

N° PRATICA	COMUNE DI <b>F E R R A R A</b> PROVINCIA DI FERRARA	N° PROTOCOLLO
------------	---	---------------

UBICAZIONE
Via Lamborghini

TAVOLA di P.S.C.	ZONA di P.S.C.	DATI CATASTALI
		FOGLIO 283 mapp. 757 ,75, 76, 77, 78, 79, 80

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO E DESTINAZIONE D'USO
<p><b>P.U.A. Piano Urbanistico Attuativo</b></p> <p>PROGETTO DI PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (P.U.A.) IN SAN MARTINO DI FERRARA          COMPORTANTE LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO INSEDIAMENTO RESIDENZIALE DI          COMPLETAMENTO DEL COMPLESSO RESIDENZIALE ESISTENTE DI VIA LAMBORGHINI.</p> <p><b>Scheda POC 21ANS_02</b></p>

LA PROPRIETA'	SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO	DATA
		24.09.2016
		AGGIORNAMENTI
		28.03.2018
		28.03.2018
		01.10.2018
IL PROGETTISTA PERATELLO ARCH. ALESSANDRO	Nota :	
	STRUMENTO DI RIFERIMENTO : P.U.A. ( Piano Urbanistico Attuativo )	

SCALA ELABORATO	TAV. N°	TITOLO ELABORATO
-	<b>22</b>	<b>Relazione calcolo idraulico vasca di laminazione</b>

**RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO**  
**DIMENSIONAMENTO VASCA DI LAMINAZIONE E CANALE DI SCOLO**

Ing. Vincenzo Scida

## OGGETTO

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle opere d'interesse pubblico a servizio del Piano Urbanistico Attuativo ( P.U.A. ) di iniziativa privata relativo ad aree site in San Martino, via Lamborghini e presentato dalla Ditta Donegà Costruzioni S.n.C..

Il PUA appartiene al comparto 21ANS-02 del 1° POC.

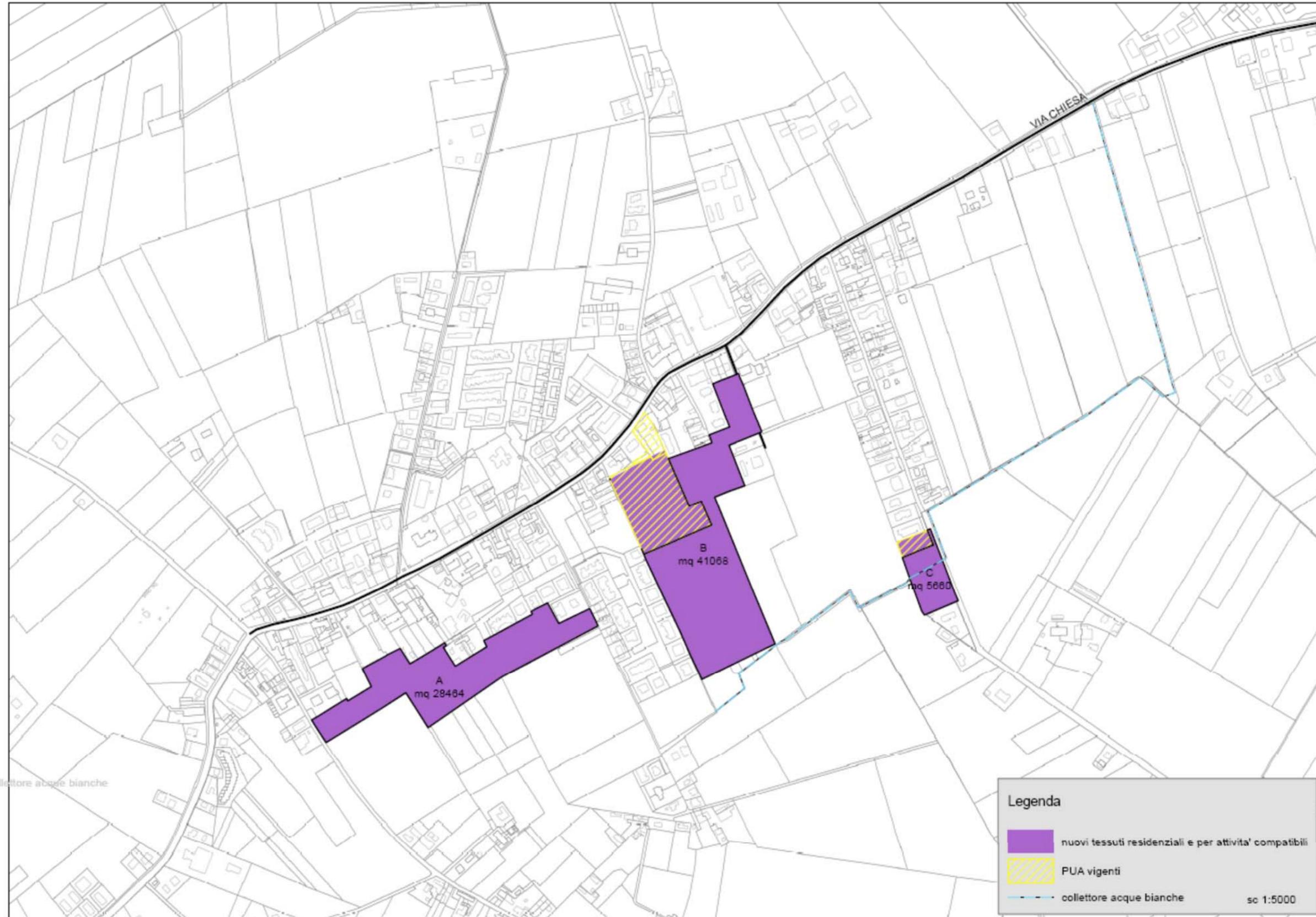
Il POC vigente individua come opere d'interesse generale la realizzazione di una vasca di laminazione e di un collettore, delle acque meteoriche, di collegamento allo scolo San Martino intubato di via Chiesa, opere queste destinate a diventare il recapito delle acque meteoriche di tutte le espansioni del PSC nella zona immediatamente a sud dell'abitato di San Martino.

Si dimensionano quindi condotte e collettore di progetto in modo da poter recapitare al corpo idrico, individuato dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara come lo scolo San Martino in via Chiesa, le acque meteoriche delle tre aree indicate come A, B e C dal PSC per una superficie complessiva pari a 75.192,00m<sup>2</sup>.

	[mq]	
A	28464,00	
B	41068,00	
C	5660,00	
ST complessiva	75192,00	Mq

La vasca di laminazione, in questa fase, si dimensiona per il solo PUA garantendo un futuro ampliamento del volume d'invaso al seguito dell'eventuale attuazione degli altri comparti previsti dal PSC.

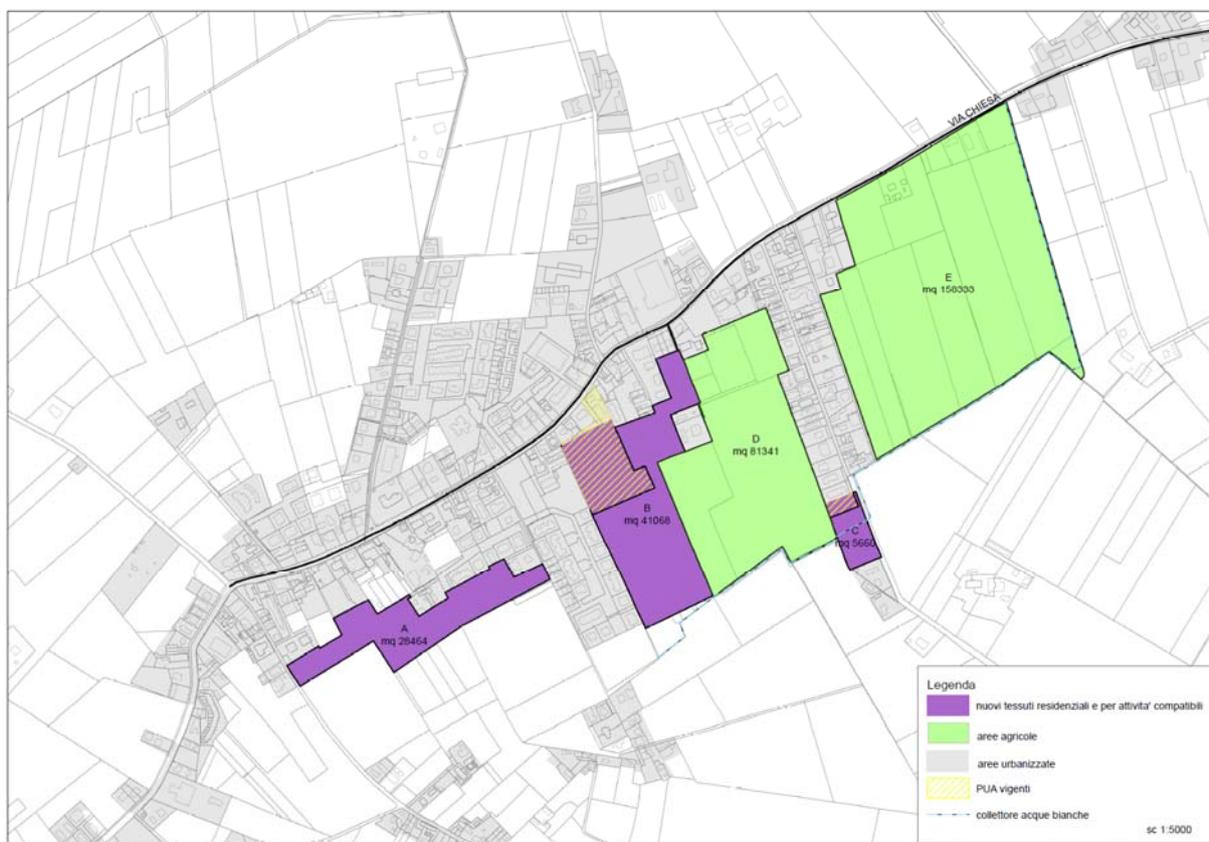
Per la definizione del tracciato e delle opere, si rimanda alle tavole in allegato alla presente relazione di calcolo.



## PREMESSA

Come già anticipato il progetto delle opere di interesse generale prevedeva inizialmente la realizzazione di uno scolo a cielo aperto quale collegamento della nuova vasca di laminazione allo scolo intubato San Martino su Via Chiesa.

A seguito di tavolo tecnico con il Consorzio di Bonifica veniva chiarita la necessità di aggiungere alle aree indicate nella precedente planimetria anche quelle che risultavano intercluse dal nuovo tracciato dello scolo, così come riportato di seguito in colore verde :



A seguire viene quindi aggiornato il calcolo idraulico per il dimensionamento delle sezioni di progetto adeguandole alle nuove portate. Ne risultava, non tanto un maggiore dimensionamento delle opere, quanto piuttosto l'incapacità dello scolo recettore San Martino di riuscire a farsi carico del nuovo flusso idraulico.

Si è quindi scelto il nuovo assetto progettuale che prevede di convogliare le acque meteoriche riferendole alle aree inizialmente considerate ( colore viola ) prevedendo

un collettore "dedicato" che permettesse di escludere dai calcoli le aree intercluse ( colore verde ).

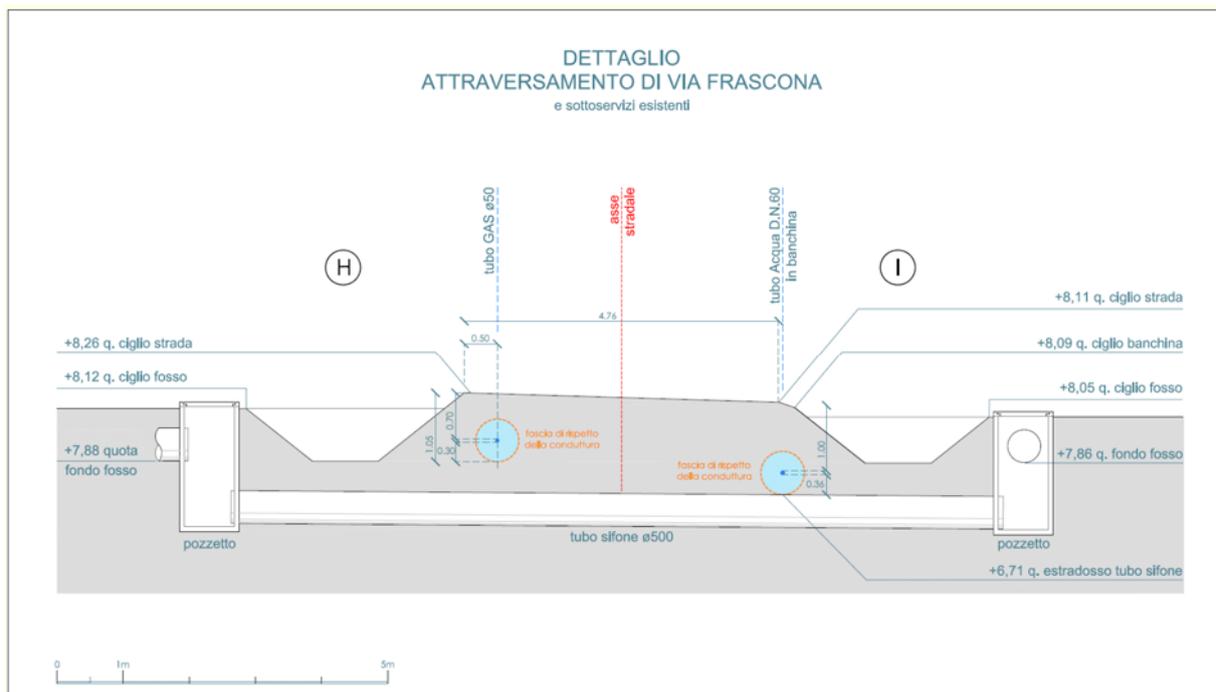
Si è pertanto scelto di interrare buona parte del nuovo collettore lasciando a cielo aperto solo l'ultimo tratto che potrà servire come ulteriore invaso in caso di necessità dato che l'ultimo tratto di collegamento al recettore avviene tramite condotta già esistente del diametro di 200 mm.

Per la stesura del progetto sono stati inizialmente eseguiti dei sopralluoghi con il tecnico del Consorzio di Bonifica, per cercare di definire un tracciato che non interferisse con l'esistente condotta irrigua in pressione che prevede una fascia di rispetto della larghezza complessiva di 3,50 ml.

Il Consorzio di Bonifica ha provveduto ad una serie di sondaggi in loco per la precisa individuazione del tracciato del loro manufatto mentre le quote allo stato di fatto del piano di campagna, dei tratti di canale esistente e del canale ai lati della via Frascona sono frutto di una campagna di rilievi strumentali.

Nel corso di un sopralluogo con l'ente gestore HERA, si sono individuati i servizi su via Frascona: condotta Gas  $\varnothing 50$  e condotta acqua D.N.60.

In base alle prescrizioni dell'ente gestore si è previsto l'attraversamento del rilevato stradale tramite la realizzazione di una botte a sifone come riportato nell'immagine seguente:



Il nuovo tracciato, nel punto in cui passa appena a ridosso delle recinzioni delle abitazioni confinanti è stato tenuto ad idonea distanza per evitare cedimenti.

Si dovranno utilizzare particolari accorgimenti nelle fasi di lavoro per l'attraversamento stradale.

La quota di fondo della condotta e del canale calcolato è vincolato da :

- Quota di fondo della vasca di laminazione a monte del percorso e dalla rete delle acque meteoriche di progetto all'interno del nuovo comparto P.U.A. ;
- Quota del piano di campagna così come trovasi nello stato attuale nel corso del tragitto fino a Via Chiesa ;
- Quota di imposta dal corpo idrico recettore posto a valle.

#### **RIFERIMENTI NORMATIVI**

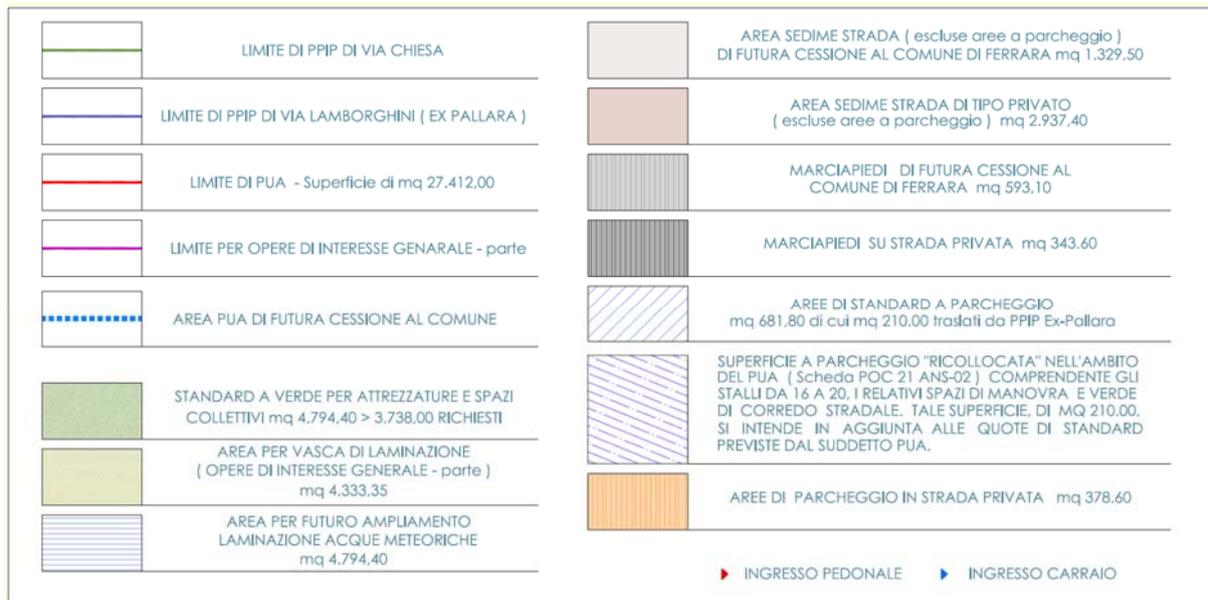
- - Circolare Min. LLPP n. 11633/1974 : "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto";
- Legge n. 319/1976 : "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e l'esercizio degli impianti di fognatura e di depurazione";
- D. M. 12/12/1985 : "Norme tecniche relative alle tubazioni";
- D. Lgs 11/05/1999 n. 152 : "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della Direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole";
- Delibera Regionale Emilia Romagna n°286/2005 : "Direttiva concernente gli indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne";
- D. Lgs 03/04/2006 n.152: "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento";
- Delibera Regionale Emilia Romagna n°1860 del 18/12/2006: "Linee guida di indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di

prima pioggia in attuazione della Deliberazione Giunta regionale del 14/02/2005 n. 286”;

- Linee della Direzione Tecnica ARPA : “criteri di applicazione del DGR 286/2005 e 1860/2006 – acque meteoriche e di dilavamento” - revisione del 14/04/2008;
- Deliberazione n. 61 del 04/12/2009 del Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara : “Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l’applicazione del principio di invarianza idraulica – determinazioni” .

## RETE ACQUE METEORICHE

Per il dimensionamento della vasca di laminazione si è seguita la planimetria di progetto riportata nella tavola 6 del P.U.A. presentato i cui valori di riferimento sono riportati nella seguente tabella :



Per il calcolo della portata delle acque meteoriche da smaltire, ai fini del dimensionamento della condotta fognaria, si è determinato il grado di impermeabilizzazione del bacino e cioè la superficie la cui impermeabilità non consente lo smaltimento autonomo dell'acqua meteorica mediante assorbimento, che pertanto dovrà essere smaltita secondo le prescrizioni del POC.

Il bacino risulta così costituito

(valori dei coefficienti di deflusso di cui al RUE Ferrara- allegato 1 art.1 comma 1.1 punto 9):

Aree verdi =  $4.794,40 + 4.333,35 = 9.127,75$  mq

Parcheggi =  $681,80 + 378,60 = 1.060,40$  mq

Strade e marciapiedi =  $1.329,50 + 2.937,40 + 593,10 + 343,60 = 5.203,60$ mq

Coperture edifici = 4446 mq

Superficie Totale SDF= 10.986,53 mq

	ESTENSIONE	IMPERMEABILITA'	ESTENSIONE RAGGUAGLIATA
AREE VERDI	9127,75	10	912,77
PARCHEGGI	1060,40	40	424,16
STRADE	5203,60	100	5.203,60
COPERTURE EDIFICI	4446,00	100	4.446,00
<b>SUPERFICIE TOTALE SDF</b>	19806,4		10.986,53

L'impianto fognario sarà dimensionato per ricevere anche le acque del comparto 21 ANS- 04.

La futura rete fognaria delle acque bianche prevede il rispetto del principio dell'invarianza idraulica secondo il quale la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area; va quindi prevista una vasca di accumulo.

### Analisi idrologiche

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia è stato applicato il metodo di Gumbel alle altezze massime di pioggia della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alla stazione pluviometrica di Ferrara dal 1949 al 2016. I dati sono reperibili dagli annali del Servizio Idrografico Italiano e di ARPA Emilia Romagna.

Sono state condotte due diverse analisi: la prima si estende a tutto il set di dati disponibili, la seconda considera solo il periodo 1949-2010, ovvero il periodo a cui fanno riferimento le principali direttive in materia di invarianza idraulica.

L'analisi tramite Gumbel permette di individuare i parametri della Curva di Possibilità Pluviometrica (CPP)  $a$  ed  $n$  che forniscono l'altezza di pioggia massima prevista relativa ad una certa durata  $t$  e ad alla probabilità di accadimento di quell'evento. La probabilità viene data dal tempo di ritorno di riferimento, in questi casi pari a 20 anni.

$$h_c = at^n \quad [mm]$$

Il set di dati disponibile permette di calcolare tali parametri per durate di pioggia superiori ad 1 ora, ma per i sistemi di raccolta urbani, per cui la risposta al deflusso è molto rapida, vanno necessariamente considerati gli eventi di pioggia di durata

inferiore all'ora. Il calcolo della CPP per le durate inferiori all'ora è possibile grazie alla formula di Bell, partendo dalla CPP derivata con Gumbel:

$$\frac{h_d}{h_{60}} = 0.54d^{0.25} - 0.5$$

I valori delle portate massime sono stati calcolati con il metodo della corrivazione, detto anche metodo razionale. Questo metodo si basa sull'assunzione che le gocce di pioggia cadute in punti diversi del bacino impieghino tempi di diversi per raggiungere la chiusura del bacino. Per ogni bacino viene quindi stimato un tempo di corrivazione caratteristico  $t_c$ , dato dalla somma del tempo di accesso alla rete  $t_a$  e del tempo di transito  $t_t$ .

In questo caso si è stimato

$$t_c = t_a + t_t = 0.25 + 0.25 = 0.5 \text{ (ore)}$$

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei parametri delle CPP relativi ai periodi 1949-2010 e 1949-2016, sia per durate superiori all'ora che per durate inferiori. Le portate e i volumi totali di precipitazione che si generano sono del tutto simili per quanto riguarda le piogge di durata superiore all'ora, mentre nel caso di piogge inferiori all'ora si nota una sensibile differenza. Si è quindi deciso di adottare, a favore di sicurezza, i parametri relativi al periodo 1949-2010 per le valutazioni successive.

Parametri CPP	t > 1 ora		t < 1 ora	
	1949-2010	1949-2016	1949-2010	1949-2016
a	50.025	49.788	50.17	49.933
n	0.203	0.199	0.412	0.431
hc (mm)	43.459	43.370	37.707	37.037

### Determinazione delle portate massime di progetto

Una volta definiti i parametri della CPP e il tempo di corrivazione, è possibile procedere al calcolo delle portate massime attraverso la seguente relazione:

$$Q_{max} = \varphi_M \frac{A \cdot h_c}{t_c} \quad [m^3/s]$$

Nella quale  $A$  è la superficie su cui si vuole calcolare il deflusso, e  $\varphi_M$  è il coefficiente di afflusso medio dell'area. Considerando una superficie impermeabile pari al 30% del totale e

$\varphi_I = 1$  per superfici impermeabili

$\varphi_P = 0.45$  per superfici permeabili

Si ottiene:

$$\varphi_M = \frac{A_I \varphi_I + A_P \varphi_P}{A} = 0.615$$

### **Ipotesi 1: Progetto di urbanizzazione attuale ( solo PUA )**

Nell'ipotesi di urbanizzazione attualmente in progetto la superficie totale è pari a 27.412,00 m<sup>2</sup>, si ottiene quindi una portata massima in uscita dal sistema di 0.345 m<sup>3</sup>/s, per un volume di pioggia totale di circa 1009 m<sup>3</sup>.

### **Ipotesi 2: Progetto di urbanizzazione futura**

Nell'ipotesi di urbanizzazione futura delle 3 aree ( $A+B+C = 28464+41068+5660 = 75192$  m<sup>2</sup>) si ottiene una portata massima in uscita dal sistema di 0.969 m<sup>3</sup>/s, per un volume di pioggia totale di circa 2835 m<sup>3</sup>.

## **Calcolo del volume di invaso**

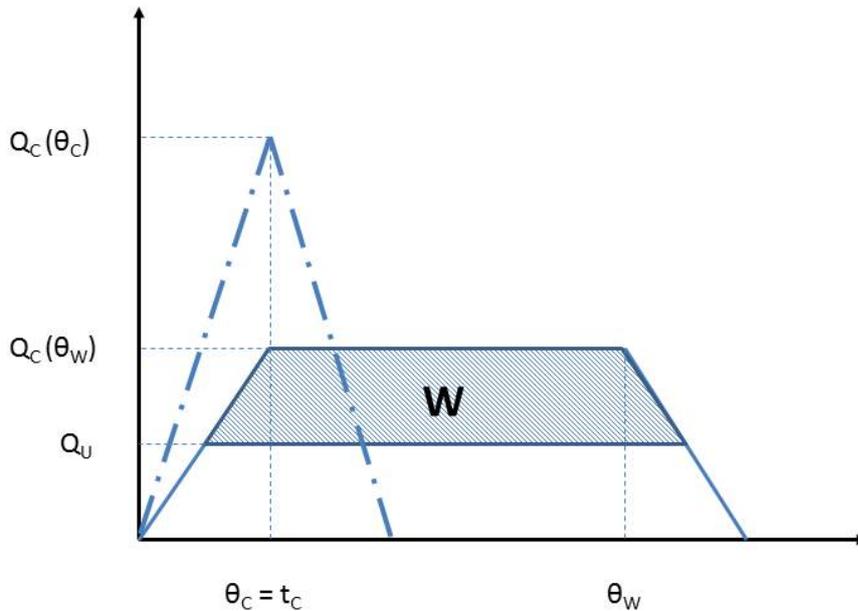
Con riferimento alla Deliberazione n°61 del 4 dicembre 2009 Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara -"Procedure di calcolo dei volumi di accumulo per l'applicazione del principio di invarianza idraulica", il volume minimo di invaso relativo alla presente urbanizzazione è stato calcolato secondo la seguente procedura

### **Superficie oltre 1 ha**

- Scarico concesso 8 l/sec ha
- volume da accumulare: massimo valore tra 350 m<sup>3</sup>/ha per la superficie totale e 500 m<sup>3</sup>/ha per la superficie impermeabile

Tale volume va comunque verificato sulla base della portata effettivamente scaricata durante l'evento meteorico, utilizzando ad esempio il metodo cinematico.

La seguente figura riporta una schematizzazione del calcolo del volume di invaso attraverso questo metodo.



Il volume di invaso W è dato dalla seguente formula:

$$W = \varphi A a \theta_W^n + t_c Q_U^2 \frac{\theta_W^{1-n}}{\varphi A a} - Q_U \theta_W - Q_U t_c$$

in cui, oltre ai termini già descritti, si ha  $\theta_W$  che è la durata di pioggia che massimizza il volume di invaso necessario.  $\theta_W$  è un'incognita del sistema che si ottiene operativamente individuando il massimo della curva di invaso e quindi risolvendo la seguente espressione:

$$n \varphi A a \theta_W^{n-1} + (1-n) t_c Q_U^2 \frac{\theta_W^{-n}}{\varphi A a} - Q_U = 0$$

### Ipotesi 1: Progetto di urbanizzazione attuale

Nell'ipotesi di urbanizzazione attualmente in progetto risulta:

- Scarico concesso  $Q_U$  : 21.4 lt/s = 0.0241 m<sup>3</sup>/s
- Volume da accumulare = max (936.46 m<sup>3</sup> per la superficie totale; 401.34 m<sup>3</sup> per la superficie impermeabile) = 936.46 m<sup>3</sup>

La durata di pioggia che massimizza il volume di invaso è pari a 2.75 ore e richiede un volume minimo di 768.44 m<sup>3</sup>.

Dal momento che tale valore risulta essere inferiore a quello prescritto dalle procedure del consorzio di bonifica, si assume quest'ultimo come valore di riferimento.

## **Ipotesi 2: Progetto di urbanizzazione futura**

Nell'ipotesi di urbanizzazione attualmente in progetto risulta:

- Scarico concesso  $Q_U : 60.15 \text{ lt/s} = 0.0601 \text{ m}^3/\text{s}$
- Volume da accumulare = max (2631.72  $\text{m}^3$  per la superficie totale; 1127.88  $\text{m}^3$  per la superficie impermeabile) = 2631.72  $\text{m}^3$

In questo caso però la portata massima concessa come scarico ( $Q_U=0.0601 \text{ m}^3/\text{s}$ ) sarà diversa dalla portata massima che potrà uscire dalla vasca. La portata defluente relativa al comparto C, relativa all'evento meteorico di riferimento, calcolata con gli stessi parametri ma considerando un tempo di corrivazione minore pari a 5 minuti, risulta pari a  $Q_{U(C)}=0.035 \text{ m}^3/\text{s}$ , e verrà immessa nel canale di scolo senza passare dalla vasca di laminazione. La portata che deve uscire dalla vasca risulta quindi pari a  $Q_{U(V)} = Q_U - Q_{U(C)}=0.025 \text{ m}^3/\text{s}$

La durata di pioggia che massimizza il volume di invaso è pari a 7.2 ore e richiede un volume minimo di 2501.65  $\text{m}^3$ . Dal momento che tale valore risulta essere inferiore a quello prescritto dalle procedure del consorzio di bonifica, si assume quest'ultimo come valore di riferimento.

**La superficie in pianta che verrà destinata alla vasca nel progetto di urbanizzazione futura è pari a 9.127,75  $\text{m}^2$ , la profondità media della vasca dovrà quindi essere superiore a 0.35 m. Si assume quindi a favore di sicurezza una profondità di 0.4 m.**

**Tale profondità risulta adeguata anche nell'ipotesi di realizzazione del solo progetto di urbanizzazione attuale e di utilizzo di un'area di 2500  $\text{m}^2$**

## **Dimensionamento degli organi di scarico della vasca**

Al fine di regolare la massima portata in uscita dalla vasca, è necessario dimensionare il manufatto di scarico in modo che questa portata non possa essere

superata. Ipotizzando l'utilizzo di una luce a battente, la portata massima in uscita è data dalla formula di Bernoulli

$$Q_{max} = C_Q S \sqrt{2gh_{max}}$$

dove  $C_Q$  è coefficiente di portata, dipendente dal grado di contrazione, e in questo caso può essere assunto pari a 0.4,  $h_{max}$  è il carico idraulico massimo all'interno della vasca, che può essere quindi posto pari alla massima profondità di 0.4 m.

$S$  è l'area della luce di fondo, ed è l'unica incognita nella relazione. Assumendo una larghezza della luce pari a 0.25 m, l'altezza massima risulta essere pari a 7.6 cm nel caso dell'attuale progetto di urbanizzazione, e 9 cm nell'assetto urbanistico futuro.

## Dimensionamento della rete di scolo



*Tracciato planimetrico della rete di scolo*

Con riferimento alla rete rappresentata in figura, al fine di evitare l'interferenza con le dinamiche di scolo dei terreni agricoli circostanti la zona, si è ritenuto di realizzare in condotta il tratto di rete dal nodo A al nodo P. Il tratto include l'attraversamento di via Frascona, in corrispondenza dei punti H e I, tramite sottopasso con botte a sifone. Dal nodo P fino al recapito nel canale Chiesa, la rete in progetto potrà invece essere realizzata a cielo aperto con un canale a sezione trapezia.

Il predimensionamento del canale trapezio è stata effettuata applicando l'equazione di Gauckler-Strickler

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2}$$

Nella quale:

- $n$  è il coefficiente di Manning, posto in questo caso pari a  $0.03 \text{ sm}^{-1/3}$  (valore medio per canali con pareti in erba)
- $A$  è l'area bagnata
- $R$  è il raggio idraulico
- $S_0$  è la pendenza del fondo
- $Q$  è la portata di progetto che deve essere smaltita

Si assume per il canale una sezione trapezia con base di larghezza 1 m, pendenza delle sponde 2V:3H, e profondità 0.8 m. La verifica consiste nel calcolare il tirante massimo corrispondente alle portate di progetto e dimensionare di conseguenza la profondità del canale.

Il canale ha una lunghezza complessiva di circa 480 m e una pendenza del fondo pari allo 0.4 ‰, e avrà inizio a valle dell'immissione del comparto C nell'ipotesi di urbanizzazione futura.

Le portate massime che dovranno transitare sono:

- $Q=0.021 \text{ m}^3/\text{s}$  nell'ipotesi dell'attuale progetto di urbanizzazione
- $Q=0.0601 \text{ m}^3/\text{s}$  a nell'ipotesi di urbanizzazione futura

I tiranti massimi previsti, in funzione delle pendenze, risultano quindi:

	<i>Tratto P-R - <math>S_0 = 0.4 \text{ ‰}</math></i>
$Q=0.021 \text{ m}^3/\text{s}$	0.14 m
$Q=0.0601 \text{ m}^3/\text{s}$	0.24 m

Per quanto riguarda l'attraversamento con botte a sifone di via Frasca, era necessario valutare la corretta dimensione della tubazione in sottopasso, in modo da evitare effetti di rigurgito e indesiderati innalzamenti del tirante idrico a monte dell'attraversamento.

A tal fine è stato costruito un modello idraulico che schematizza il canale di scolo, con le relative sezioni, pendenze e portate di progetto. In tal modo risulta più semplice e immediato correlare le perdite di carico in entrata e uscita dalla botte a sifone alle quote del pelo libero a monte e a valle di essa.

Il modello è stato realizzato tramite il software HEC-RAS ([www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras](http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras)), sviluppato e distribuito gratuitamente dall'USACE (United States Army Corps of Engineers).

Dal modello risulta che il diametro minimo della condotta per non avere effetti di rigurgito è 0.5 m.

Il modello è stato utilizzato in maniera analoga per valutare il diametro dei tratti in condotta A-H (a monte di via Frascaona) e I-P (a valle di via Frascaona, fino allo sbocco nel tratto a pelo libero).

La pendenza del fondo della condotta avrà un valore del 1.25 ‰ nel primo tratto A-H e 0.4 ‰ nel secondo tratto I-P. .

Le portate massime che dovranno transitare sono:

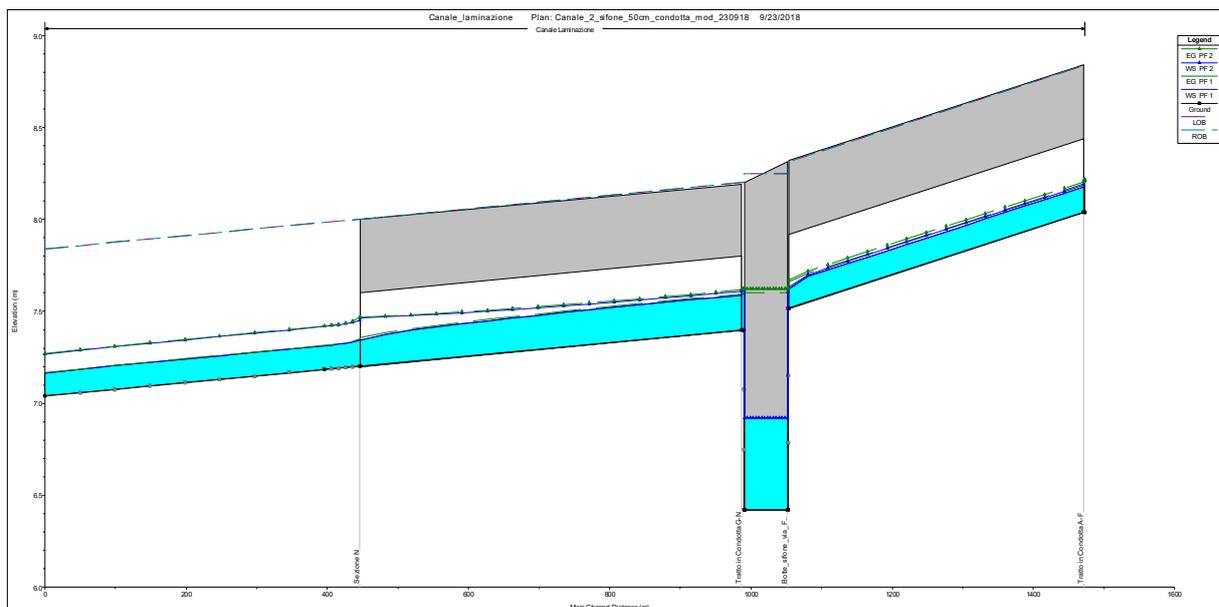
- $Q=0.021 \text{ m}^3/\text{s}$  costante nell'ipotesi dell'attuale progetto di urbanizzazione
- $Q=0.025 \text{ m}^3/\text{s}$  a costante nell'ipotesi di urbanizzazione futura (l'immissione della portata proveniente dal comparto C è a valle dello sbocco del tratto in condotta)

Il diametro ottimale per il transito delle portare di progetto è risultato essere 400 mm.

I tiranti in condotta nei due tratti risultano essere:

	Tratto A-H - $S_0 = 1.25 \text{ ‰}$	Tratto I-P- $S_0 = 0.4 \text{ ‰}$
$Q=0.021 \text{ m}^3/\text{s}$	0.14 m	0.19 m
$Q=0.025 \text{ m}^3/\text{s}$	0.15 m	0.21

Di seguito sono riportati alcuni grafici significativi dei risultati.



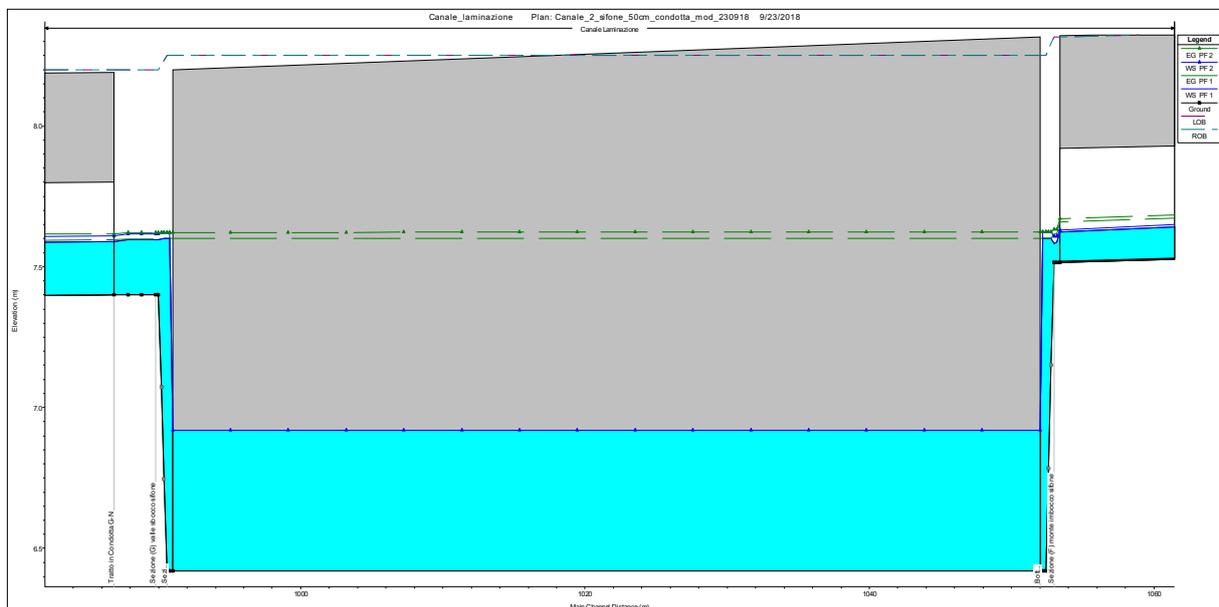
Profilo longitudinale della rete di scolo.

In figura sono rappresentati due profili di corrente:

- PF1 ha portata costante di 0.021 m<sup>3</sup>/s
- PF2 ha portata di 0.025 m<sup>3</sup>/s nei tratti in condotta e 0.0601 m<sup>3</sup>/s nel tratto a pelo libero.

Nei grafici, oltre alle linee del pelo libero in colore blu, sono rappresentate anche le linee dei carichi totali.

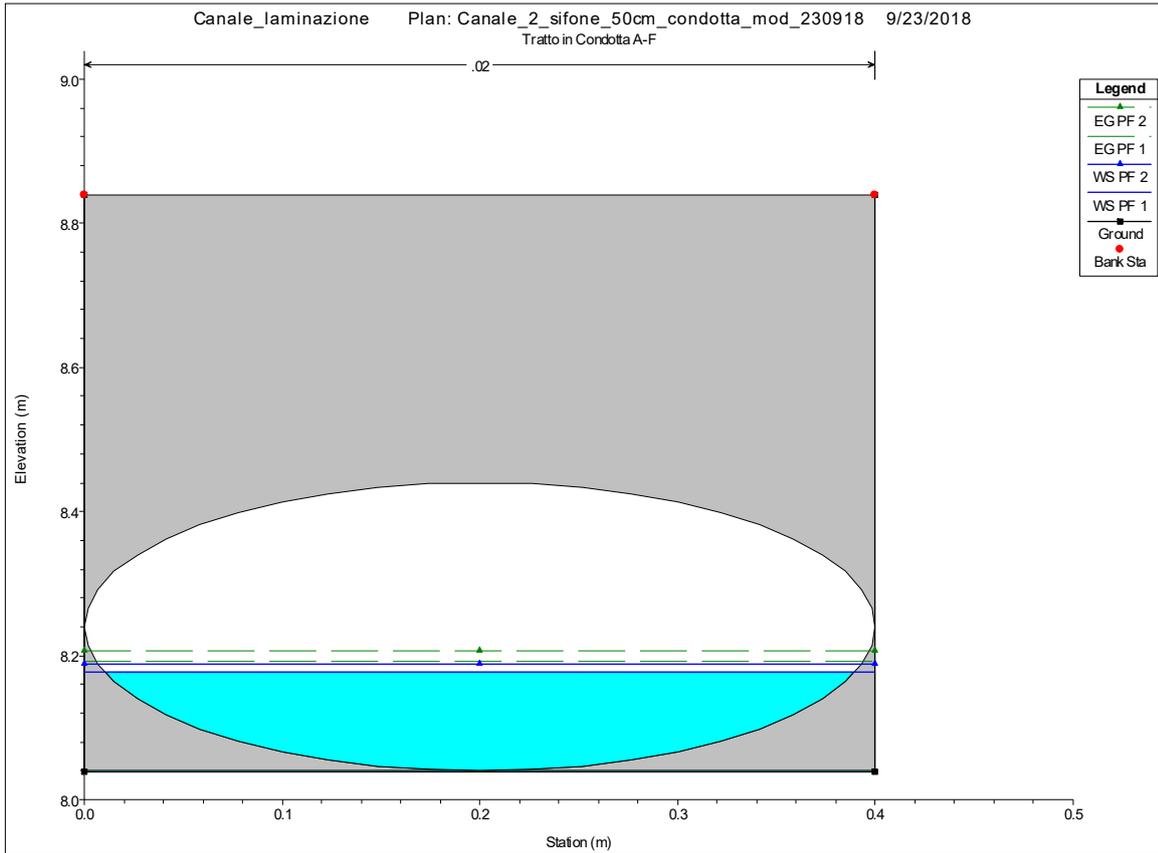
Questo dettaglio è importante da rappresentare soprattutto nei tratti in condotta e nella botte a sifone, al fine di verificare che ci sia una graduale perdita di carico in condotta e limitate perdite di carico concentrate nel passaggio da un manufatto all'altro.



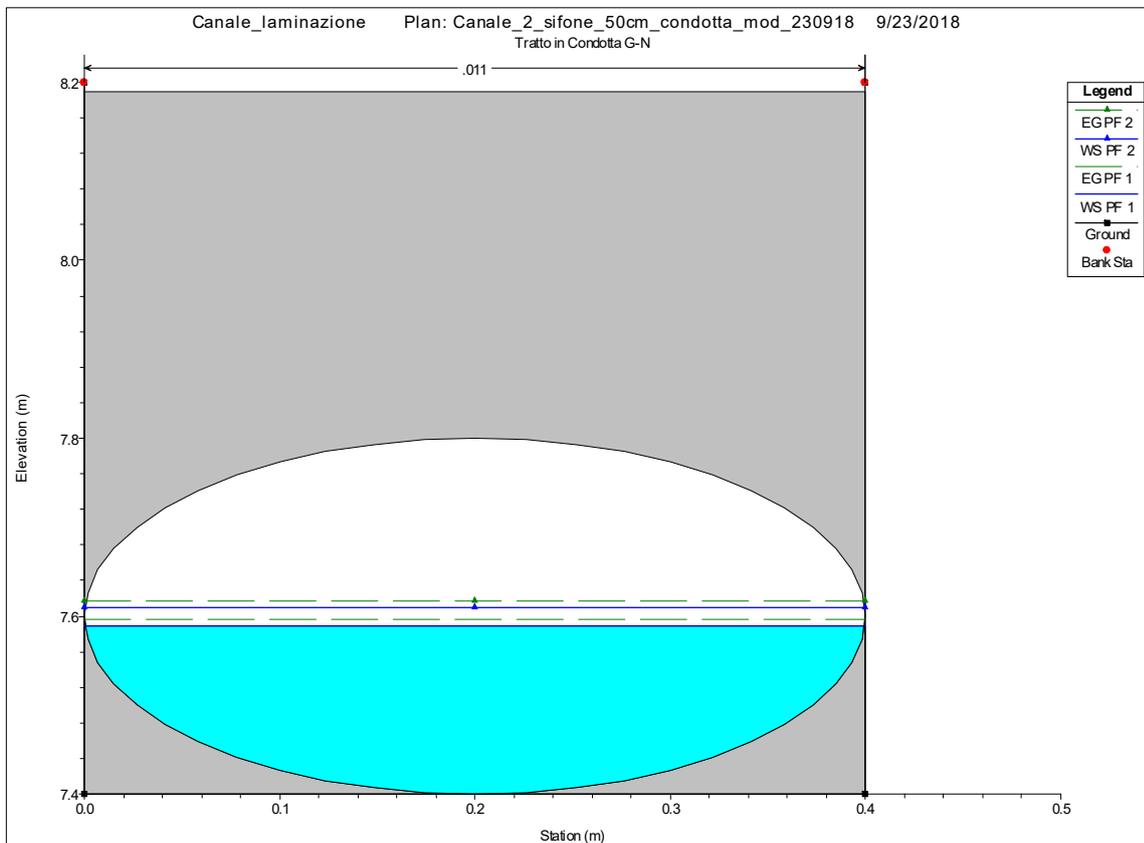
Dettaglio nel passaggio in botte a sifone.

I tratti di collegamento tra un manufatto e l'altro sono rappresentati come brevi tratti a pelo libero in quanto HEC-RAS non gestisce tratti in condotta a sezione variabile, e necessità dell'interposizione di almeno 2 sezioni di calcolo tra una condotta e l'altra.

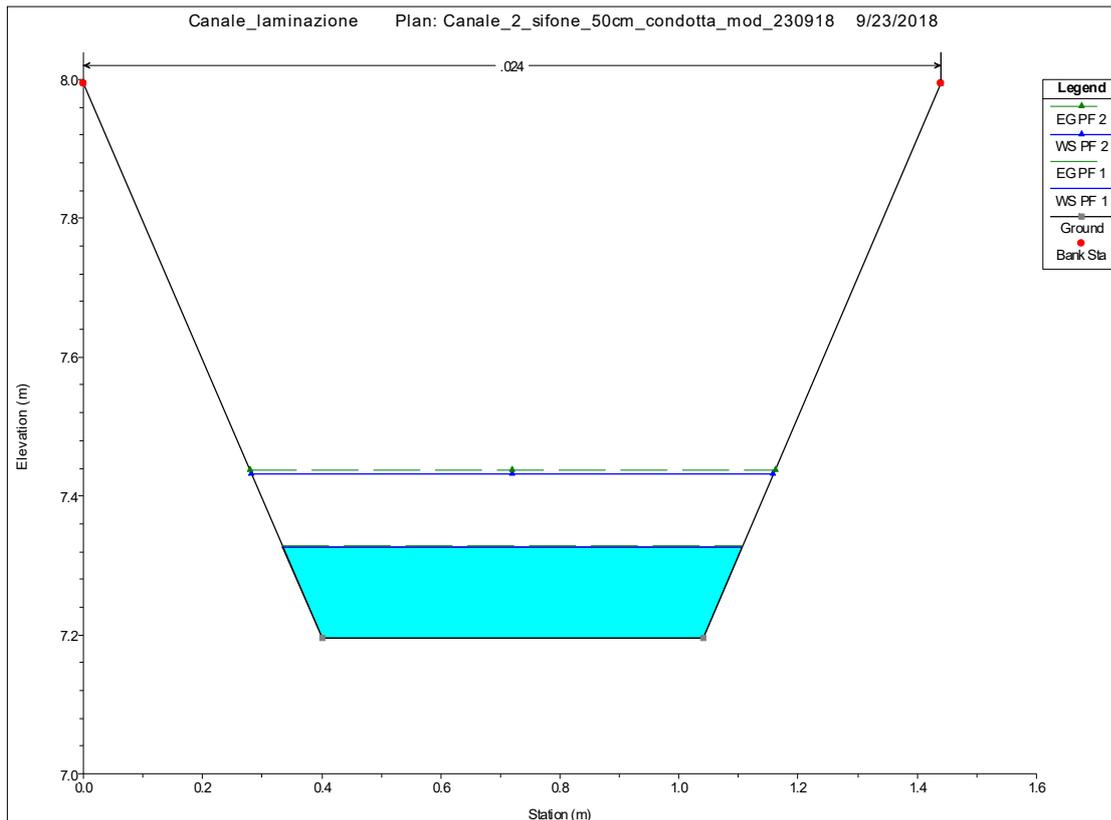
Dal punto di vista modellistico, comunque, questo non compromette la validità dello schema adottato.



Sezione tratto in condotta A-H



Sezione tratto in condotta I-P



Sezione tratto a pelo libero P-R

## CONCLUSIONI

### Da A ad H

Condotta  $\varnothing 400\text{mm}$  con pendenza del fondo della condotta del valore  $1.25\text{‰}$

### Sotto via Frascona

Attraversamento sotto via Frascona con botte a sifone, diametro minimo della condotta per non avere effetti di rigurgito è  $500\text{ mm}$ .

### Da I ad P

Condotta  $\varnothing 400\text{mm}$  con pendenza del fondo della condotta del valore  $0.4\text{‰}$

### Da P ad R

Si assume per il canale una sezione trapezia con base di larghezza  $1\text{ m}$ , pendenza delle sponde  $2\text{V}:3\text{H}$ , e profondità  $0.8\text{ m}$ .

Il canale ha una lunghezza complessiva di circa  $480\text{ m}$  e una pendenza del fondo pari allo  $0.4\text{‰}$ , e avrà inizio a valle dell'immissione del comparto C nell'ipotesi di urbanizzazione futura.