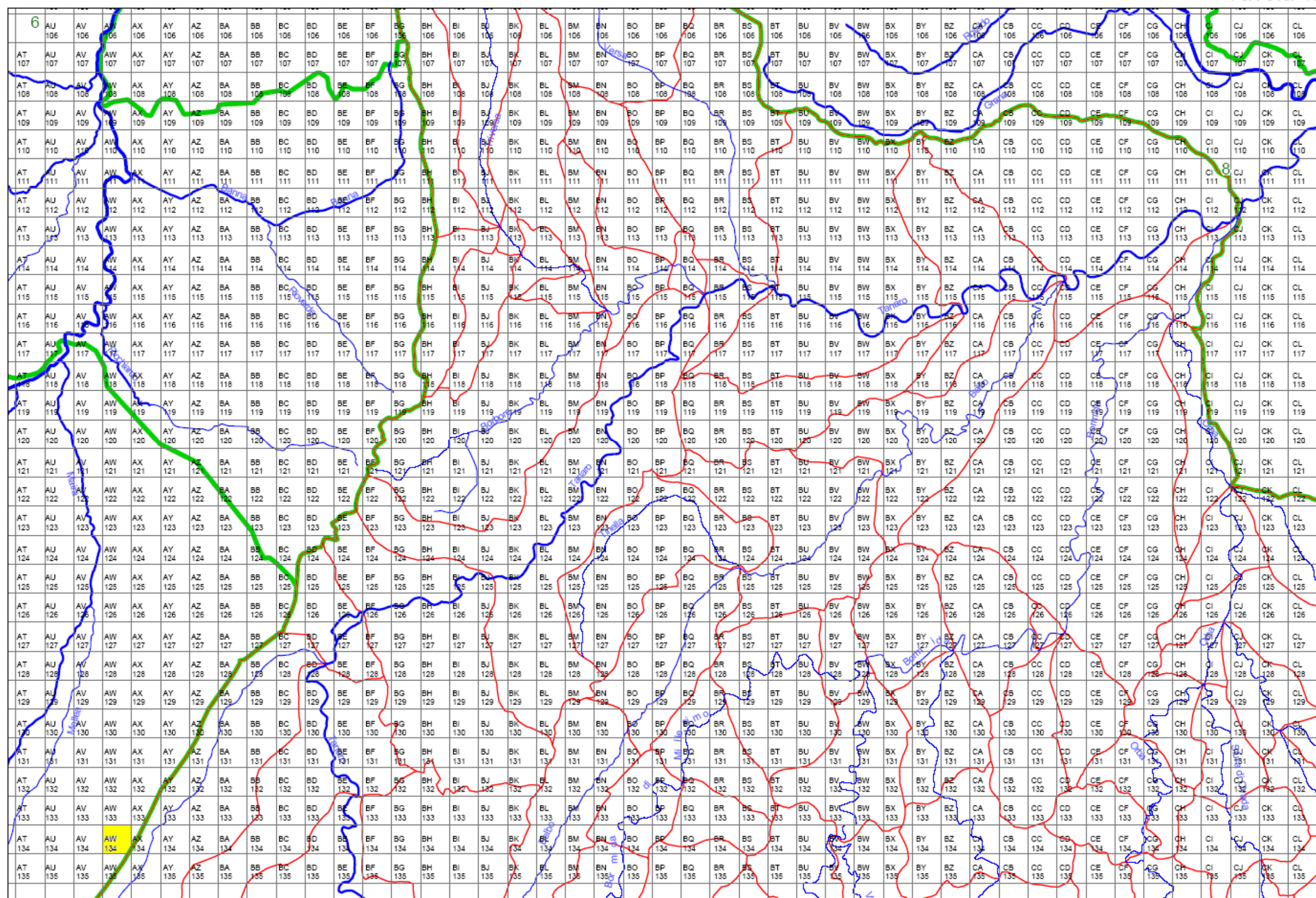


Figura 2 - Cella del reticolo chilometrico di riferimento (Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3 : Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense)

3.4. FOGNATURA BIANCA A PROGETTO

La fognatura di raccolta delle acque meteoriche gravanti sull'area di interesse è stata progettata in modo tale da poter gestire separatamente le acque di pioggia dei singoli comparti mediante n.5 vasche di prima pioggia e n.5 vasche di laminazione che consentono di scaricare nello scolmatore solamente le acque di seconda pioggia nel rispetto del limite stabilito dal PRGC vigente pari a 93 l/s*ha. Se ritenuto necessario si possono ridurre le portate verso lo scolmatore ad un valore di 42,5 l/s*ha (valore deducibile dal progetto preliminare dello scolmatore Ovest) semplicemente aumentando la superficie delle vasche di laminazione.

Le reti di raccolta dei singoli comparti convergono nel tubo in cls avente diametro pari a 2m disposto sotto la dorsale viabilistica a progetto, per confluire nello scolmatore Ovest.

Le acque di pioggia relative alle coperture destinate a parcheggio saranno inviate alle vasche di prima pioggia mentre le acque meteoriche delle coperture non carreggiabili verranno stoccate in apposite vasche di accumulo in c.a per poi essere riutilizzate per irrigare le aree a verde ed eventualmente per il lavaggio dei piazzali.

In tabella 9 si riassumono le caratteristiche geometriche delle vasche di accumulo rappresentate nell'elaborato S6 intitolato "PLANIMETRIA FOGNATURA BIANCA".

3.5. VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

Per la valutazione delle portate pluviali si è fatto riferimento al metodo di calcolo cinematico lineare o della corrivazione. In questo metodo si assume il concetto che le gocce di pioggia cadute nello stesso istante in punti differenti del bacino impieghino tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura e che l'apporto di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena sia direttamente proporzionale all'intensità di pioggia rilevata nel punto, in un tempo t antecedente il passaggio della piena: tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e costante per ogni evento meteorico. E' quindi possibile definire il tempo di corrivazione t_c caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario affinché una goccia di pioggia caduta nel punto più lontano dall'area di scolo riesca a giungere la sezione di chiusura. Le condizioni più gravose per il funzionamento della rete fognaria si raggiungono quando il tempo di pioggia t_p è pari al tempo di corrivazione t_c .

Il metodo della corrivazione fornisce una portata al colmo della piena critica data dalla relazione:

$$Q_{\max} = \Psi \cdot \frac{10^6 \cdot h \cdot A}{3600 \cdot t_c} \quad (1)$$

in cui:

$Q_{\max}$	=	portata al colmo di piena (m ³ /s)
Ψ	=	coefficiente medio di afflusso del bacino
h	=	altezza di pioggia di durata t_c (m)

t_c = tempo di corrivazione (ore)
 A = superficie di bacino (Km^2)

3.3.3. Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione t_c viene determinato facendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura. La valutazione di t_c comporta la conoscenza di due parametri fondamentali: il tempo di accesso t_a ed il tempo di rete t_r . Il primo necessario alle gocce a raggiungere il collettore più vicino il secondo a percorrere la canalizzazione fino alla sezione di misura. La somma di questi due parametri serve per stimare il tempo di corrivazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione
 t_a = tempo di accesso alla rete
 t_r = tempo di rete

Il tempo di accesso è stato stimato attraverso la formulazione seguente proposta dal Paoletti:

$$t_{ai} = \frac{0,5 \cdot l_i}{s_i^{0,375} (i \cdot \psi_i \cdot A_i)^{0,25}}$$

dove:

t_{ai} = tempo di accesso dell'i-esimo sottobacino (s)
 l_i = massima lunghezza del deflusso superficiale dell'i-esimo bacino (m), in alternativa si può utilizzare la formulazione di Paoletti:
 $l_i = 19,1 (100 A_i)^{0,548}$
 s_i = pendenza media dell'i-esimo sottobacino (m/m)
 A_i = superficie dell'i-esimo sottobacino (ha)
 ψ_i = coefficiente d'afflusso dell'i-esimo sottobacino
 i = intensità di pioggia (mm/h)
 a, n = parametri della curva di possibilità pluviometrica ragguagliata

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dai vari tempi di percorrenza di ogni singolo collettore seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Si ha quindi:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot U_{ui}}$$

con

L_i	=	lunghezza del tronco di fognatura (m)
U_{ui}	=	velocità di moto uniforme in condizioni di portata di piena calcolata in funzione del grado di riempimento (m/s).

Nel caso in esame si è scelto di assumere per le due reti di raccolta i seguenti tempi di corrivazione:

T_{c1} = 9,36 minuti per il tratto terminale della rete convergente alla vasca di prima pioggia 1;

T_{c2} = 9,60 minuti per il tratto terminale della rete convergente alla vasca di prima pioggia 2;

t_c = 5,00 minuti per i collettori nei quali scaricano direttamente le caditoie.

3.6. CAPACITA' DI INFILTRAZIONE DEL TERRENO

Al fine di determinare la capacità di assorbimento del terreno dell'area in esame, necessaria per il dimensionamento dei manufatti drenanti le acque piovane, sono stati eseguiti n. 6 pozzetti esplorativi con escavatore meccanico a benna rovescia.

Al fondo dei pozzetti esplorativi, a differenti profondità, nella zona non satura, sono state eseguite delle prove infiltrometriche di permeabilità calcolando la velocità d'infiltrazione delle acque mediante un infiltrometro a singolo anello del diametro di 30 cm ed altezza di 50 cm.

Il valore medio di velocità di infiltrazione desunto dalle suddette prove risulta essere pari a **$5 \cdot 10^{-4}$ m/s**.

Il bacino in progetto prevede un'infiltrazione sia sulle superfici laterali per la porzione satura, sia sul fondo con velocità di filtrazione prevalentemente verticale.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione geologica allegata alla fase di verifica.

3.3.1. Dimensionamento del bacino di infiltrazione

Il metodo di calcolo seguito per il dimensionamento recepisce quanto suggerito dal Centro Studi Deflussi Urbani del Politecnico di Milano (Dipartimento di ingegneria Idraulica, Ambientale e del Rilevamento – Sezione Idraulica), in accordo con le metodologie contenute in "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione", Hoepli, 1997.

Il metodo di dimensionamento si basa sull'equazione di continuità:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

dove:

Q_p : portata influente;

Q_f : portata infiltrata;

Δt : intervallo di tempo;

ΔW : variazione del volume invasato nel mezzo filtrante, nell'intervallo Δt .

L'idrogramma rappresentativo delle portate afferenti al bacino di infiltrazione è stato assunto triangolare per semplicità di calcolo analogamente a quanto descritto al paragrafo 3.4.4.

La scelta del diagramma triangolare v' a vantaggio di sicurezza in quanto porta a sovrastimare leggermente i volumi in ingresso al bacino.

Il contributo dell'evapotraspirazione viene trascurato per semplicità e a vantaggio della sicurezza.

La capacità di infiltrazione viene stimata mediante la legge di Darcy:

$$Q_f = kJA$$

dove:

Q_f : portata d'infiltrazione (m^3/s);

k : permeabilità (m/s);

J : cadente piezometrica (m/m);

A : superficie netta d'infiltrazione (m^2).

La cadente piezometrica J può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda sia convenientemente al disotto del fondo disperdente.

Nel caso di strutture a serbatoio quali bacini filtranti in cui l'accumulo avvenga al disotto del piano di campagna utilizzando la porosità del mezzo filtrante, la variazione può essere stimata come segue:

$$\Delta W = A \cdot \Delta h \cdot p$$

dove p è la porosità, variabile a seconda del tipo di riempimento adottato.

Nel caso specifico è previsto uno riempimento in ghiaia grossolana per la quale è lecito assumere una porosità $p=0,20$. Per la matrice del terreno d' imposta del bacino è stata assunta una permeabilità $k=5,00 \times 10^{-4} m/s$. In tabella 7 si riassumono le caratteristiche dei bacini di infiltrazione in progetto:

TABELLA RIASSUNTIVA - BACINI DI FILTRAZIONE				
Bacino	K (m/s)	porosità bacino	Superficie teorica bacino (m^2)	altezza strato filtrante (m)
1	5.00E-04	0.20	700	1
2	5.00E-04	0.20	700	1

Tabella 7 – Caratteristiche bacini di infiltrazione

4. CONCLUSIONI

La rete fognaria dell'area di intervento così come progettata risulta compatibile con i vincoli urbanistici del P.R.G.C vigente del Comune di Fossano (in particolare per quanto riguarda i limiti allo scarico nel recettore finale – Scolmatore Ovest), con i vincoli ambientali imposti dalla classificazione idrogeologica del sito e con la normativa vigente in materia di fognature.

Dal punto di vista ambientale lo scenario di infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo consente di mitigare l'impatto sulla componente idrogeologica dell'intera area e delle aree limitrofe preservando l'equilibrio naturale della prima falda e gli attingimenti dei pozzi industriali limitrofi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Ghetti. *“Idraulica”*. Ed. Libreria Cortina, Padova 2000.
- [2] F. Rossi, F. Salvi. *“Manuale di Idgegneria Civile”*. Volume primo. Ed. Zanichelli / Esac.
- [3] U.S. Army Corps of Engineers. *“HEC-RAS Hydraulic Reference Manual”*. Institute For Water Resources, Hydrologic Engineering Center. Novembre 2002.
- [4] Centro Studi Deflussi Urbani *“Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione”*, Ed. Hoepli, 2001.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- RD 27 luglio 1934 n. 1265, *Testo unico delle leggi sanitarie*;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 7 gennaio 1974 n. 11633, *Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto*;
- Delibera del Comitato Interministeriale 4 febbraio 1977, Allegato 4, *Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione*;
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12 dicembre 1985, *Norme tecniche relative alle tubazioni*;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 20 marzo 1986 n. 27291, *Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni DM 12/12/85*.
- D.L. n. 152/99 (modificato e integrato dal D.L. n.258/2000) concernente il trattamento delle acque reflue urbane.

ALLEGATO 1

Verifica in moto uniforme fognatura nera

CP= 1,5 coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0,50	Casae d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0,70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1,00	Bagni pubblici, centri sportivi
1,20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc 1,00

COMPARTO A					
N. Addetti	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali		
[n. add]			[n. sc]		
25	61	50	0		
d	q	q	q		
(l/add g)	(l/ab*rubinetto)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)		
100	0,1	0,1	0,25		
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.	PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0,023	6,100	5,00	0,000	3,34	5,00

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

- 1) Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

$$Q_r [l/s] = 0,5 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,67 l/s$$

- 2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

$$Q_r [l/s] = 0,7 \sqrt{Q_t [l/s]} = 2,33 l/s$$

- 3) Bagni pubblici, centri sportivi

$$Q_r [l/s] = 1,0 \sqrt{Q_t [l/s]} = 3,34 l/s$$

- 4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

$$Q_r [l/s] = 1,2 \sqrt{Q_t [l/s]} = 4,17 l/s$$

CP= 1,5 coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0,50	Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0,70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1,00	Bagni pubblici, centri sportivi
1,20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc 1,00

COMPARTO B					
N. Addetti	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali		
[n. add]			[n. sc]		
25	16	16	0		
d	q	q	q		
(l/add g)	(l/ab*rubinetti)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)		
100	0,1	0,1	0,25		
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.	PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0,023	1,600	1,60	0,000	1,80	2,69

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

- 1) Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

$$Q_r [l/s] = 0,5 \sqrt{Q_t [l/s]} = 0,90 \text{ l/s}$$

- 2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

$$Q_r [l/s] = 0,7 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,26 \text{ l/s}$$

- 3) Bagni pubblici, centri sportivi

$$Q_r [l/s] = 1,0 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,80 \text{ l/s}$$

- 4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

$$Q_r [l/s] = 1,2 \sqrt{Q_t [l/s]} = 2,24 \text{ l/s}$$

CP= 1,5 coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0,50	Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0,70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1,00	Bagni pubblici, centri sportivi
1,20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc 1,00

COMPARTO C					
N. Addetti	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali		
[n. add]			[n. sc]		
25	15	13	0		
d	q	q	q		
(l/add g)	(l/ab*rubinetto)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)		
100	0,1	0,1	0,25		
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.	PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0,023	1,500	1,30	0,000	1,68	2,52

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

- 1) Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

$$Q_r [l/s] = 0,5 \sqrt{Q_t [l/s]} = 0,84 \text{ l/s}$$

- 2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

$$Q_r [l/s] = 0,7 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,18 \text{ l/s}$$

- 3) Bagni pubblici, centri sportivi

$$Q_r [l/s] = 1,0 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,68 \text{ l/s}$$

- 4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

$$Q_r [l/s] = 1,2 \sqrt{Q_t [l/s]} = 2,10 \text{ l/s}$$

CP= 1,5 coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0,50	Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0,70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1,00	Bagni pubblici, centri sportivi
1,20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc 1,00

COMPARTO D					
N. Addetti	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali		
[n. add]			[n. sc]		
25	72	48	0		
d	q	q	q		
(l/add g)	(l/ab*rubinetto)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)		
100	0,1	0,1	0,25		
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.	PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0,023	7,200	4,80	0,000	3,47	5,20

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

- 1) Case d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

$$Q_r [l/s] = 0,5 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,73 \text{ l/s}$$

- 2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

$$Q_r [l/s] = 0,7 \sqrt{Q_t [l/s]} = 2,43 \text{ l/s}$$

- 3) Bagni pubblici, centri sportivi

$$Q_r [l/s] = 1,0 \sqrt{Q_t [l/s]} = 3,47 \text{ l/s}$$

- 4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

$$Q_r [l/s] = 1,2 \sqrt{Q_t [l/s]} = 4,33 \text{ l/s}$$

CP= 1,5 coefficiente di punta

c	TIPOLOGIA DI STRUTTURA SERVITA DALLA FOGNATURA IN PROGETTO
0,50	Casae d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)
0,70	Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole
1,00	Bagni pubblici, centri sportivi
1,20	industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

Cc 1,00

COMPARTO E					
N. Addetti aperti al pubblico	N. rubinetti aperti al pubblico	N. servizi igienici aperti al pubblico	N. scarichi contemporanei attività commerciali		
[n. add]			[n. sc]		
90	35	73	0		
d	q	q	q		
(l/add g)	(l/ab*rubinetti)	(l/ab*servizio)	(l/s*scarico)		
100	0,1	0,1	0,25		
Q addetti	Q rubinetti pubbl.	Q servizi	Q attività contemp.	PORTATA TOTALE	PORTATA DI PUNTA
(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
0,083	3,500	7,300	0,000	3,30	4,95

FORMULE RIDUTTIVE DI CONTEMPORANEITA'

- 1) Casae d'appartamneto, uffici, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico variabili in tempi brevi)

$$Q_r [l/s] = 0,5 \sqrt{Q_t [l/s]} = 1,65 \text{ l/s}$$

- 2) Grandi ristoranti, hotel, ospedali, scuole

$$Q_r [l/s] = 0,7 \sqrt{Q_t [l/s]} = 2,31 \text{ l/s}$$

- 3) Bagni pubblici, centri sportivi

$$Q_r [l/s] = 1,0 \sqrt{Q_t [l/s]} = 3,30 \text{ l/s}$$

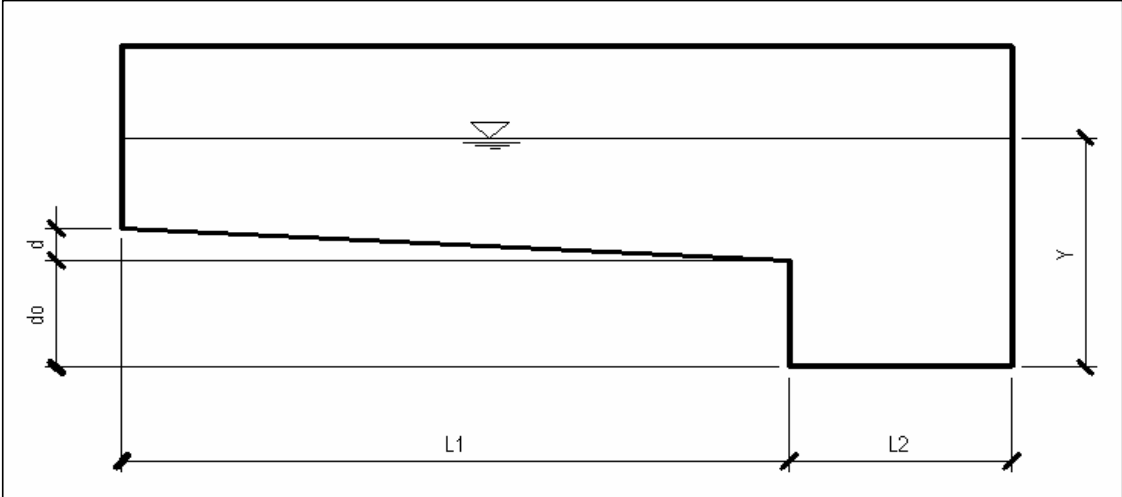
- 4) industrie, laboratori, ecc...(caratterizzati da intensità di scarico costanti per lungo tempo)

$$Q_r [l/s] = 1,2 \sqrt{Q_t [l/s]} = 4,12 \text{ l/s}$$

ALLEGATO 2

Dimensionamento vasche di prima pioggia

Vasca di prima pioggia 1 - FOSSANO				
S tot	13882	m ²	superficie totale afferente alla vasca	
volume 1° pioggia	50	m ³ /ha	da L.R. 02/89 della Regione Lombardia articolo 20	
TIPOLOGIA SUPERFICIE	Superficie colante (m ²)	coeff. afflusso	SUPERFICIE COLANTE RIDOTTA (m ²)	VOLUME 1° pioggia TEORICO (m ³)
IMPERMEABILE	8761.5	0.85	7447.275	37.236
VERDE	5120.0	0.3	1536.000	7.680
VOLUME TEORICO 1° pioggia (m³)				44.916



DIMENSIONAMENTO VASCA												
do	if	d	L1 (m)	p1 (m)	S1 (m ²)	L2 (m)	p2 (m)	S2 (m ²)	V0 (m ³)	Y (m)	altezza vasca (m)	Franco (m)
1.50	0.05	0.75	15.00	3.00	45.00	1.50	3.00	4.50	27.00	2.612	4.00	1.39

volume di prima pioggia	44.916	m ³
altezza d'acqua nella vasca	2.61	m
volume vasca	94.416	m ³

pianta 16.50 m x 3.00 m

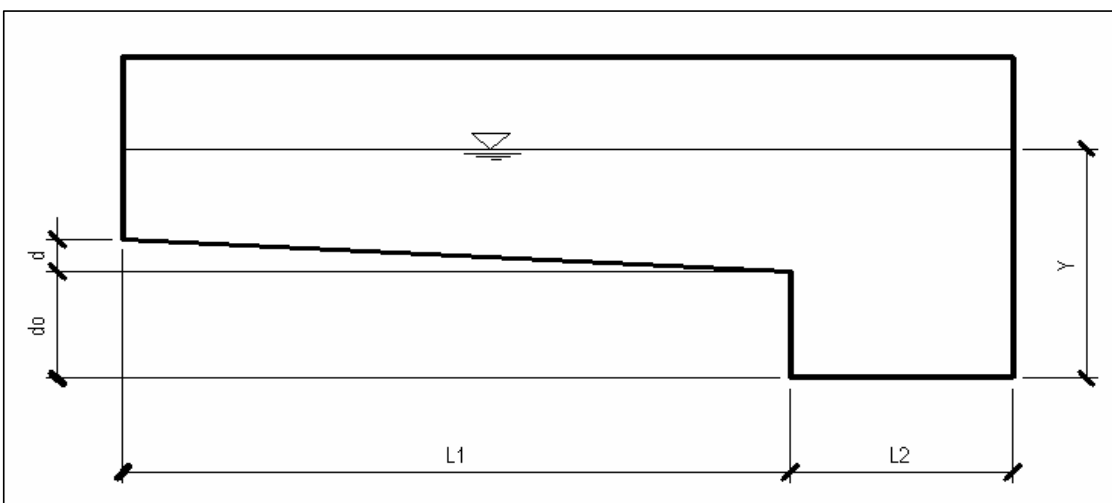
altezza 4.00 m

Vasca di prima pioggia 2 - FOSSANO

S tot 13882 m² superficie totale afferente alla vasca

volume 1° pioggia 50 m³/ha **da L.R. 02/89 della Regione Lombardia articolo 20**

TIPOLOGIA SUPERFICIE	Superficie colante (m ²)	coeff. afflusso	SUPERFICIE COLANTE RIDOTTA (m ²)	VOLUME 1° pioggia TEORICO (m ³)
IMPERMEABILE	10467.5	0.85	8897.375	44.487
VERDE	3414.0	0.3	1024.200	5.121
VOLUME TEORICO 1° pioggia (m³)				49.608



DIMENSIONAMENTO VASCA

do	if	d	L1 (m)	p1 (m)	S1 (m ²)	L2 (m)	p2 (m)	S2 (m ²)	V0 (m ³)	Y (m)	altezza vasca (m)	Franco (m)
1.50	0.05	0.75	15.00	3.00	45.00	1.50	3.00	4.50	27.00	2.707	4.00	1.29

volume di prima pioggia	49.608	m³
altezza d'acqua nella vasca	2.71	m
volume vasca	99.108	m³

pianta 16.50 m x 3.00 m
altezza 4.00 m

ALLEGATO 3

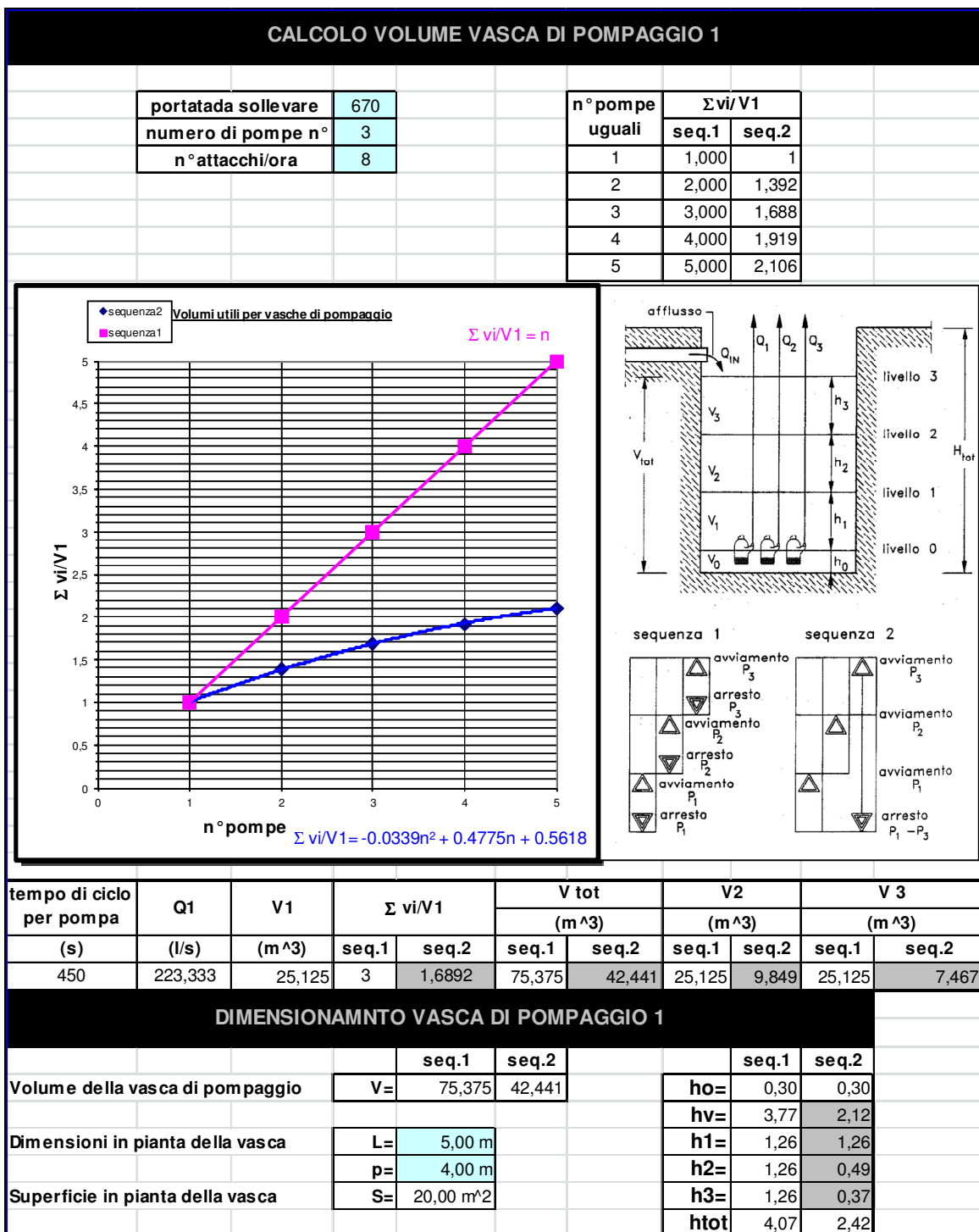
Verifica in moto uniforme fognatura bianca

curva di pioggia Tr=20 anni					
tcorr (min)	10,00				
a (mm/ora)	41,61				
n	0,280				
tcorr (ore)	0,17				
h (mm)	25,20				
Stot (m2)	20784,25				
portata alla vasca 1					
Tipologia superficie	AREA (m^2)	area sottesa (km^2)	ψ	Qmax (l/s)	Qmax (m^3/s)
IMPERMEABILE	18700,69	0,018701	0,85	667,484	0,66748
verde	1225,47	0,000368	0,30	2,316	0,00232
park drenanti	858,10	0,000257	0,30	0,002	0,00000
				670	0,670
curva di pioggia Tr=20 anni					
tcorr (min)	10,00				
a (mm/ora)	41,61				
n	0,280				
tcorr (ore)	0,17				
h (mm)	25,20				
Stot (m2)	15895,00				
portata 1/2 tetto					
Tipologia superficie	AREA (m^2)	area sottesa (km^2)	ψ	Qmax (l/s)	Qmax (m^3/s)
IMPERMEABILE	15895,00	0,015895	0,85	567,340	0,56734
verde	0,00	0,000000	0,30	0,000	0,00000
park drenanti	0,00	0,000000	0,30	0,000	0,00000
				567	0,567

curva di pioggia Tr=20 anni					
tcorr (min)	10,00				
a (mm/ora)	41,61				
n	0,280				
tcorr (ore)	0,17				
h (mm)	25,20				
Stot (m2)		22873,19			
portata alla vasca 2					
Tipologia superficie	AREA (m^2)	area sottesa (km^2)	ψ	Qmax (l/s)	Qmax (m^3/s)
IMPERMEABILE	18924,79	0,018925	0,85	675,483	0,67548
verde	3400,48	0,001020	0,30	6,426	0,00643
park drenanti	547,92	0,000164	0,3	0,001	0,00000
				682	0,682

ALLEGATO 4

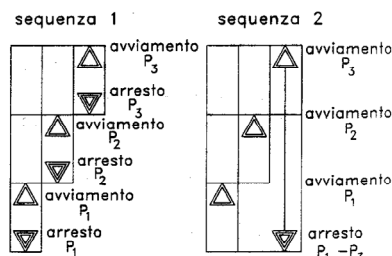
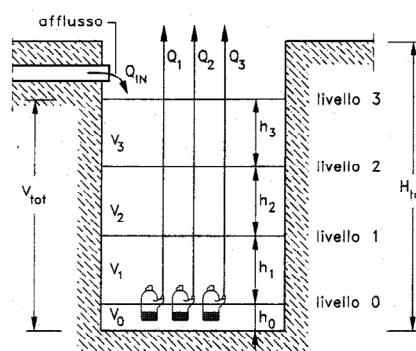
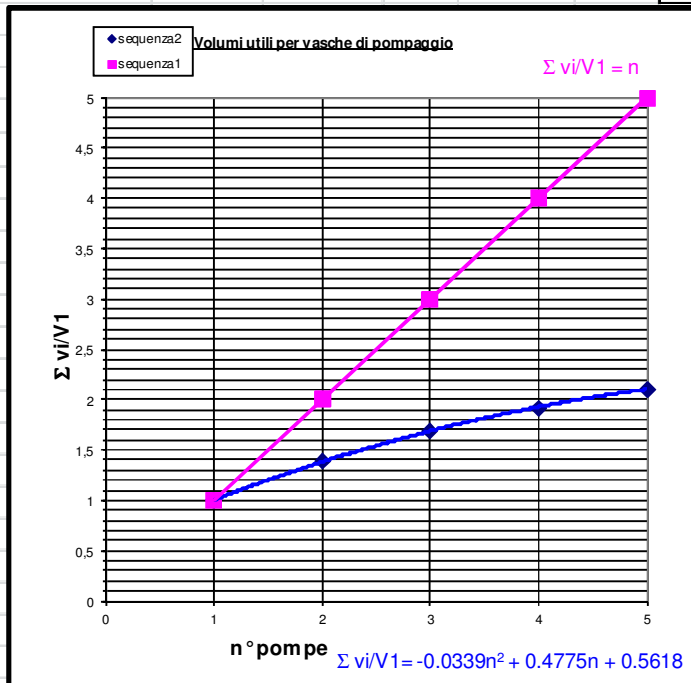
Dimensionamento vasche di pompaggio



CALCOLO VOLUME VASCA DI POMPAGGIO 2

portatada sollevare	682
numero di pompe n°	3
n° attacchi/ora	8

n° pompe uguali	Σ vi/V1	
	seq.1	seq.2
1	1,000	1
2	2,000	1,392
3	3,000	1,688
4	4,000	1,919
5	5,000	2,106



tempo di ciclo per pompa	Q1	V1	Σ vi/V1		V tot		V2		V3	
			seq.1	seq.2	seq.1	seq.2	seq.1	seq.2	seq.1	seq.2
(s)	(l/s)	(m^3)								
450	227,333	25,575	3	1,6892	76,725	43,201	25,575	10,025	25,575	7,601

DIMENSIONAMENTO VASCA DI POMPAGGIO 2

		seq.1	seq.2		seq.1	seq.2
VOLUME della vasca di pompaggio	V=	76,725	43,201	ho=	0,30	0,30
				hv=	3,84	2,16
Dimensioni in pianta della vasca	L=	5,00 m		h1=	1,28	1,28
	p=	4,00 m		h2=	1,28	0,50
Superficie in pianta della vasca	S=	20,00 m²		h3=	1,28	0,38
				htot	4,14	2,46

ALLEGATO 5

Dimensionamento bacini di filtrazione

