

PROGRAMMA INTEGRATO D'INTERVENTO  
**CASATENOVO CENTRO**  
COMUNE DI CASATENOVO - PROVINCIA DI LECCO



ELABORATO

OPERE DI URBANIZZAZIONE  
RELAZIONE TECNICA  
RETE FOGNATURA E RETE IDRICA

**OU4.1**

SCALA

DATA

DICEMBRE 2016

PROPRIETA'

VISMARA S.P.A.

PROGETTISTI

DOTT. ING. SERGIO BAVAGNOLI

Collaboratori:  
Grafica:

DOTT. ING. PAMELA GERVASONI  
GEOM. FEDERICO TRIANNI



**BMB INGEGNERIA S.R.L.**

Sede Legale; Via Sondrio, 55 - 20835 Muggiò (MB)  
Tel. +39 039 2785540 - Fax +39 039 792684  
studio@bmbIngegneria.net  
www.bmbIngegneria.net

Codice Fiscale 04780760965  
Partita IVA 04780760965  
R.E.A. MB 1886967  
Isclrz. C.C.I.A.A. n° 04780760965

<b>1. PREMESSE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>4</b>
2.1 PROGRAMMA DI TUTELA E USO DELLE ACQUE DELLA REGIONE LOMBARDIA ..	4
2.2 REGOLAMENTO REGIONALE 24 MARZO 2006 – N°4 .....	5
<b>3. STATO DI FATTO E INDAGINI SUL TERRITORIO .....</b>	<b>7</b>
3.1 CARATTERIZZAZIONE URBANISTICA E TERRITORIALE .....	7
3.2 VINCOLI DI TUTELA.....	7
<b>4. INDAGINI ED INQUADRAMENTO METODOLOGICO .....</b>	<b>9</b>
4.1 ASPETTI GENERALI .....	9
4.2 RACCOLTA DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE .....	9
4.3 TEMATICHE ANALIZZATE.....	10
<b>5. APPROVVIGIONAMENTO IDRICO INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO. 11</b>	
5.1 RETE COMUNALE DI ACQUEDOTTO: STATO DI FATTO E CONSUMI IDRICI.....	11
5.1.1 Rete di distribuzione .....	11
5.1.2 Fonti di approvvigionamento .....	11
5.1.3 Bilancio idrico.....	13
5.2 PROPOSTE TECNICHE DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO.....	14
5.2.1 Fabbisogno idrico futuro in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro .....	14
5.2.2 Soluzioni tecniche – rete comunale.....	17
5.2.3 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2.....	17
<b>6. SMALTIMENTO ACQUE REFLUE INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO .. 18</b>	
6.1 RETE COMUNALE DI FOGNATURA: STATO DI FATTO .....	18
6.2 PROPOSTE TECNICHE DI SMALTIMENTO ACQUE REFLUE.....	18
6.2.1 Portata acque reflue in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro .....	19
6.2.2 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2.....	19
<b>7. SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE..... 21</b>	
7.1 SCARICO ACQUE METEORICHE INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO: STATO DI FATTO .....	21
7.2 PROPOSTE TECNICHE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE .....	21
7.2.1 Portata acque meteoriche in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro .....	21
7.2.2 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2.....	25

## 1. PREMESSE

Nell'ambito del Programma integrato di intervento Casatenovo Centro denominato PCC1, è stato redatto il presente progetto preliminare al fine di individuare delle possibili soluzioni tecniche legate all'approvvigionamento idrico ed allo smaltimento delle acque reflue e meteoriche del comparto in progetto.

La ricollocazione dell'attività produttiva della società Vismara S.p.A. dal centro urbano di Casatenovo alla zona sud del Comune stesso, libera oggi una vasta area in una posizione centrale e strategica del territorio comunale, ed è da questo cambiamento importante che prende vita il PII e il presente progetto.

Le soluzioni tecniche individuate sono frutto dell'analisi dei seguenti elementi:

- consumi idrici futuri ipotizzati nell'intero comparto PII Casatenovo Centro;
- apporti di acque reflue alla rete di fognatura comunale e degli afflussi di acque meteoriche derivati dall'urbanizzazione dell'intero comparto PII Casatenovo Centro;
- stato attuale relativo alla rete di approvvigionamento idrico del Comune di Casatenovo;
- stato attuale relativo alla rete di smaltimento delle acque reflue in prossimità dell'intero comparto PII Casatenovo Centro;
- reticolo idrico in prossimità dell'intero comparto PII Casatenovo Centro.

Il comparto attualmente è stato suddiviso in tre lotti, di tre differenti proprietà, per ciascuna delle quali sono state valutate le porzioni di aree contribuenti alle relative reti di competenza:

- Comparto 1: Immobiliare Casatenovo;
- Comparto 2: Vismara SpA
- Comparto 3: Devero

## **2. RIFERIMENTI NORMATIVI**

### **2.1 PROGRAMMA DI TUTELA E USO DELLE ACQUE DELLA REGIONE LOMBARDIA**

Il PTUA della Regione Lombardia, approvato con delibera di Giunta n. 2244 del 29 Marzo 2006, costituisce lo strumento base cui si dovrà conformare l'attività pubblica e privata nella gestione delle acque.

Per la progettazione della nuova rete fognaria si è fatto riferimento a quanto previsto dallo stesso PTUA lombardo ed, in particolare, alle indicazioni dell'articolo 51 delle Norme Tecniche di Attuazione dove sono riportate le misure immediatamente vincolanti per i privati e le pubbliche amministrazioni e alle allegate direttive in ordine alla programmazione e progettazione dei sistemi di fognatura.

In particolare, per la rete in oggetto, si fa riferimento ai capitoli 2.1, 2.2, e 2.3 della Norma, riportati nei paragrafi seguenti.

#### *Appendice G, capitolo 2.1: Riduzione delle portate meteoriche drenate*

Occorre privilegiare le soluzioni atte a ridurre le portate meteoriche circolanti nelle reti fognarie, sia unitarie sia separate, prevedendo una raccolta separata delle acque meteoriche non suscettibili di essere contaminate e il loro smaltimento sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo e, in via subordinata, in corpi d'acqua superficiali. Tale indicazione di carattere generale è peraltro da valutare in relazione alle aree di risalita della falda individuate dal presente Programma e alle specifiche situazioni locali, con possibile diverso approccio sotto il profilo della scelta del ricettore più opportuno.

Le indicate soluzioni sono da applicare alle aree di ampliamento e di espansione, attualmente caratterizzate da una circolazione naturale delle acque meteoriche, evitando sostanziali aggravii per le reti fognarie situate a valle, e costituiscono riferimento nel caso di ristrutturazione o di rifacimento delle reti esistenti.

#### *Appendice G, capitolo 2.2: Vasche di accumulo di prima pioggia e portate meteoriche da trattare*

La disciplina delle vasche di accumulo di prima pioggia e delle portate meteoriche da trattare è riportata nel regolamento regionale per gli scarichi delle acque reflue e di prima pioggia.

#### *Appendice G, capitolo 2.3: Limitazione delle portate meteoriche recapitate nei ricettori mediante vasche volano*

La critica situazione idraulica di molti corsi d'acqua, inadeguati a ricevere le portate meteoriche urbane e extraurbane, porta ad adottare scelte atte a ridurre le portate meteoriche drenate sia –

ove possibile – dalle esistenti aree scolanti, sia – comunque – dalle aree di futura urbanizzazione.

In particolare occorre prevedere l'adozione di interventi atti a contenere l'entità delle portate meteoriche scaricate entro valori compatibili con la capacità idraulica dei ricettori e comunque entro i seguenti limiti:

- 20 l/s per ogni ettaro di superficie scolante impermeabile relativamente alle aree di ampliamento e di espansione residenziali o riguardanti attività commerciali o di produzione di beni;
- 40 l/s per ogni per ogni ettaro di superficie scolante impermeabile relativamente alle aree già dotate di reti fognarie.

Per quanto riguarda la progettazione della nuova rete di acquedotto si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nell'appendice F delle Norme Tecniche di Attuazione dove sono riportate le direttive in ordine alla programmazione e progettazione dei sistemi di acquedotto.

In particolare, per la rete in oggetto, si fa riferimento ai capitoli 2.1, 2.2 della Norma, in cui vengono definite le dotazioni e i fabbisogni per il dimensionamento delle reti.

## **2.2    *REGOLAMENTO REGIONALE 24 MARZO 2006 – n°4***

Nel Regolamento Regionale n°4 sono indicate le disposizioni per la disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione all'art. 52 comma 1 lettera a) della legge regionale 12.12.2003 n°26.

In particolare per le opere in progetto si sono seguiti i dettami riportati nell'art. 5 (sistemi di raccolta e convogliamento delle acque di prima pioggia e di lavaggio):

1. Tutte le superfici scolanti di cui all'articolo 3 devono essere impermeabili.
2. Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in corpo d'acqua superficiale ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 mc per ettaro di superficie scolante (di seguito vasche di prima pioggia).
3. Alle acque meteoriche di dilavamento deve essere destinata una apposita rete di raccolta e convogliamento, munita, nei casi di cui al comma 2, di un sistema di alimentazione delle vasche di prima pioggia che le escluda automaticamente a riempimento avvenuto; la rete deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona, e comunque quanto meno assumendo che l'evento si verifichi in quindici minuti e

che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo.

4. Le acque meteoriche di dilavamento provenienti da superfici contaminate da idrocarburi di origine minerale, in alternativa alla separazione delle acque di prima pioggia di cui al comma 2, possono essere sottoposte a trattamento in impianti con funzionamento in continuo, progettati sulla base della portata massima stimata in connessione agli eventi meteorici di cui al comma 3, fermo restando il rispetto dei valori limite di emissione di cui all'articolo 7, comma 1.

### **3. STATO DI FATTO E INDAGINI SUL TERRITORIO**

#### **3.1 CARATTERIZZAZIONE URBANISTICA E TERRITORIALE**

Le opere in progetto saranno realizzate nella zona centro-settentrionale del Comune di Casatenovo, all'interno dell'ambito di trasformazione n.18 previsto dal Documento di Piano del P.G.T.

Il Comune di Casatenovo è posto al limite sud della Provincia di Lecco, sul pendio a valle della ruga morenica di Monticello, dove la fascia collinare della Brianza lecchese scende nell'alta pianura milanese compresa tra l'Adda e il Lambro.

Confina, a nord, con Monticello Brianza, a ovest con Besana in Brianza e Correzzana (entrambi in provincia di Monza e Brianza), a est con Missaglia, a sud con Lomagna, Usmate Velate, Lesmo e Camparada (gli ultimi tre in provincia di Monza e Brianza).

E' uno dei Comuni più estesi e importanti della Provincia di Lecco, in termini demografici, territoriali ed economici: si estende su una superficie di 12,64 Km<sup>2</sup>, ha una popolazione di circa 12.600 abitanti con una densità edilizia di circa abitanti per Km<sup>2</sup>.

Casatenovo da il nome a uno dei circondari più importanti della Provincia di Lecco, il così detto "Casatese", costituito dai Comuni di: Barzago, Barzanò, Bulciago, Cassago Brianza, Castello di Brianza, Cremella, Missaglia, Monticello Brianza, Nibionno, Sirtori e Viganò.

#### **3.2 VINCOLI DI TUTELA**

Per i vincoli esistenti sui territori interessati dalle opere in progetto e le relative limitazioni d'uso derivanti dalle normative in vigore si fa riferimento:

- per i vincoli paesaggistici e ambientali il P.G.T. del Comune di Casatenovo;
- per vincoli geologici e idrogeologici lo studio sviluppato dallo Studio Associato Engineering Geology nel 2013, a completamento del P.G.T. di Casatenovo;
- per i vincoli autorizzativi ai Regolamenti Regionali del 2006 e al D. Lgs. n.152 del 2006.

##### ***Vincoli paesaggistici e ambientali***

Dall'esame del Piano di Governo del Territorio del Comune di Casatenovo emerge che l'intero territorio di Casatenovo è soggetto a vincolo paesaggistico, come riportato nel *D. M. 13.06.1969 – Dichiarazione di notevole interesse pubblico dell'interno territorio del Comune di Casatenovo ai sensi della legge n. 1497/1939.*

*"Considerato che il vincolo comporta in particolare l'obbligo, da parte del proprietario possessore o detentore a qualsiasi titolo dell'immobile ricadente nella località vincolata, di*

*presentare alla competente Soprintendenza, per la preventiva approvazione qualunque progetto di opere che possano modificare l'aspetto esteriore della località stessa;*

*Riconosciuto che l'intero territorio del Comune di Casatenovo ha notevole interesse pubblico perché concorre a formare quella parte di Brianza caratterizzata da valori paesistici tradizionali che, nel comune di Casatenovo come in quelli ad esso adiacenti, costituiscono come un sottofondo generale ad episodi panoramici componenti quadri naturali di particolare bellezza, accompagnati alla presenza di punti di vista accessibili dal pubblico, che di quelle bellezze permettono il godimento: nella parte orientale del territorio inoltre, si trovano numerose ville con giardino, di notevole bellezza accompagnati alla presenza di punti di vista accessibili al pubblico, che di quelle bellezze permettono il godimento: nella parte orientale del territorio inoltre si trovano numerose ville con giardino, di notevole bellezza, come ville Greppi, villa Facchi, villa Castelbarco, inscindibilmente inquadrare nel paesaggio come sua parte integrante;*

*Decreta: L'intero territorio comunale di Casatenovo ha notevole interesse pubblico ai sensi della legge n. 1497 del 29.06.1939, ed è quindi sottoposto a tutte le disposizioni contenute nella legge stessa”.*

#### **Vincoli geologici e idrogeologici**

Il Vincolo Idrogeologico, istituito con il R.D.L. 30 dicembre 1923 n. 3267, non è presente sul territorio interessato dalle opere in progetto.

Dall'analisi della componente geologica del P.G.T. risulta inoltre che il territorio ricadente nell'ambito di trasformazione soggetto al PII Casatenovo Centro risulta in classe geologica 4; dall'analisi di pericolosità sismica inoltre si evidenzia che l'area si trova in classe Z4c “zona morenica con presenza di depositi granulari o coesivi, comprese le coltri loessiche”, i cui effetti sono catalogati come “amplificazioni litologiche e geometriche”.

#### **Vincoli autorizzativi**

Dal momento che le acque raccolte dalla rete meteorica in progetto verranno scaricate in corpo idrico superficiale appartenente al Reticolo Idrico Minore (Rio Pegorino), l'autorità competente a cui richiedere l'autorizzazione allo scarico risulta essere il Comune di Casatenovo

## **4. INDAGINI ED INQUADRAMENTO METODOLOGICO**

### **4.1 ASPETTI GENERALI**

La metodologia utilizzata per l'individuazione delle soluzioni tecniche riportate nella presente relazione si articola nelle seguenti operazioni:

- Analisi della nuova area urbanizzata identificata come intero comparto PII Casatenovo Centro in termini di fabbisogni idrici futuri;
- Analisi della rete di distribuzione comunale esistente e verifica del bilancio idrico futuro;
- Analisi preliminare della rete comunale di fognatura, della rete intercomunale e della rete idrografica al fine di verificare la migliore possibilità di smaltimento delle acque reflue e meteoriche.

### **4.2 RACCOLTA DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE**

Nel seguito viene riportata la documentazione esaminata:

- basi cartografiche del territorio comunale (aerofotogrammetrico, P.G.T.);
- planimetria generale della rete di acquedotto esistente;
- planimetria generale della rete di fognatura comunale esistente;
- “Studio idraulico della rete di distribuzione dell’acqua potabile – Fase 2: verifica idraulica e studio degli interventi di completamento e adeguamento” redatto dallo studio scrivente nel maggio 2010;
- studio di fattibilità “Recupero dell’area ex Vismara a Casatenovo: assetto viario” redatto dallo Studio META nel settembre 2013 a supporto del Programma Integrato di Intervento;
- studio di prefattibilità “Approvvigionamento idrico e smaltimento delle acque reflue e meteoriche del nuovo insediamento Vismara in Comune di Casatenovo” redatto dallo studio scrivente nel marzo 2009.

Tale documentazione, unitamente alle conoscenze acquisite attraverso colloqui/incontri effettuati con i diversi studi incaricati per la redazione della proposta preliminare di Programma Integrato di Intervento, ed il personale dell’Ufficio Tecnico del Comune di Casatenovo, ha costituito la base conoscitiva per la stesura della presente relazione.

### **4.3 TEMATICHE ANALIZZATE**

Nel seguito verranno analizzate le seguenti tematiche:

- **approvvigionamento idrico;**
- **smaltimento acque reflue;**
- **smaltimento acque meteoriche.**

Per ciascuna di esse verrà esaminato brevemente lo stato di fatto e la soluzione tecnica proposta per la nuova area urbanizzata identificata come intero comparto PII Casatenovo Centro, ambito di trasformazione indicato con il n. 18 all'interno del P.G.T. comunale.

## **5. APPROVVIGIONAMENTO IDRICO INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO**

### **5.1 RETE COMUNALE DI ACQUEDOTTO: STATO DI FATTO E CONSUMI IDRICI**

#### **5.1.1 Rete di distribuzione**

L'attuale rete di distribuzione idrica serve in modo abbastanza omogeneo il territorio comunale, con maglie più strette e frequenti nel centro urbano (posto a nord del territorio comunale) e più larghe nell'estensione della rete alle frazioni poste soprattutto a sud (Campo Fiorenzo, Valaperta, Rogoredo, ecc.).

Dati gli elevati dislivelli altimetrici la rete è suddivisa in "rete altissima", "rete alta", "rete media" e "rete bassa" in funzione della quota delle utenze.

L'intero comparto PII Casatenovo Centro rientrante nel Programma Integrato di Intervento è ubicata nel centro urbano di Casatenovo. In tale zona la rete acquedottistica appartiene alla "rete alta" ed è alimentata a gravità dal serbatoio Monteregio (servito direttamente dall'Acquedotto Brianteo).

Dal punto di vista planimetrico la rete alta è abbastanza concentrata ed è conformata a maglie chiuse con poche diramazioni periferiche. Non si distinguono dorsali principali, ma uno scheletro abbastanza omogeneo formato da condotte interconnesse di diametro compreso tra DN 200 mm e DN 50 mm con predominanza dei diametri maggiori.

#### **5.1.2 Fonti di approvvigionamento**

L'intero fabbisogno idrico del Comune di Casatenovo è attualmente prelevato in parte dall'Acquedotto Brianteo ed in parte da n°2 pozzi comunali.

L'Acquedotto Brianteo, attraverso la tubazione in Acciaio DN 200 che si dirama dalla rete consortile e scorre lungo Viale Parini e Via Monteregio, alimenta a gravità il serbatoio Monteregio.

Nella valle della Molgorana, in località Valaperta (Usmate), sono ubicati i due pozzi comunali a servizio della rete acquedottistica.

La descrizione dei pozzi è stata desunta dalla relazione "Verifica della produttività idrica e dello stato di efficienza nei pozzi Valaperta del Comune di Casatenovo" redatta da EG Engineering Geology nel luglio 2006, alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

*“I pozzi n. 1 e 2, a servizio dell’acquedotto di Casatenovo, sono situati nell’estremo settore nord-orientale del Comune di Usmate (Provincia di Milano), al confine con il Comune di Casatenovo in sinistra idrografica della Roggia Molgorana.*

*Si descrivono nel seguito le principali caratteristiche tipologiche di ciascun pozzo.*

POZZO VALAPERTA 1

*Quota piano campagna: 238.6 m s.l.m.*

*Anno di perforazione: 1970;*

*Profondità del pozzo: 101 m;*

*Profondità dei filtri: da 23.2 a 27.2 m, da 49.2 a 57 m, da 67 a 73 m, da 81 a 83 m dal piano campagna;*

*Lunghezza complessiva dei filtri: 20 m;*

*Acquifero captato: profondo;*

*Livello statico: a 56.995 m da piano campagna;*

*Profondità della pompa: a 69 m da piano campagna;*

*Portata: progressivamente in calo da valori di 8 l/s fino agli anni novanta a valori attuali di circa 2/3 l/s;*

*Stato: attivo;*

*Uso: pubblico.*

POZZO VALAPERTA 2

*Quota piano campagna: 235.51 m s.l.m.;*

*Anno di perforazione: 1971;*

*Profondità del pozzo: 115 m;*

*Profondità dei filtri: da 26 a 30 m, da 54 a 64 m, da 70 a 80 m, da 84 a 88 m dal piano campagna;*

*Lunghezza complessiva dei filtri: 28 m;*

*Acquifero captato: profondo;*

*Livello statico: non rilevato;*

*Profondità della pompa: n.d.*

Portata: 8 l/s fino al 2004. In seguito allo spegnimento del pozzo n .1 la portata è stata incrementata ad un valore di circa 10 l/s;

Stato: attivo;

Uso: pubblico.

L'acqua prelevata viene recapitata in una vicina vasca di ripresa da 25 m<sup>3</sup> di capacità e sollevata fino al serbatoio San Giacomo mediante una condotta adduttrice in acciaio DN 150.

I punti di consegna dell'acqua possono quindi essere considerati il serbatoio Monteregio e il serbatoio San Giacomo.

### 5.1.3 Bilancio idrico

In tabella sono riportati i dati relativi ai volumi d'acqua immessi in rete dal Consorzio Brianteo e attraverso i pozzi Valaperta dal 1994 al 2009.

Tabella 1 – Volumi d'acqua immessi in rete dal 1994 al 2009.

ANNO	POZZI	CONSORZIO	TOTALE
	Volume	Volume	Volume
	[m <sup>3</sup> /anno]	[m <sup>3</sup> /anno]	[m <sup>3</sup> /anno]
1994	484.510	893.720	1.378.230
1995	457.950	872.866	1.330.816
1996	504.370	833.044	1.337.414
1997	519.080	907.774	1.426.854
1998	525.621	884.661	1.410.282
1999	531.452	830.100	1.361.552
2000	557.749	950.272	1.508.021
2001	574.978	1.031.668	1.606.646
2002	569.856	950.780	1.520.636
2003	591.500	987.422	1.578.922
2004	672.821	952.880	1.625.701
2005	680.000	1.073.967	1.753.967
2006	437.623	1.084.288	1.521.911
2007	414.329	1.082.671	1.497.000
2008	381.410	1.043.155	1.424.565
2009	458.787	1.136.868	1.595.655

Per consentire il regolare rifornimento idrico alle utenze del Comune, è necessario che la portata di alimentazione dei serbatoi di accumulo sia sufficiente a garantire la presenza d'acqua nei serbatoi stessi durante l'arco di tutta la giornata. Pertanto, nell'ipotesi che i serbatoi abbiano le dimensioni adeguate per garantire il compenso giornaliero delle portate di punta oraria, la

portata media giornaliera proveniente dalle fonti deve essere pari alla portata media giornaliera assorbita dalla rete, incluse le eventuali perdite.

In riferimento all'anno 2009, la portata nel giorno di massimo consumo assorbita dalla rete è risultata pari a 68 l/s con una portata estratta dai pozzi comunali di circa 14 l/s ed una portata fornita dall'Acquedotto Brianteo nel giorno di massimo consumo di 52 l/s (dati desunti dalla relazione dello "Studio idraulico della rete di distribuzione dell'acqua potabile – Fase 2: verifica idraulica e studio degli interventi di completamento e adeguamento" redatto dallo studio scrivente del maggio 2010).

Pertanto attualmente le fonti di approvvigionamento esistenti sono appena sufficienti a soddisfare i fabbisogni esistenti.

## **5.2 PROPOSTE TECNICHE DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO**

Le proposte tecniche di approvvigionamento idrico dell'intero comparto PII Casatenovo Centro soggetta a riqualificazione urbanistica sono frutto dell'analisi del bilancio idrico futuro nel Comune di Casatenovo.

Tale bilancio è stato effettuato tenendo conto del fabbisogno idrico stimato in corrispondenza dell'area soggetta a PII la quale sarà caratterizzata da:

- un volume residenziale pari a circa 116.000 m<sup>3</sup>, a cui corrispondono circa 790 abitanti (un abitante ogni 150 m<sup>3</sup>);
- una superficie adibita ad insediamenti ad uso lavorativo di circa 43.500 m<sup>2</sup>.

### **5.2.1 Fabbisogno idrico futuro in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro**

La portata media, del giorno di massimo consumo e di punta oraria richiesta in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro è stata determinata tenendo conto delle indicazioni contenute nell'Appendice F delle Norme Tecniche di Attuazione del P.T.U.A., le quali stabiliscono che:

- I fabbisogni potabili e sanitari devono essere calcolati considerando le dotazioni di seguito indicate:
  - a) popolazione residente
    - fabbisogno base: 200 l/ab x gg;
    - incremento del fabbisogno base per incidenza dei consumi urbani e collettivi

**Tabella 2** - Incremento del fabbisogno base per incidenza dei consumi urbani e collettivi

<b>Classe demografica (riferita agli abitanti residenti)</b>	<b>Dotazione [l/ab x gg]</b>
< 5000	60
5000 - 10000	80
10000 - 50000	100
50000 - 100000	120
> 100000	140

b) popolazione stabile non residenti: 200 l/ab d

c) popolazione fluttuante: 200 l/ab d

d) popolazione senza pernottamento compresi gli addetti ad attività lavorative: 80 l/ab d

e) addetti dei futuri insediamenti ad uso lavorativo (industriali, artigianali, zootecnici, commerciali e simili): si assume un valore che tenga conto delle specifiche esigenze locali, contenuto nel limite massimo di: 20 m<sup>3</sup>/d ha

Per quanto riguarda i fabbisogni del giorno di massimo consumo per le categorie a), b) e c), si assume il coefficiente d'incremento C<sub>24</sub> fornito dalla seguente Tabella 3, da applicare ai fabbisogni medi annui prima definiti.

**Tabella 3** – Coefficiente di incremento per i fabbisogni del giorno di massimo consumo

<b>Classe demografica</b>	<b>C<sub>24</sub></b>
< 50000	1,50
50000 - 100000	1,40
100000 - 300000	1,30
> 300000	1,25

Ai fabbisogni medi annui delle categorie d) ed e) e per i fabbisogni produttivi non si applicano incrementi.

Per quanto riguarda la portata di punta del giorno di massimo consumo per le categorie a), b) e c), si assume il coefficiente d'incremento C<sub>p</sub> fornito dalla seguente tabella, da applicare alle portate medie giornaliere del giorno di massimo consumo suddette.

**Tabella 4** – Coefficiente di incremento per la portata di punta del giorno di massimo consumo

Classe demografica	C <sub>p</sub>
< 50000	1,50
50000 - 100000	1,40
100000 - 300000	1,35
> 300000	1,30

Per le categorie d) ed e) e per i fabbisogni produttivi la portata di punta va calcolata riferendo il fabbisogno giornaliero a non meno di 10 ore al giorno.

I fabbisogni calcolati in corrispondenza dell'area soggetta a PII ammontano a:

- Aree ad uso residenziale: portata media sulle 24 ore di 233 m<sup>3</sup>/gg (dotazione idrica posta pari a 300 l/abitante x gg da P.T.U.A.);  
portata nel giorno di massimo consumo di circa 350 m<sup>3</sup>/gg;  
portata di punta oraria di 6 l/s.
- Insediamenti ad uso lavorativo: portata media sulle 10 ore di 87 m<sup>3</sup>/gg;  
portata nel giorno di massimo consumo di 87 m<sup>3</sup>/gg;  
portata di punta oraria di 2,5 l/s.

La richiesta idrica in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro nel giorno di massimo consumo ammonta pertanto a circa 8,50 l/s. Tale valore va a sommarsi a quello stimato nella situazione attuale e definito nel paragrafo precedente (portata del giorno di massimo consumo relativa all'intera rete di acquedotto pari a 68 l/s).

Ai fini del bilancio globale delle portate in ingresso ed uscita dalla rete comunale emerge che in seguito agli interventi di riqualificazione urbanistica dell'intero comparto PII Casatenovo Centro la domanda idrica nel giorno di massimo consumo (pari a circa 76,5 l/s) è superiore rispetto agli apporti attualmente provenienti dalle due fonti di approvvigionamento (corrispondenti a circa 66 l/s).

Occorre quindi effettuare degli interventi in corrispondenza delle fonti di alimentazione esistenti per incrementare la portata in ingresso al serbatoio Monterejio che alimentata a gravità l'intero

comparto PII Casatenovo Centro. In particolare sono già stati previsti dalla società Lario Reti Holding SpA i lavori per l'ampliamento del serbatoio di Montereio.

### **5.2.2 Soluzioni tecniche – rete comunale**

Secondo quanto emerso dallo “Studio idraulico della rete di distribuzione dell'acqua potabile – Fase 2: verifica idraulica e studio degli interventi di completamento e adeguamento” redatto dallo studio scrivente del maggio 2010, affinché non si verifichino perdite di carico tali da ridurre eccessivamente le pressioni alle utenze future, si prevede la sostituzione della tubazione in ghisa DN 125 mm di Via Don Rossi con una in acciaio DN 150 mm, e la sostituzione di un tratto di condotta in acciaio DN 150 mm di Piazzale della Chiesa con una in acciaio DN 200 mm.

### **5.2.3 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2**

Per l'approvvigionamento del comparto in oggetto si prevede una richiesta di punta oraria totale pari a **6.50 l/s**, calcolati a partire dalla seguente caratterizzazione dell'area:

- volume residenziale previsto pari a circa 83.600 m<sup>3</sup> totali, a cui corrispondono circa 560 abitanti (un abitante ogni 150 m<sup>3</sup>);
- una superficie adibita ad insediamenti ad uso lavorativo (commerciale e direzionale) di circa 40.300 m<sup>2</sup>.

A servizio delle utenze è quindi stata prevista nel comparto una tubazione in acciaio DN 100 mm, sviluppato lungo il confine meridionale del comparto, lungo la direttrice est-ovest, a servizio delle utenze civili e commerciali previste, che si collegherà alla nuova adduttrice comunale posta su via Don Rossi.

## **6. SMALTIMENTO ACQUE REFLUE INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO**

### **6.1 RETE COMUNALE DI FOGNATURA: STATO DI FATTO**

Il territorio comunale di Casatenovo è servito da due reti fognarie distinte: la zona est del territorio comunale ha come recapito finale il collettore intercomunale di IDROLARIO S.r.l./IDROSERVICE S.r.l. diretto al depuratore di Lomagna, mentre la zona ad ovest ha come recapito finale il collettore intercomunale di ALSI S.p.A./BRIANZACQUE in cui viene a collegarsi nel territorio comunale di Camparada. I reflui provenienti da questa zona originariamente erano trattati nell'impianto di depurazione di Casatenovo, ubicato in località Campo Fiorenzo. Tuttavia negli ultimi anni si è provveduto alla realizzazione di un nuovo tratto di collettore di raccordo tra gli scarichi afferenti al depuratore, attualmente dismesso, e l'esistente collettore intercomunale "Secondario di Camparada" di ALSI S.p.A./BRIANZACQUE.

Le reti di fognatura comunale sono generalmente di tipo misto con la presenza di diversi sfioratori di alleggerimento con recapito nei corsi d'acqua limitrofi. Alcuni tratti di rete bianca e nera sono stati realizzati solo in corrispondenza degli interventi di urbanizzazione più recenti, come previsto dal P.G.T. del comune.

Nella zona interessata dagli scarichi del nuovo comparto in oggetto, la rete di fognatura è costituita da condotti in c.a., di dimensioni variabili tra 600 mm e 1000 mm.

In particolare le reti in progetto per la raccolta degli scarichi dell'intero comparto hanno come recapito finale la rete di via Greppi, confluyente al collettore intercomunale ALSI S.p.A./BRIANZACQUE, che, dati desunti dallo studio di prefattibilità "Approvvigionamento idrico e smaltimento delle acque reflue e meteoriche del nuovo insediamento Vismara in Comune di Casatenovo" redatto dallo studio scrivente nel marzo 2009, risulta ad oggi sovradimensionato rispetto alle portate in arrivo dalla rete comunale di monte.

### **6.2 PROPOSTE TECNICHE DI SMALTIMENTO ACQUE REFLUE**

La proposta tecnica relativa allo smaltimento delle acque reflue dell'intero comparto PII Casatenovo Centro soggetta a riqualificazione urbanistica è stata individuata verificando la compatibilità della portata nera scaricata con le capacità di smaltimento delle condotte della rete di fognatura esistente.

### **6.2.1 Portata acque reflue in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro**

Le portate reflue massime da inviare alla fognatura comunale sono state determinate sulla base dei fabbisogni idrici nell'ora di punta, stimati nei precedenti paragrafi, considerando un apporto idrico in fognatura, derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto, pari al 100%.

### **6.2.2 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2**

La rete di raccolta delle acque reflue in progetto si estende all'interno del comparto, da via Don Rossi, al confine meridionale del PII, sulla nuova viabilità in progetto. La portata nera da addurre a depurazione risulta pari a **6.50 l/s**; tale rete ha come recapito finale la condotta in cls DN 600 mm di via Greppi, e genera un incremento del grado di riempimento della condotta inferiore all'1%. Tuttavia, data la disposizione geometrica del Comparto 2, le reti di scarico di tutto il comparto non confluiscono direttamente alla pubblica fognatura, ma recapitano alla rete di scarico relativa al Comparto 3, per finire solo successivamente nella condotta di via Greppi indicata in precedenza.

Data la modesta entità delle portate nere generate dal comparto in oggetto, e data la dimensione dei collettori esistenti, la rete esistente è sufficiente per il collettamento delle nuove portate il cui convogliamento non causa effetti negativi sulle stesse.

La scelta dei materiali costituenti le tubazioni è stata fatta tenendo presenti diversi fattori quali la durabilità nel tempo, la resistenza sia chimica che fisica ai fluidi trasportati, la resistenza meccanica ai carichi esterni e la perfetta tenuta idraulica.

Per la realizzazione dei nuovi condotti di rete nera, si è scelto pertanto di impiegare tubazioni in grés ceramico a garanzia della perfetta tenuta idraulica delle tubazioni e dei giunti dovuta al particolare tipo di giunzione a bicchiere con guarnizione di tenuta in resina poliuretana sull'innesto e sul bicchiere.

Ad ulteriore garanzia della completa tenuta idraulica del sistema fognario sono stati inoltre selezionati:

- un tipo di cameretta prefabbricata dotata di guarnizioni sia sugli innesti dei tubi, sia tra un elemento e l'altro che non necessitano di alcun intervento di sigillatura successivo alla posa;
- un sistema di innesto da realizzare direttamente sulla tubazione costituito da:
  - in caso di nuovo allacciamento o rifacimento di allaccio esistente: un apposito pezzo speciale da inserire direttamente sulla condotta principale ("braga"); all'interno del bicchiere della diramazione della braga in gres si inserisce un anello in gomma che garantisce la tenuta idraulica con la tubazione di allaccio allo scarico privato costituita da tubi PVC;

- In caso di allacciamenti da realizzare successivamente alla costruzione della condotta principale: un sistema di innesto da realizzare direttamente sulla tubazione praticandovi un foro con apposita attrezzatura perforatrice, costituito da una guarnizione in gomma sintetica e da un apposito elemento di giunzione che garantisce ugualmente la tenuta.

Le reti in progetto saranno in Grès DN 250 mm, sulla base di considerazioni legate ad un valore minimo della sezione di passaggio tale da permettere il deflusso dei liquami senza pericolo di ostruzioni o intasamenti, oltre a garantire una flessibilità nelle tipologie di utenze previste all'interno del comparto e conseguentemente delle portate da esse generate.

Sebbene le portate siano esigue rispetto ai diametri scelti, le pendenze di posa risultano garantire una velocità minima in condotta superiore a 0.5 m/s, velocità che permette di minimizzare i depositi all'interno delle condotte stesse.

## **7. SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE**

### **7.1 SCARICO ACQUE METEORICHE INTERO COMPARTO PII CASATENOVO CENTRO: STATO DI FATTO**

Attualmente le acque meteoriche ricadenti all'interno dell'intero comparto PII Casatenovo Centro vengono captate da una rete di raccolta dedicata ed inviate, tramite una tubazione in calcestruzzo con diametro da DN 800 a DN 1200 mm, al corpo idrico superficiale posto nelle immediate vicinanze.

La condotta di scarico parte in prossimità del vecchio impianto di depurazione delle acque reflue di processo posto all'interno dell'intero comparto PII Casatenovo Centro, attraversa Via Greppi, si affianca alla tubazione in calcestruzzo DN 400 mm di scarico delle acque meteoriche comunali di Via Verga, per poi scaricare nel Rio Pegorino.

Sulla base di quanto emerso dagli incontri effettuati con il personale dell'Ufficio Tecnico di Casatenovo, nel corso degli anni tale tubazione ha subito diversi interventi di manutenzione a causa di continui cedimenti della stessa, si prevede quindi il totale rifacimento della condotta.

### **7.2 PROPOSTE TECNICHE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE**

Data la natura geologica del terreno nel Comune di Casatenovo, risulta impossibile prevedere il disperdimento delle acque meteoriche attraverso pozzi perdenti o drenaggio negli strati superficiali del sottosuolo, a causa della bassa permeabilità del terreno.

Per tale ragione si è previsto di recapitare la totalità delle acque meteoriche al Rio Pegorino in corrispondenza del punto in cui già attualmente vengono inviate le acque ricadenti all'interno dell'intero comparto PII Casatenovo Centro.

Nell'ottica però di salvaguardare il corpo idrico ricettore e limitare a **20 l/s per ogni ettaro di superficie scolante impermeabile** i valori delle portate meteoriche scaricate nel Rio Pegorino, secondo quanto stabilito dalle "Norme tecniche di attuazione del P.T.U.A. – Appendice G", art. 2.3, relativamente ad aree urbanizzate non ancora dotate di fognatura, occorre prevedere la laminazione delle portate di piena attraverso la realizzazione di una vasca volano.

#### **7.2.1 Portata acque meteoriche in corrispondenza dell'intero comparto PII Casatenovo Centro**

Le portate meteoriche sono state determinate in seguito allo studio idrologico dell'area in esame.

### Analisi delle piogge intense

Una delle ipotesi fondamentali che sta alla base del dimensionamento di opere soggette ad eventi idrologici, è che le portate massime e le onde di piena critiche, aventi un certo tempo di ritorno  $T$ , siano originate da una precipitazione avente lo stesso tempo di ritorno.

Partendo da questa ipotesi è necessario determinare la curva di possibilità climatica, ovvero l'espressione che, per un pre-assegnato tempo di ritorno  $T$ , fornisce, per ogni durata di pioggia, la massima altezza di precipitazione che può verificarsi e che viene superata una volta ogni  $T$  anni.

A tale proposito si fa generalmente riferimento ad un'espressione algebrica monomia del tipo:

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

in cui  $h$  è l'altezza di pioggia espressa in millimetri,  $t$  è la corrispondente durata in ore,  $a$  ed  $n$  sono due coefficienti che definiscono la curva risultante.

Per giungere all'espressione della curva di possibilità pluviometrica è necessario elaborare con metodi statistici i dati storici raccolti nelle stazioni pluviografiche, in particolar modo quelli corrispondenti ai massimi eventi piovosi che si verificano annualmente in corrispondenza di durate assegnate.

Nello studio statistico di eventi rari, quali appunto i massimi annuali di pioggia, si ipotizza che la distribuzione di probabilità più idonea a rappresentare il loro andamento sia quella asintotica del massimo valore o distribuzione di Gumbel.

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica attraverso lo studio statistico delle piogge intense, sono state prese in esame le stazioni pluviometriche di Carate Brianza (MB), Lecco, Martinengo (BG), Olginate (LC) e Treviglio (BG) che possono essere ritenute rappresentative del territorio in esame in base al criterio di similitudine idrologica.

### Curva di possibilità pluviometrica

Il legame tra l'altezza di pioggia  $h$  e la durata  $\theta$ , per un dato tempo di ritorno  $T$  è stato definito in base ad una curva di possibilità pluviometrica (c.p.p) di tipo monomio avente la seguente espressione:

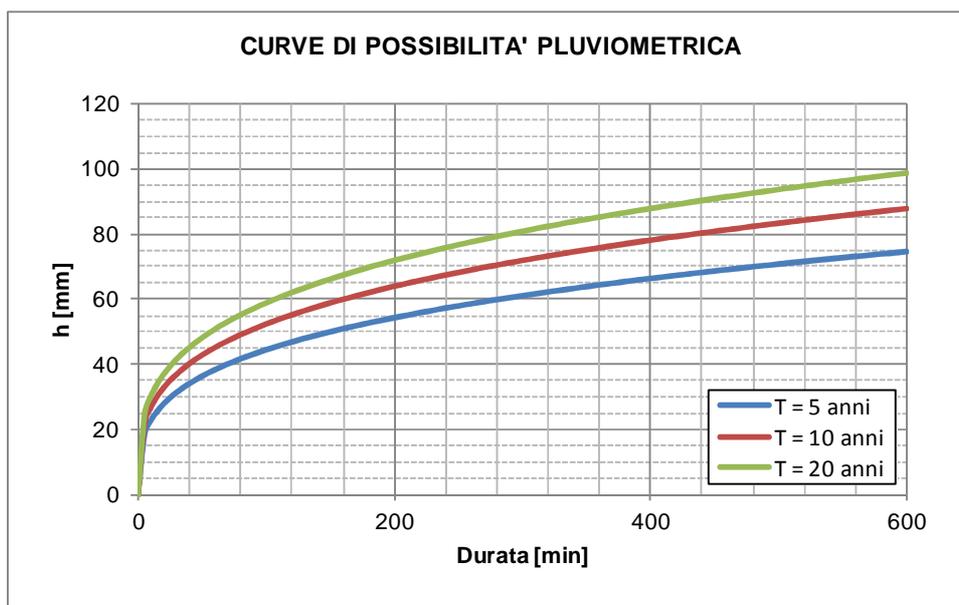
$$h = a \cdot \theta^n$$

i cui parametri caratteristici  $a$  e  $n$  assumono i valori riportati in tabella al variare del tempo di ritorno  $T$ .

**Tabella 5** – Parametri delle curve di possibilità pluviometrica.

TEMPO DI RITORNO	5 ANNI	10 ANNI	20 ANNI
<b>a</b>	38,41	45,30	50,95
<b>n</b>	0,288	0,288	0,288

Nella figura seguente è riportato l'andamento delle c.p.p. adottate.

**Figura 1** – Curve di possibilità pluviometrica.

Considerando le dimensioni del bacino idrografico in oggetto, le c.p.p. sopra descritte sono state ragguagliate alla superficie totale oggetto dell'intervento di riqualificazione urbanistica (circa 11,34 ha) utilizzando le formule di Colombo:

$$a_r = a \cdot (1 - 0.06 \cdot A^{0.4})$$

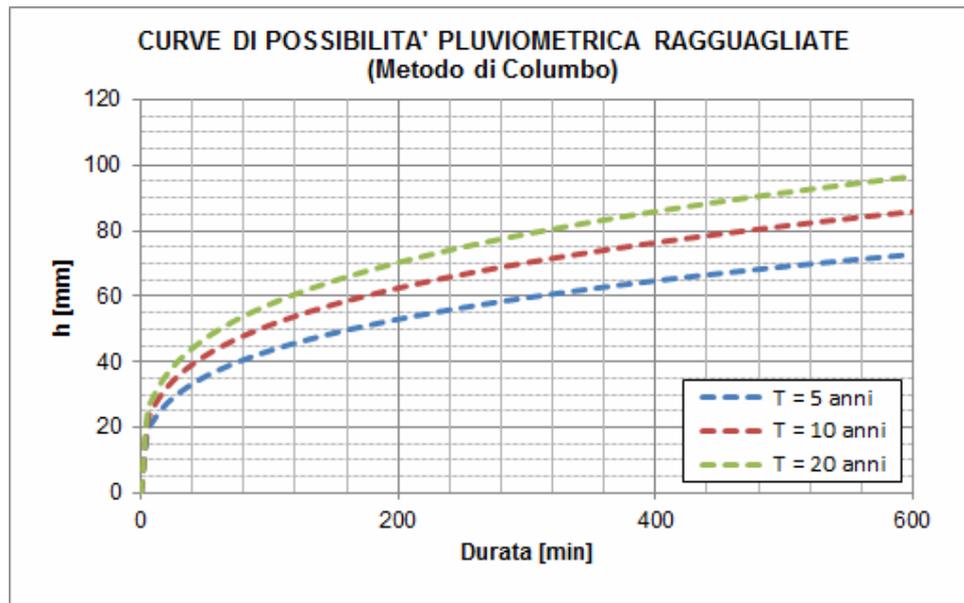
$$n_r = n + 0.003 \cdot A^{0.6}$$

dove  $A$  è l'area totale del bacino espressa in  $\text{km}^2$ .

In tabella sono riportati i valori di  $a$  e  $n$  ragguagliati all'area mentre in Figura 2 sono riportate le relative c.p.p.

**Tabella 6** – Parametri ragguagliati delle curve di possibilità pluviometrica.

TEMPO DI RITORNO	5 ANNI	10 ANNI	20 ANNI
<b>a</b>	37,45	44,16	49,67
<b>n</b>	0,289	0,289	0,289



**Figura 2** – Curve di possibilità pluviometrica ragguagliate.

Nella progettazione di opere fognarie si fa generalmente riferimento a valori del tempo di ritorno  $T = 10$  anni.

#### Caratterizzazione idrologica del bacino di drenaggio

Non tutto il volume di pioggia che ricade su una certa area affluisce alla rete drenante. Una parte di esso si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici (evaporazione, infiltrazione nel terreno, formazione sul bacino di un velo idrico, immagazzinamento in avvallamenti superficiali) prima di arrivare alla rete di drenaggio.

Per il dimensionamento di quest'ultima sarà quindi rilevante solo la restante parte di pioggia, cioè la cosiddetta pioggia netta o efficace. Tale pioggia può essere valutata attraverso il coefficiente di assorbimento  $\varphi$  che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale. Questo coefficiente varia in funzione dell'intensità della durata della pioggia, ma nella pratica progettuale generalmente viene considerato costante.

Nel caso in cui un bacino è composto da zone con diverse destinazioni d'uso, il coefficiente di assorbimento complessivo deve essere calcolato come media pesata, in funzione delle diverse aree, dei coefficienti di assorbimento di ogni zona attraverso la relazione:

$$\varphi = \frac{\sum_i S_i \cdot \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

Per il comparto in oggetto sono stati valutati i numerosi apporti alla rete con differenti coefficiente di assorbimento, assegnando alle superfici non filtranti un coefficiente pari a 0,95 mentre a quelle filtranti ad uso privato un coefficiente di 0,15 e ad uso pubblico di 0,10. Il

diverso apporto di queste aree filtranti dipende esclusivamente dall'andamento altimetrico delle superfici a cui si riferiscono.

#### Metodo di calcolo delle portate meteoriche

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo che si verifica all'uscita della rete di drenaggio di un bacino idrografico, corrispondente ad un tempo di ritorno prefissato, è necessario costruire uno ietogramma teorico di progetto a partire dalle curve di possibilità pluviometrica.

La forma utilizzata nel presente studio e largamente diffusa in letteratura è lo ietogramma Chicago. Lo ietogramma Chicago presenta un picco di intensità massima  $i_{\max}$  ed ha il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base. Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due "code" all'inizio e alla fine dell'evento. Inoltre esso contiene in sé, proprio per il modo con cui è costruito, le piogge critiche per tutte le durate parziali minori della durata complessiva; lo stesso ietogramma pertanto può essere utilizzato come ietogramma di progetto per tutti i sottobacini di un medesimo bacino, senza la necessità di ricerca delle durate critiche di ognuno di essi, purché la durata complessiva dello ietogramma sia sicuramente maggiore del tempo di corrivazione del bacino totale ("Sistemi di fognature e drenaggio" di A. Paoletti).

Il calcolo delle portate critiche può essere effettuato in base alla formula razionale applicando il metodo della corrivazione:

$$Q_c = S \cdot 2,78 \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^{n-1}$$

dove  $Q_c$  è la portata critica (l/s),  $S$  è l'area del bacino scolante considerato (ha),  $\varphi$  è il coefficiente di afflusso,  $a$  e  $n$  sono i due coefficienti che definiscono la curva di possibilità climatica,  $\theta_c$  è la durata critica dell'evento meteorico(ore) pari a:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1,5}$$

dove  $T_e$  è il tempo di corrivazione sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio (tempo di ingresso in rete pari a 5 minuti) e  $T_r$  è il tempo di corrivazione in quest'ultima.

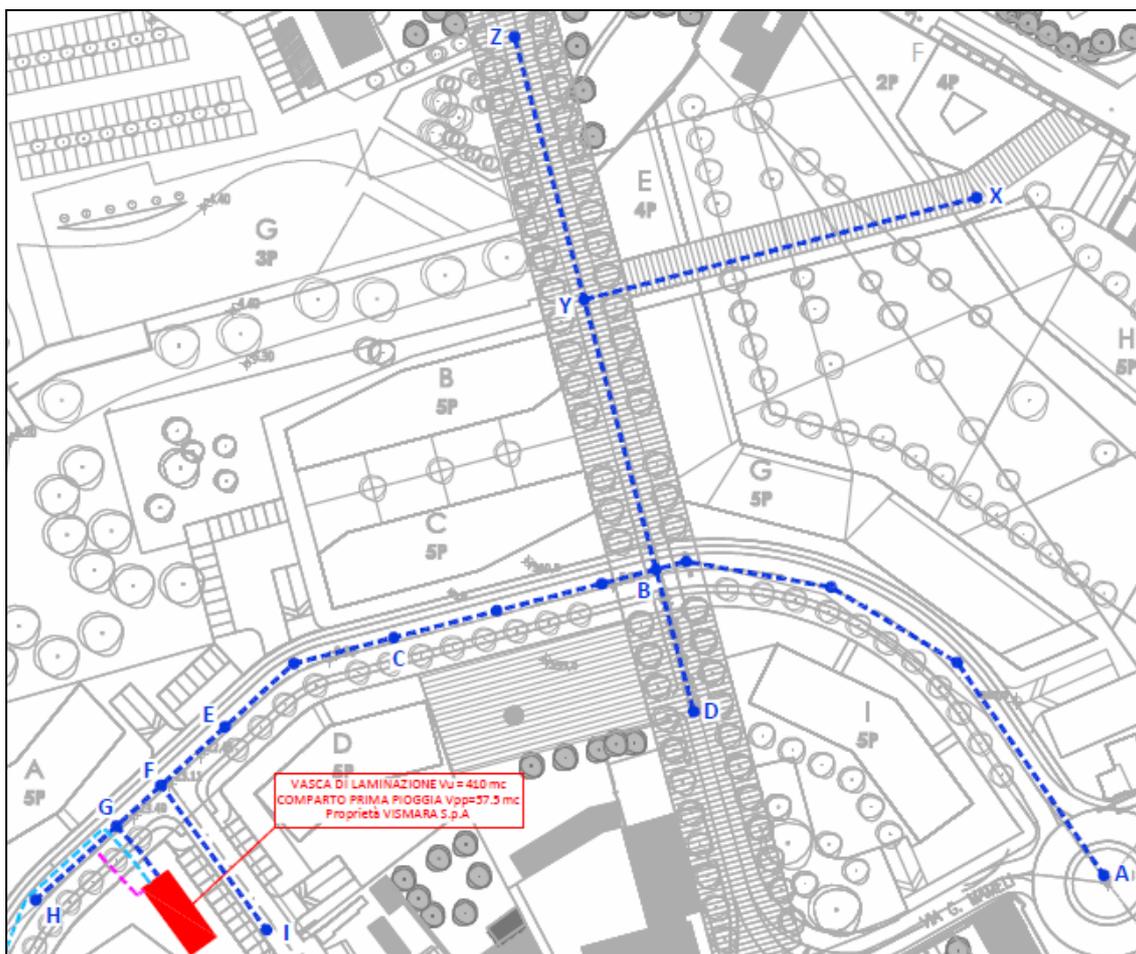
### **7.2.2 Soluzioni tecniche – rete interna al Comparto 2**

Per calcolare la portata critica e dimensionare ogni singola componente della rete in oggetto, è stato necessario schematizzare la rete stessa immaginandola così composta:

- sistema di collettori atti al convogliamento delle acque meteoriche ricadenti sull'intero comparto, ad esclusione delle proprietà private;

- una vasca di laminazione in grado rilasciare verso il Rio Pegorino una portata in uscita massima pari a 20 l/s per ogni ettaro di superficie scolante impermeabile;
- un comparto di prima pioggia (integrato nella vasca di laminazione) in cui vengono recapitate le sole acque meteoriche corrispondenti alle prime piogge (calcolate come da normativa), che verranno convogliate direttamente alla pubblica fognatura ad evento meteorico concluso.

Nella figura seguente si riporta lo schema della rete utilizzato per il calcolo.



**Figura 3** – Schematizzazione rete di smaltimento acque meteoriche Comparto 2.

### Rete di collettori

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato come descritto nei paragrafi precedenti, utilizzando un tempo di ritorno pari a 10 anni e considerando per ogni tratto e quindi per ogni rete, le aree scolanti ad essa afferenti, suddivise nelle tipologie precedentemente elencate.

Per la realizzazione delle reti in progetto saranno utilizzati tubi strutturati in polietilene ad alta densità, coestrusi a doppia parete, con classe di rigidità pari SN 8 KN/mq.

Sono state scelte tubazioni in polietilene perchè hanno il vantaggio di essere estremamente flessibili e curvabili, e permettono una facilità e una rapidità di posa molto superiore ad altri materiali, dovuta anche alla tipologia di giunzione utilizzata e al peso delle tubazioni stesse, permettendo una notevole riduzione di tempi e costi di realizzazione. Inoltre l'elevata scabrezza superficiale e l'assenza di sedimenti anche a lungo termine (acque meteoriche), consentono notevoli vantaggi prestazionali se paragonati ad altri materiali.

I valori di portata e i conseguenti diametri sono riportati nelle tabelle seguenti.

**Tabella 7 – Dimensionamento Rete meteorica Comparto 2**

Nodo monte	Nodo valle	L [m]	i [%]	Area [m <sup>2</sup> ]	u [l/sha]	Qc [l/s]	D <sub>i</sub> [m]	D <sub>comm</sub> [mm]	v [m/s]	GR [%]
Z	Y	58	0.50%	1'303	642	84	0.427	500	1.36	44%
X	Y	87	0.50%	960	616	59	0.343	400	1.25	51%
Y	B	60	0.50%	3'280	607	199	0.535	630	1.69	52%
A	B	124	0.50%	2'058	602	124	0.427	500	1.5	56%
D	B	31	0.50%	1'754	671	118	0.427	500	1.48	54%
B	C	58	7.00%	7'748	602	466	0.535	630	5.6	40%
C	E	42	5.00%	7'748	598	463	0.535	630	4.94	43%
E	F	18	5.00%	10'124	590	597	0.535	630	5.28	50%
I	F	38	0.50%	709	651	46	0.343	400	1.17	44%
F	G	13	5.00%	10'833	587	636	0.535	630	5.36	52%
H	G	24	0.50%	640	659	42	0.271	315	1.14	61%
G	OUT	5	1.00%	11'473	586	672	0.678	800	2.96	60%

#### Vasca di prima pioggia

Le piogge che cadono all'inizio di un evento meteorico, dopo un periodo prolungato di tempo asciutto, producono un dilavamento sia dell'atmosfera, carica di fumi, smog e particelle in sospensione, sia delle superfici impermeabili quali tetti, terrazzi, parcheggi e strade, assumendo caratteristiche di acque luride, fortemente inquinate, che vengono chiamate acque di prima pioggia.

Con il proseguire dell'evento pluviometrico, le successive acque di dilavamento, chiamate acque di seconda pioggia, risultano sempre più pulite fino a raggiungere diluizioni trascurabili di sostanze inquinanti e quindi suscettibili di dispersione ambientale.

L'obbligo alla separazione e all'invio alla depurazione delle acque di prima pioggia è stabilito dal Regolamento Regionale 24 marzo 2006 – n°4 "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, comma 1, lett. a) della L.R. n°26 del 12-12-2006" che definisce "acque di prima pioggia" quelle corrispondenti, nella prima

parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante impermeabile servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche; quindi, il volume specifico di prima pioggia risulta essere pari a:

$$V_{pp} = 5mm \cdot \frac{S_{scolante\_imp}}{1000}$$

Le acque di prima pioggia devono essere accumulate per tutti gli eventi di pioggia che siano distanziati fra loro di almeno 48 ore, ritenendo che per le acque di dilavamento di piogge più ravvicinate non si determinano apprezzabili inquinamenti grazie al lavaggio della superficie scolante operato dal precedente evento.

Per il comparto in esame, è stata considerata una superficie scolante impermeabile pari a 11.473 m<sup>2</sup>, da cui risulta un volume di prima pioggia pari a circa **57 m<sup>3</sup>**;

Tale volume verrà svuotato al termine dell'evento meteorico, mediante pompaggio, direttamente alla rete fognaria comunale esistente.

La vasca sarà dotata di una coppia di elettropompe centrifughe sommergibili idonee al sollevamento di acque di prima pioggia, in grado di sollevare la portata richiesta per lo svuotamento del comparto entro le 48 ore previste dalla normativa.

#### Vasca di laminazione

Le vasche volano o di laminazione costituiscono generalmente strutture di controllo delle portate meteoriche, tali da permettere l'abbattimento della piena mediante laminazione.

Il tempo di ritorno  $T$  adottato per il dimensionamento di tali vasche viene normalmente scelto nell'ordine dei 10 anni.

Il funzionamento di una vasca volano è descritto:

- 1) dall'equazione di continuità che lega nel tempo la variazione del volume invasato nel serbatoio alla differenza tra la portata in ingresso e la portata in uscita.

$$\frac{dW(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_u(t)$$

dove  $W(t)$  è il volume invasato nella vasca volano [m<sup>3</sup>],  $Q_e(t)$  è la portata in ingresso [m<sup>3</sup>/s] e  $Q_u(t)$  è la portata in uscita [m<sup>3</sup>/s];

- 2) dal legame geometrico che descrive la relazione tra il livello dell'acqua nella vasca volano ed il volume invasato nella stessa:

$$W(t) = W(h(t))$$

- 3) dalla legge di efflusso che governa l'idrogramma di piena in uscita dal serbatoio:

$$Q_u(t) = Q_u(t;h(t))$$

L'equazione di continuità al punto 1), può essere risolta in forma chiusa solo quando le equazioni ai punti 2) e 3), nonché l'idrogramma in ingresso alla vasca siano rappresentabili in forma analitica semplice.

A differenza del dimensionamento dei collettori di fognatura, per i quali sono di interesse i valori massimi della portata dell'onda di piena  $Q_c$  per la durata di pioggia critica  $\theta_c$ , la vasca volano viene invece maggiormente sollecitata dall'intero volume dell'onda di piena.

Il dimensionamento della vasca per assegnato tempo di ritorno deve dunque passare attraverso l'individuazione sia della durata di pioggia  $\theta_w$  che è critica dal punto di vista del volume, sia del corrispondente valore  $W_{max}$  (volume massimo d'invaso).

Esistono differenti metodi pratici per il dimensionamento delle vasche volano: ad essi si perviene attraverso alcune ipotesi semplificative sull'onda di piena  $Q_e(t)$  in ingresso e sulle leggi di efflusso in uscita.

Per il bacino in esame, è stata calcolata la portata massima scaricabile in corrispondenza del Rio Pegorino, relativa alle sole aree di pubblica fruizione del Comparto 2 afferente alla vasca in oggetto, che risulta pari a **22,95 l/s** (secondo i criteri definiti nel P.T.U.A e riportati nei paragrafi precedenti).

Ogni singola proprietà dovrà infatti dotarsi di una vasca per laminare le acque meteoriche insistenti sulle proprie aree impermeabili, rilanciando alla rete pubblica la quota parte scaricabile nel rispetto dei limiti normativi.

Nonostante la vasca in progetto debba raccogliere durante gli eventi meteorici non solo le acque insistenti sulle aree di fruizione pubblica, ma anche la quota parte insistente sulle proprietà private, nella misura di 20 l/s/ha imp, tale contributo viene considerato neutro in termini di volume da invasare, in quanto tale portata transita nella vasca senza contribuire all'accumulo perché di per sé è già pari al limite scaricabile; ne deriva quindi un volume di laminazione pari a **410 m<sup>3</sup>**.

La vasca sarà dotata di una coppia di elettropompe centrifughe sommergibili idonee al funzionamento anche in continuo con motore parzialmente scoperto, in grado di sollevare la portata limite da scaricare nel corpo idrico superficiale.

In caso di guasto degli organi elettromeccanici è inoltre previsto uno scarico di emergenza della stazione stessa, collegato direttamente alla nuova condotta in c.a. Ø800 mm volta al recapito nel Rio Pegorino.

#### Condotte di scarico

La portata laminata in uscita dalla vasca in oggetto verrà sollevata dall'impianto di pompaggio e rilanciata all'interno della condotta a gravità diretta allo scarico nel Rio Pegorino. Tale condotta è composta da un primo tratto in cui verrà recapitata l'acqua di scarico relativa al solo Comparto 2, una seconda parte in cui a tale portata verrà sommata quella relativa al Comparto 3, e una parte finale che vedrà la confluenza della portata di scarico totale dell'intero PII. Quest'ultimo tratto, da realizzarsi ex-novo, recapiterà nel Rio Pegorino la portata di scarico dell'intero PII Casatenovo Centro, e il suo tracciato seguirà quello della condotta di scarico esistente.

Si ricorda che, data la disposizione geometrica del Comparto 2, le reti di scarico di tutto il comparto avranno come recapito la rete di scarico del Comparto 3, che, proseguendo il suo tracciato scaricherà le portate al Rio Pegorino.

Per dimensionare i tre tratti descritti si è quindi fatto riferimento a tre diverse portate:

- Tratto 1 – dallo scarico del Comparto 2 allo scarico del Comparto 3: in questo tratto la portata da considerare è pari a **42,64 l/s**, ottenuti dalla somma della portata di scarico della vasca di 22,95 l/s e degli apporti delle proprietà private pari a 19,69 l/s;
- Tratto 2 – dallo scarico del Comparto 3 alla confluenza con lo scarico del Comparto 1: in questo tratto la portata da considerare è pari a **75,04 l/s**, ottenuti dalla somma della portata di scarico del Comparto 2 di 42,64 l/s, della portata di scarico della vasca del Comparto 3 di 9,01 l/s e degli apporti delle proprietà private del Comparto 3 pari a 23,39 l/s;
- Tratto 3 – dalla confluenza delle reti di scarico dei comparti (Comparto 1 e Comparto 2+3) fino allo scarico nel Rio Pegorino: in questo tratto la portata totale di scarico da considerare è pari a **117,90 l/s** e tiene conto della somma delle portate scaricate dalle tre vasche e dagli apporti delle proprietà private dei tre comparti.

Per il calcolo idraulico delle condotte a gravità si ammette che la portata in esse defluente si muova con moto uniforme.

La formula più comunemente usata è quella di Chézy:

$$Q = A \times \chi \times \sqrt{R \times i}$$

dove  $Q$  è la portata in  $m^3/s$ ,  $A$  è l'area della sezione bagnata in  $m^2$ ,  $\chi$  è un coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta,  $R$  è il raggio idraulico in metri,  $i$  è la pendenza di fondo del condotto.

Per il calcolo del coefficiente  $\chi$  si è adottata l'espressione di Strickler:

$$\chi = K_s \times R^{1/6}$$

con  $K_s$  pari a  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  nel caso di tubazioni in calcestruzzo rivestite internamente in liner di polietilene e 90 nel caso di tubazioni in Pead.

Le tabelle seguenti evidenziano i risultati di calcolo dei tre tratti di scarico: i primi due tratti risultano essere in Pead DN 250 mm mentre il terzo tratto sarà in C.A. Ø 800 mm.

In particolare in Tabella 8 è riportata la scala delle portate relativa al primo tratto di condotta in progetto, in

Tabella 9 al secondo tratto e in Tabella 10 al terzo. Le pendenze indicate risultano essere le minime di posa previste per il tratto in oggetto. In tutte le tabelle si può osservare sulla riga evidenziata il grado di riempimento in condizioni di funzionamento ordinarie.

**Tabella 8** – Scala delle portate condotta in Pead DN 250 m, pendenza 30 m/km.

SEZIONE CIRCOLARE		h/D	h [m]	Area bagnata [m <sup>2</sup> ]	Contorno bagnato [m]	R	X	Q [m <sup>3</sup> /s]	Qr [m <sup>3</sup> /s]	Q/Qr
D	0.216 m	0.05	0.0108	0.001	0.097	0.007	39	0.000392	0.081607	0.005
Ks	90 m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>	0.1	0.0216	0.002	0.139	0.014	44	0.001704	0.081607	0.021
i	3.000%	0.15	0.0324	0.003	0.172	0.020	47	0.003967	0.081607	0.049
		0.2	0.0432	0.005	0.200	0.026	49	0.007146	0.081607	0.088
		0.25	0.054	0.007	0.226	0.032	51	0.011179	0.081607	0.137
		0.3	0.0648	0.009	0.250	0.037	52	0.015981	0.081607	0.196
		0.35	0.0756	0.011	0.273	0.042	53	0.021458	0.081607	0.263
		0.4	0.0864	0.014	0.296	0.046	54	0.027501	0.081607	0.337
		0.45	0.0972	0.016	0.318	0.050	55	0.033992	0.081607	0.417
		0.5	0.108	0.018	0.339	0.054	55	0.040804	0.081607	0.500
		0.55	0.1188	0.021	0.361	0.057	56	0.047798	0.081607	0.586
		0.6	0.1296	0.023	0.383	0.060	56	0.054827	0.081607	0.672
		0.65	0.1404	0.025	0.405	0.062	57	0.061729	0.081607	0.756
		0.7	0.1512	0.027	0.428	0.064	57	0.068325	0.081607	0.837
		0.75	0.162	0.029	0.452	0.065	57	0.074416	0.081607	0.912
		0.8	0.1728	0.031	0.478	0.066	57	0.079769	0.081607	0.977
		0.85	0.1836	0.033	0.507	0.066	57	0.084092	0.081607	1.030
		0.9	0.1944	0.035	0.540	0.064	57	0.086977	0.081607	1.066
		0.95	0.2052	0.036	0.581	0.062	57	0.087688	0.081607	1.075
		1	0.216	0.037	0.679	0.054	55	0.081607	0.081607	1.000

**Tabella 9** – Scala delle portate condotta in Pead DN 250 m, pendenza 30 m/km

**SEZIONE CIRCOLARE**

D	h/D	h [m]	Area bagnata [m <sup>2</sup> ]	Contorno bagnato [m]	R	X	Q [m <sup>3</sup> /s]	Qr [m <sup>3</sup> /s]	Q/Qr
D <b>0.216</b> m Ks <b>90</b> m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> i <b>3.000</b> %	0.05	0.0108	0.001	0.097	0.007	39	0.000392	0.081607	0.005
	0.1	0.0216	0.002	0.139	0.014	44	0.001704	0.081607	0.021
	0.15	0.0324	0.003	0.172	0.020	47	0.003967	0.081607	0.049
	0.2	0.0432	0.005	0.200	0.026	49	0.007146	0.081607	0.088
	0.25	0.054	0.007	0.226	0.032	51	0.011179	0.081607	0.137
	0.3	0.0648	0.009	0.250	0.037	52	0.015981	0.081607	0.196
	0.35	0.0756	0.011	0.273	0.042	53	0.021458	0.081607	0.263
	0.4	0.0864	0.014	0.296	0.046	54	0.027501	0.081607	0.337
	0.45	0.0972	0.016	0.318	0.050	55	0.033992	0.081607	0.417
	0.5	0.108	0.018	0.339	0.054	55	0.040804	0.081607	0.500
	0.55	0.1188	0.021	0.361	0.057	56	0.047798	0.081607	0.586
	0.6	0.1296	0.023	0.383	0.060	56	0.054827	0.081607	0.672
	0.65	0.1404	0.025	0.405	0.062	57	0.061729	0.081607	0.756
	0.7	0.1512	0.027	0.428	0.064	57	0.068325	0.081607	0.837
	<b>0.75</b>	<b>0.162</b>	<b>0.029</b>	<b>0.452</b>	<b>0.065</b>	<b>57</b>	<b>0.074416</b>	<b>0.081607</b>	<b>0.912</b>
	0.8	0.1728	0.031	0.478	0.066	57	0.079769	0.081607	0.977
	0.85	0.1836	0.033	0.507	0.066	57	0.084092	0.081607	1.030
	0.9	0.1944	0.035	0.540	0.064	57	0.086977	0.081607	1.066
	0.95	0.2052	0.036	0.581	0.062	57	0.087688	0.081607	1.075
	1	0.216	0.037	0.679	0.054	55	0.081607	0.081607	1.000

Tabella 10 – Scala delle portate condotta in c.a. Ø 800 mm, pendenza 25 m/km.

**SEZIONE CIRCOLARE**

D	h/D	h [m]	Area bagnata [m <sup>2</sup> ]	Contorno bagnato [m]	R	X	Q [m <sup>3</sup> /s]	Qr [m <sup>3</sup> /s]	Q/Qr
D <b>0.8</b> m Ks <b>80</b> m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> i <b>2.500</b> %	0.05	0.04	0.009	0.361	0.026	44	0.010442	2.174452	0.005
	0.1	0.08	0.026	0.515	0.051	49	0.045398	2.174452	0.021
	0.15	0.12	0.047	0.636	0.074	52	0.105699	2.174452	0.049
	0.2	0.16	0.072	0.742	0.096	54	0.19042	2.174452	0.088
	0.25	0.2	0.098	0.838	0.117	56	0.29786	2.174452	0.137
	0.3	0.24	0.127	0.927	0.137	57	0.425826	2.174452	0.196
	0.35	0.28	0.157	1.013	0.155	59	0.571175	2.174452	0.263
	0.4	0.32	0.188	1.096	0.171	60	0.732764	2.174452	0.337
	0.45	0.36	0.219	1.177	0.186	60	0.905724	2.174452	0.417
	0.5	0.4	0.251	1.257	0.200	61	1.087226	2.174452	0.500
	<b>0.55</b>	<b>0.44</b>	<b>0.283</b>	<b>1.337</b>	<b>0.212</b>	<b>62</b>	<b>1.2736</b>	<b>2.174452</b>	<b>0.586</b>
	0.6	0.48	0.315	1.418	0.222	62	1.460884	2.174452	0.672
	0.65	0.52	0.346	1.500	0.231	63	1.644774	2.174452	0.756
	<b>0.7</b>	<b>0.56</b>	<b>0.376</b>	<b>1.586</b>	<b>0.237</b>	<b>63</b>	<b>1.820533</b>	<b>2.174452</b>	<b>0.837</b>
	0.75	0.6	0.404	1.676	0.241	63	1.982834	2.174452	0.912
	0.8	0.64	0.431	1.771	0.243	63	2.125455	2.174452	0.977
	0.85	0.68	0.455	1.877	0.243	63	2.240643	2.174452	1.030
	0.9	0.72	0.476	1.998	0.238	63	2.317525	2.174452	1.066
	0.95	0.76	0.493	2.152	0.229	63	2.33648	2.174452	1.075
	1	0.8	0.503	2.513	0.200	61	2.174452	2.174452	1.000

Come si può osservare in quest'ultima tabella, in caso di funzionamento ordinario il grado di riempimento della condotta di scarico risulta pari a circa il 55%; sarebbe quindi sufficiente una tubazione di diametro inferiore per il convogliamento delle portate previste. Tuttavia è stato previsto l'impiego di una tubazione maggiorata in grado di smaltire in condizioni di sicurezza la portata generata dall'intero comparto PII Casatenovo Centro e pari a **1822 l/s**, condizione che potrebbe verificarsi in caso di by-pass di una o di tutte le vasche previste nel PII, dovuto a guasto o malfunzionamento dell'impianto di sollevamento.