

Richiedenti: SADIEMA SRL

Comune di San Giuliano Terme

UTOE N.33 COMPARTO 3 - LA FONTINA
NUOVO PARCO COMMERCIALE VIA FABBRICONE PONTECORVO
NEL COMUNE DI SAN GIULIANO TERME

COPERTURA SU DEMANIO, DEVIAZIONE DEL CANALE E
IMMISSIONE SCARICHI FOGNARI NEL CANALE DI BONIFICA
"FOSSO PONTECORVO".

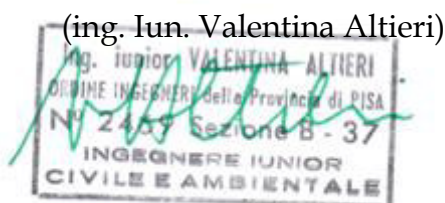
RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA

Luglio 2022

I Progettisti



(ing. Fabio Bonacci)



(ing. Iun. Valentina Altieri)

SOMMARIO:

0. PREMESSA	3
1. AREA DI STUDIO	4
2. OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO	6
3. IDROGRAFIA	7
4. ANALISI PLUVIOMETRICA	10
5. VERIFICA IDRAULICA DEL FOSSO PONTECORVO	12
6. DEVIAZIONE DEL FOSSO PONTECORVO E TOMBAMENTI	14
6.1 ANALISI DEL DEFLUSSO	14
7. IMMISSIONE SCARICHI NEL FOSSO PONTECORVO	24
7.1 CARATTERISTICHE DELLA RETE FOGNARIA DI PROGETTO	24
7.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO	24
7.3 FOGNATURA BIANCA	26
7.4 FOGNATURA NERA	39
7.5 PORTATE DI PROGETTO	42
7.6 INVARIANZA IDRAULICA	43
7.7 DIMENSIONAMENTO VASCA VOLANO E BOCCA TARATA	44
7.8 DESCRIZIONE DELLE OPERE	48
8. CONCLUSIONI	49

0. PREMESSA

Il presente studio idraulico di approfondimento è stato redatto a supporto della pratica edilizia riguardante il NUOVO PARCO COMMERCIALE VIA FABBRICONE PONTECORVO - COMPARTO 3 UTOE 33 nel Comune di San Giuliano Terme, di proprietà della Soc. SADIEMA Srl".

Per quanto riguarda lo smaltimento degli scarichi fognari meteorici provenienti dal nuovo insediamento, tenuto conto che si tratta di un'area di trasformazione urbanistica, che comporta una modifica dell'uso del suolo e un incremento della impermeabilità superficiale rispetto alla situazione pre-esistente l'intervento, in linea con il principio dell'invarianza idraulica, si è reso necessario prevedere la realizzazione di n.2 vasche volano controllate (o di laminazione), ovvero accumuli temporanei dell'acqua piovana per ridurre il colmo di piena da immettere nel recapito finale il "fosso Pontecorvo", con limitazione della portata di scarico inferiore o al più uguale alla portata scolante ante-operam.

In ossequio al parere tecnico di fattibilità da parte di Acque Spa prot. 0040445/22 del 08/07/2022, che ad oggi non consente lo scarico della fognatura nera poiché non è presente alcun collettore, è stata prevista la depurazione delle acque reflue "a piè di fabbrica" mediante fitodepurazione, da collegare alla fognatura meteorica, il cui scarico (come sopra descritto) è previsto nel Fosso Pontecorvo

Inoltre, tenuto conto che il progetto edilizio comporta la realizzazione di una rotatoria su via Fabbricone di Pontecorvo, si è reso necessario deviare l'attuale tracciato del Fosso Pontecorvo realizzando un primo tratto tombato e successivamente un tratto a cielo aperto fino a ricongiungersi all'originario sedime a nord del comparto.

La presente relazione, sulla base del progetto edilizio fornito, analizza pertanto quanto segue:

- ✓ *condizioni di deflusso nel Fosso Pontecorvo a seguito dell'incremento di portata derivante dagli scarichi meteorici e reflui depurati del citato insediamento (in uscita dalle vasche volano), allo scopo di verificare che tale opera non apporti alcun aggravio in termini di portata alla rete di bonifica finale, rispetto alla situazione corrente (secondo il Principio dell'Invarianza Idraulica);*
- ✓ *condizioni di deflusso nel Fosso Pontecorvo, allo stato attuale e allo stato di progetto, ovvero dopo la realizzazione del tombamento e deviazione, per verificare che l'inserimento del nuovo manufatto non apporti alcun aggravio in termini di rischio idraulico rispetto alla situazione attuale.*

Lo studio si è basato sui seguenti documenti e studi:

- *Progetto architettonico a firma degli studi di progettazione Seven Architettura e Studio Tecnico Pistelli & Associati;*
- *Rilievo topografico di dettaglio dell'area e del fosso Pontecorvo eseguito dal geom. Riccardo Ciampi dello Studio Tecnico Pistelli & Associati.*

1. AREA DI STUDIO

Il lotto oggetto di studio è una porzione di terreno nel Comune di San Giuliano Terme, lungo Via Fabbricone di Pontecorvo in località La Fontina. L'area di interesse è attualmente inediticata.

Per un migliore inquadramento dell'area si riportano nelle figure seguenti la vista aerea (fig.1.1) e l'estratto cartografico del POC (fig. 1.2).



Figura 1.1: Vista aerea della zona di studio e perimetro in colore rosso della zona oggetto di intervento.

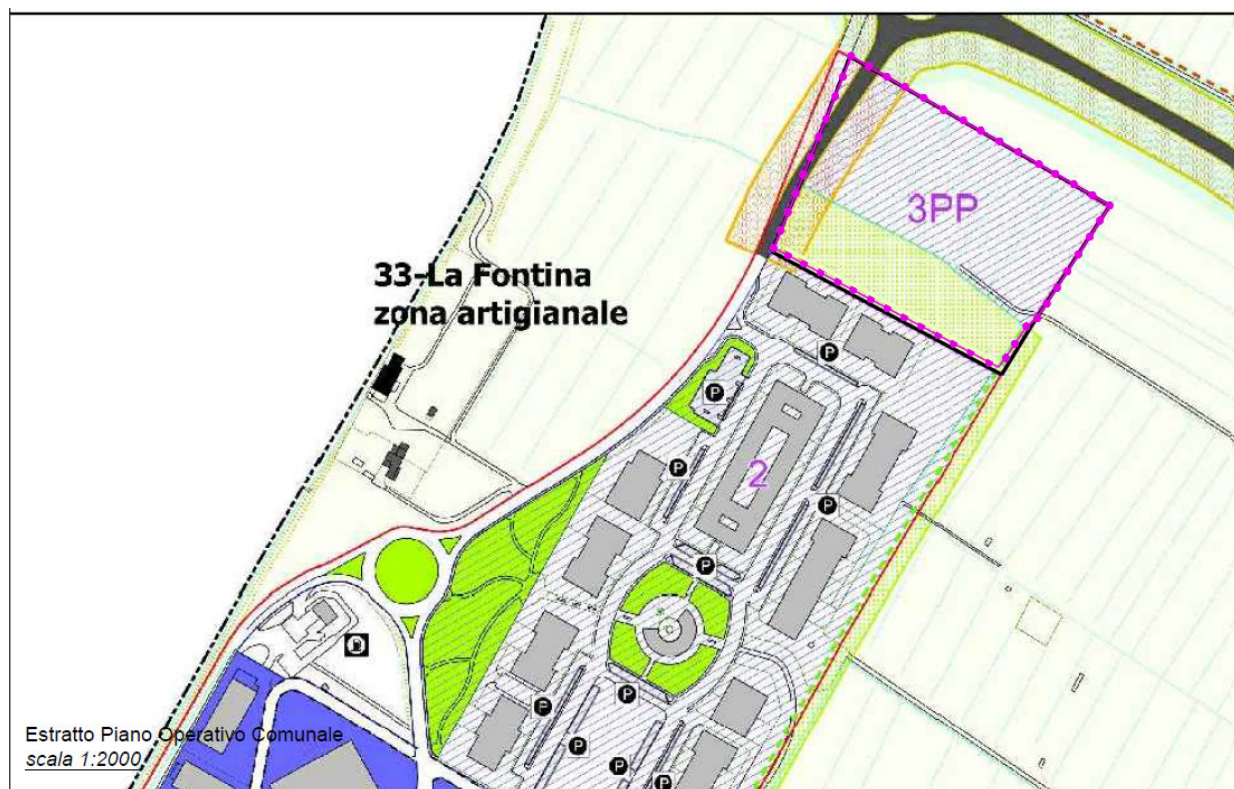


Figura 1.2: Estratto dal POC: Scheda Norma UTOE 33 - Comparto 3PP

Il Comparto 3PP presenta una superficie territoriale pari a 21'470 m² ed è inserito nella parte nord della frazione La Fontina, a chiusura dell'area PIP già edificata da tempo.

La sua particolare posizione, le fa assumere un ruolo strategico anche nella ricucitura e riorganizzazione della viabilità a servizio della frazione, mediante la realizzazione di una rotonda.

Il progetto edilizio prevede due lotti di nuova edilizia commerciale: nel Lotto 1 è previsto un edificio a destinazione Alimentare da 2'200 m², mentre nel Lotto 2 un fabbricato ad uso Non Alimentare da 1'400 m² e uno ad uso Ristorazione da 500 m²; ciascun lotto è dotato di parcheggi privati.

Gli accessi carrabili sono due, uno a sud dalla nuova rotonda ed uno a nord, entrambi da Via Fabbricone Pontecorvo, proseguono lungo la strada pubblica prevista all'interno del Comparto; a sud è prevista l'area di parcheggio pubblico, nonché una estesa area di giardino pubblico.

2. OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO

Dal punto di vista idraulico sono previste le seguenti opere:

- ✓ Parziale tombamento e deviazione del Fosso Pontecorvo in corrispondenza della nuova rotatoria in corrispondenza dell'accesso sud al lotto, e successiva escavazione di canale a cielo aperto lungo la nuova viabilità, nell'area a verde pubblico del Comparto;
- ✓ Ponticello carrabile sul Fosso Pontecorvo in corrispondenza dell'accesso nord al lotto;
- ✓ N.2 Immissioni nel Fosso Pontecorvo di acque meteoriche e reflue depurate (mediante trattamento di fitodepurazione), in corrispondenza della viabilità pubblica nord e sud, previa vasca volano controllata;
- ✓ Collegamento/scollegamento dell'attuale rete idraulica minore recapitante nel lotto di trasformazione, per mantenere e garantire la corretta regimazione delle acque ivi scolanti e la funzionalità del recapito finale.

3. IDROGRAFIA

Dal punto di vista idrografico la zona appartiene al bacino di bonifica del corso d'acqua denominato "Fosso Pontecorvo" di competenza di competenza del Consorzio 4 Basso Valdarno (cod. canale 01_184) e Genio Civile Toscana Nord sede di Lucca (cod. BV5968), canale di bonifica a scolo naturale tributario del "Fiume Morto".

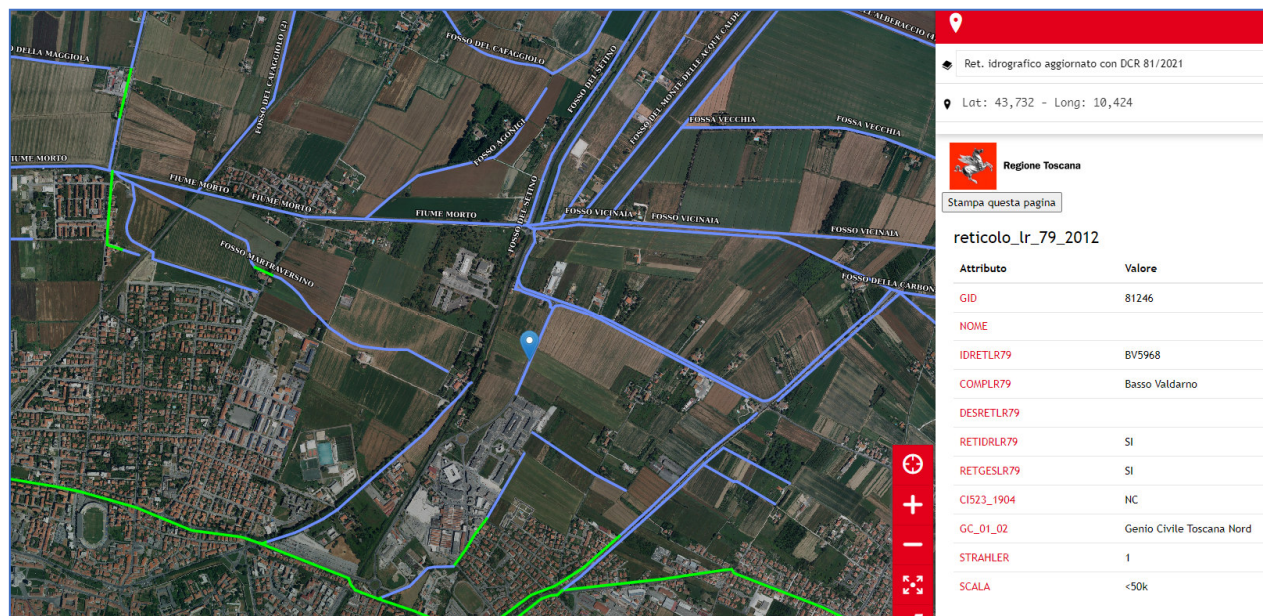


Fig.2.1 – Reticolo idrografico Regione Toscana – Fosso Pontecorvo (cod. BV5968)

Il fosso Pontecorvo ha origine proprio in corrispondenza del confine sud del Comparto 3, scorre a cielo aperto attraversato da alcuni ponticelli di accesso ai fondi agricoli, e poi si immette nella Vaccareccia Sinistra.

Il fosso Pontecorvo è un canale di bonifica di recente realizzazione; fu infatti escavato, mediante riprofilatura dell'esistente fossetta lungo Via Pontecorvo (quale fosso di collegamento alla rete di bonifica della Vaccareccia), in occasione dell'insediamento del PIP la Fontina (anno 2002) proprio per lo scarico delle acque meteoriche.

Il canale si sviluppa complessivamente per una lunghezza di circa 400 m, attualmente con una pendenza media sull'intero percorso inferiore allo 0,1 per mille, con alcuni tratti in contropendenza e sezioni idrauliche in marcato stato di interrimento.



Fig.2.2– Vista del Fosso Pontecorvo

Tramite sopralluoghi e misure dirette sul posto è stato possibile individuare, su estratto C.T.R. in scala 1:2'000, il bacino idrografico alla sezione di studio.

Il bacino ha complessivamente un'estensione di 11,13 ettari (fig. 2.3) ed è costituito da:

- 7,78 ettari bacino di fognatura proveniente dall'insediamento PIP;
- 1,20 ettari bacino area agricola posta ad ovest di Via Pontecorvo;
- 2,15 ettari area relativa al nuovo insediamento commerciale, attualmente agricola.

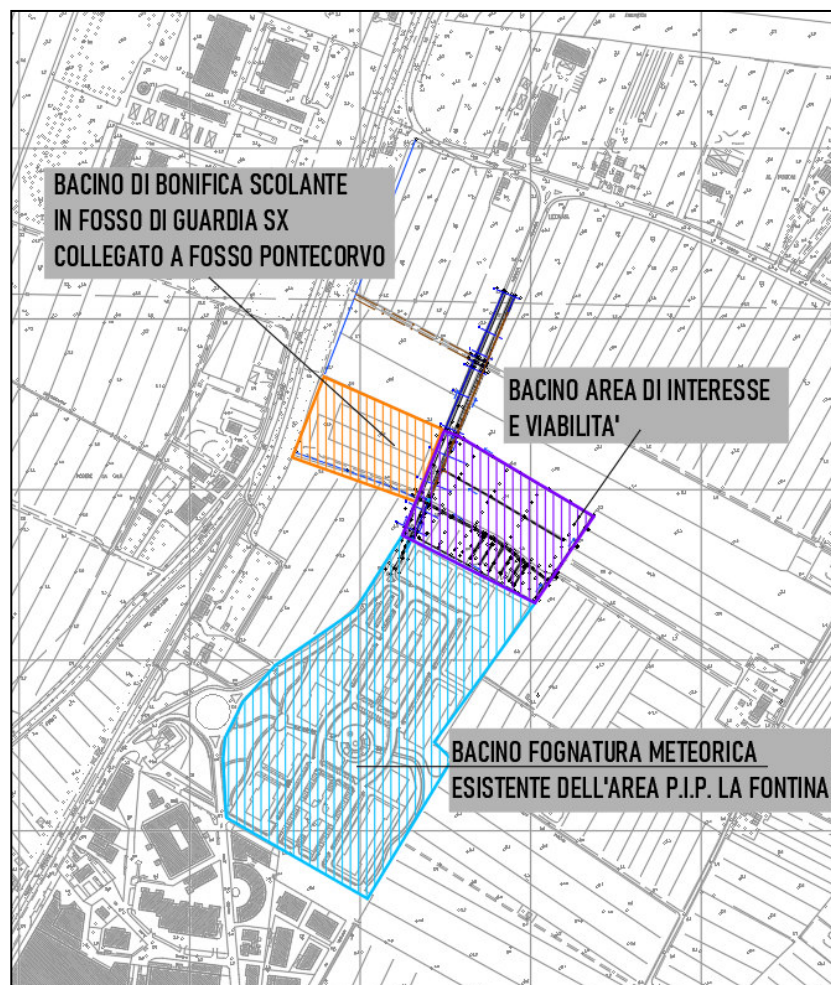


Figura 2.3 – Estratto C.T.R. 1:2000: individuazione del bacino scolante in corrispondenza della sezione di studio - bacino del Fosso Pontecorvo.


Come si nota dalla Figura 2.3, dal punto di vista orografico l'area di studio è interessata da un quadro altimetrico marcatamente regolare, tipico dei territori di bonifica, costituito da una fitta e variegata rete di scolo (scoline, fosse campestri e capofossi).

Per il presente studio si è fatto riferimento ad un rilievo topografico di dettaglio eseguito ad hoc lungo il fosso di bonifica e per l'area di trasformazione.

Dal rilievo è emersa una fitta rete di scoline e capofossi nel lotto di trasformazione, per la quale sono stati adottati gli opportuni accorgimenti affinché sia mantenuta e garantita la corretta regimazione delle acque ivi scolanti e la funzionalità del recapito finale. Per maggior dettaglio si rimanda alla tavola 1 allegata.

4. ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi pluviometrica è stata condotta a partire dall'acquisizione dei dati di pioggia registrati dal Servizio Idrologico Regionale, riferiti alla stazione pluviometrica di Pisa - Facoltà Agraria (rif. pluviometro TOS-01000544), ragguagliati all'area di studio, per eventi meteorici aventi vari tempi di ritorno.


Regione Toscana

SIR ▾
DATI ▾
ELABORAZIONI ▾
BIBLIOTECA ▾
AREA RISERVATA

TEMPO DI RITORNO in ANNI
5 ▾

DURATA PIOGGIA in ORE
1h ▾

STAZIONI
▾

LAT
4842919

LON
1614731

AREE
▾

▾

Figura 2 – Estratto dal sito del Settore Idrologico Regionale – Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica: individuazione della zona di studio e dei parametri caratteristici per vari tempi di ritorno.

Il S.I.R. fornisce i parametri delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica, espresse nella nota forma dovuta al Contessini: $h = a t^n$

dove: h = altezza di pioggia [mm], t = durata [ore], a e n = parametri caratteristici per i tempi di ritorno considerati.

Con i termini parametrici " a " e " n " forniti dal S.I.R., le curve segnalatrici diventano:

TR 5 anni: ($a = 42.93$, $n = 0.27013$)

TR 10 anni: ($a = 51.855$, $n = 0.27995$)

TR 20 anni: ($a = 61.073$, $n = 0.29367$)

TR 30 anni ($a = 66.518$, $n = 0.30126$)

TR 50 anni ($a = 73.485$, $n = 0.30966$)

TR 100 anni ($a = 82.949$, $n = 0.31939$)

TR 200 anni ($a = 92.566$, $n = 0.32695$)

5. VERIFICA IDRAULICA DEL FOSSO PONTECORVO

La verifica idraulica allo stato attuale del **Fosso Pontecorvo** (alla sezione di studio), corrispondente al tratto interessato dal tombamento e deviazione del canale, compreso il ponticello carrabile a nord, è stata condotta valutando dapprima le massime portate defluenti per l'evento di piena avente tempo di ritorno rispettivamente pari a 30 anni e 100 anni.

Le verifiche idrauliche del canale sono state condotte a moto uniforme a mezzo del **Metodo dell'Invaso** per il calcolo della portata defluente e delle caratteristiche dell'evento critico

Considerata la natura del bacino fortemente pianeggiante (si tratta di un'estesa area di bonifica le cui quote sono rasenti il livello del mare), si è stimato in 110 m³/ha il volume dei piccoli invasi medio dell'intera area, in accordo anche con dati di letteratura per bacini simili.

La verifica con il Metodo dell'Invaso è stata eseguita mediante l'ausilio di un foglio elettronico preprogrammato, di cui qui di seguito si riportano le schermate riassuntive i dati di input e di output, nonché l'idrogramma di piena conseguente alla pioggia critica, ottenuto mediante integrazione numerica dell'equazione di riempimento del collettore:

$$t = \frac{V}{Q} \frac{p^{\frac{1}{\alpha}-1}}{z^{\frac{1}{\alpha}}} \frac{1}{\alpha} \int_0^z \frac{z^{\frac{1}{\alpha}-1}}{1-z} dz$$

dove: t = generico istante a partire dall'inizio della pioggia; V = volume di invaso totale del collettore e della rete a monte; p = afflusso; α = esponente della scala di deflusso del collettore espressa in forma esponenziale; Q = portata defluente; z = livello liquido.

I dati di input sono dunque i seguenti:

- pendenza: 0,1 per mille;
- $a = 66.518 n = 0.3012$, per $Tr = 30$ anni;
- ψ = coefficiente di deflusso medio pesato dell'area scolante in esame pari a 0,58. I coefficienti parziali¹ utilizzati sono i seguenti: 0,4 [aree agricole costituite da terreno mediamente permeabile], 0,4 [massello drenante a giunti allargati tipo dreno beton per parcheggi], 0,9 [pavimentazione stradale in asfalto] e 0,9 [coperture tetti].

Di seguito è stata riportata la schermata di calcolo utilizzata per la verifica del canale a mezzo del Metodo dell'Invaso.

Dall'applicazione si ricava dunque che allo stato attuale, la sezione corrente del canale NON è in grado di smaltire neppure la portata di piena per $Tr = 30$ anni (fig. 5.1).

Alla luce di ciò, ragionando in termini di **portata smaltibile**, si evince che **la sezione attuale del Fosso Pontecorvo**, a sezione piena, può raggiungere un livello liquido massimo di 0,95 m e la massima portata smaltibile risulta di circa 0,23 m³/s, corrispondente ad una velocità di 0,14 m/s.

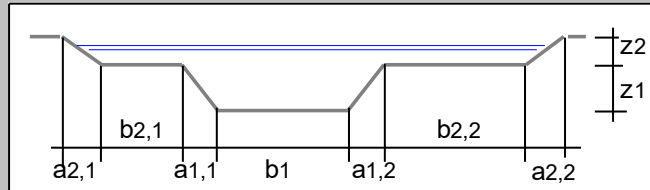
¹ coefficienti parziali da "Ciclo delle acque in ambiente costruito" Prof. E.R.Trevisiol

CANALE: FOSSO PONTECORVO - STATO ATTUALE

Sviluppo del canale
Pendenza del canale

L= 100 m
J= 0.0001

Sponde



Alveo di magra:

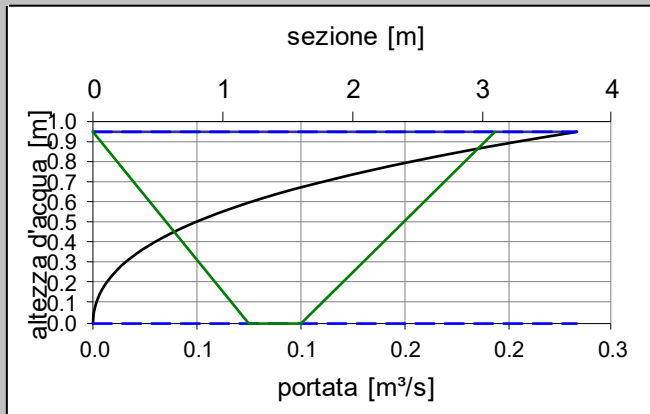
- larghezza al fondo
- larghezza sponda sinistra
- larghezza sponda destra
- altezza delle sponde
- indice di scabrezza

b1= 0.40 m
a1,1= 1.20 m
a1,2= 1.50 m
z1= 0.95 m
γ1= 1.30

Golene:

- larghezza golena sinistra
- larghezza sponda sinistra
- larghezza golena destra
- larghezza sponda destra
- altezza sponde di golena
- indice di scabrezza

b2,1= 0.00 m
a2,1= 0.00 m
b2,2= 0.00 m
a2,2= 0.00 m
z2= 0.00 m
γ2=



BACINO

NON VERIFICA PER 0.27 h:m < tp < 10.21 h:m

PIOGGIA

Coefficiente di afflusso
Superficie del bacino
Invaso specifico

k= 0.58
S= 11.13 ha
w= 110 m³/ha

Tr= 30

ar= 66.52 mm/hⁿ

nr= 0.3012

tp= tra 0.01 e 10.21 h:m

	h	A	U1	U2,1	U2,2	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0
Livello di verifica	0.95	1.66	0.14			0.23	166	1 391
Livello massimo	0.95	1.66	0.14			0.23	166	1 391

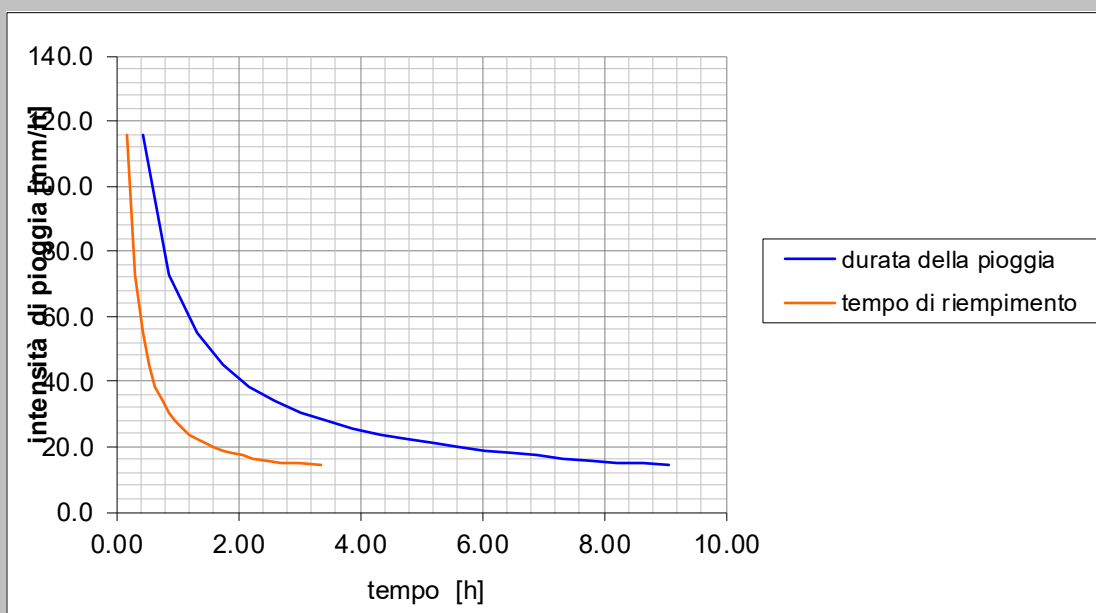


Figura 5.1 – Schermata foglio di calcolo – Sezione attuale (per Tr = 30 anni, la sezione non verifica).

6. DEVIAZIONE DEL FOSSO PONTECORVO E TOMBAMENTI

A causa della presenza della nuova rotatoria che ricade su parte del Fosso Pontecorvo, si è reso necessario deviare il canale di bonifica rispetto al sedime attuale, in parte realizzando dei tratti tombati e in parte escavando un nuovo canale a cielo aperto.

Per ridurre al minimo il tratto da tombare, si è dunque scelto di deviare il canale, realizzando un esteso tombamento solo in corrispondenza della rotatoria ed escavando il rimanente tratto a cielo aperto nell'area a verde pubblico del Comparto lungo il confine ovest, per poi ricongiungersi nuovamente - più a valle - nell'attuale tracciato del canale.

In ottemperanza all'art. 3 della L.R.41/18, si precisa che gli interventi edificatori comprese le recinzioni saranno poste ad una distanza di rispetto di 10 metri dal "nuovo" ciglio di sponda destro del tratto deviato del Fosso Pontecorvo.

6.1 ANALISI DEL DEFLUSSO

Per meglio comprendere le caratteristiche del deflusso nel Fosso Pontecorvo - dopo la realizzazione del tombamento in corrispondenza della nuova rotatoria (per un tratto di 60 metri) e del ponticello carrabile a nord (per un tratto di 14 metri) - rispetto allo stato attuale, è stato costruito un modello matematico con il codice di calcolo HEC-RAS® per la simulazione dei deflussi a moto permanente prima e dopo la realizzazione dei tratti tombati in progetto.

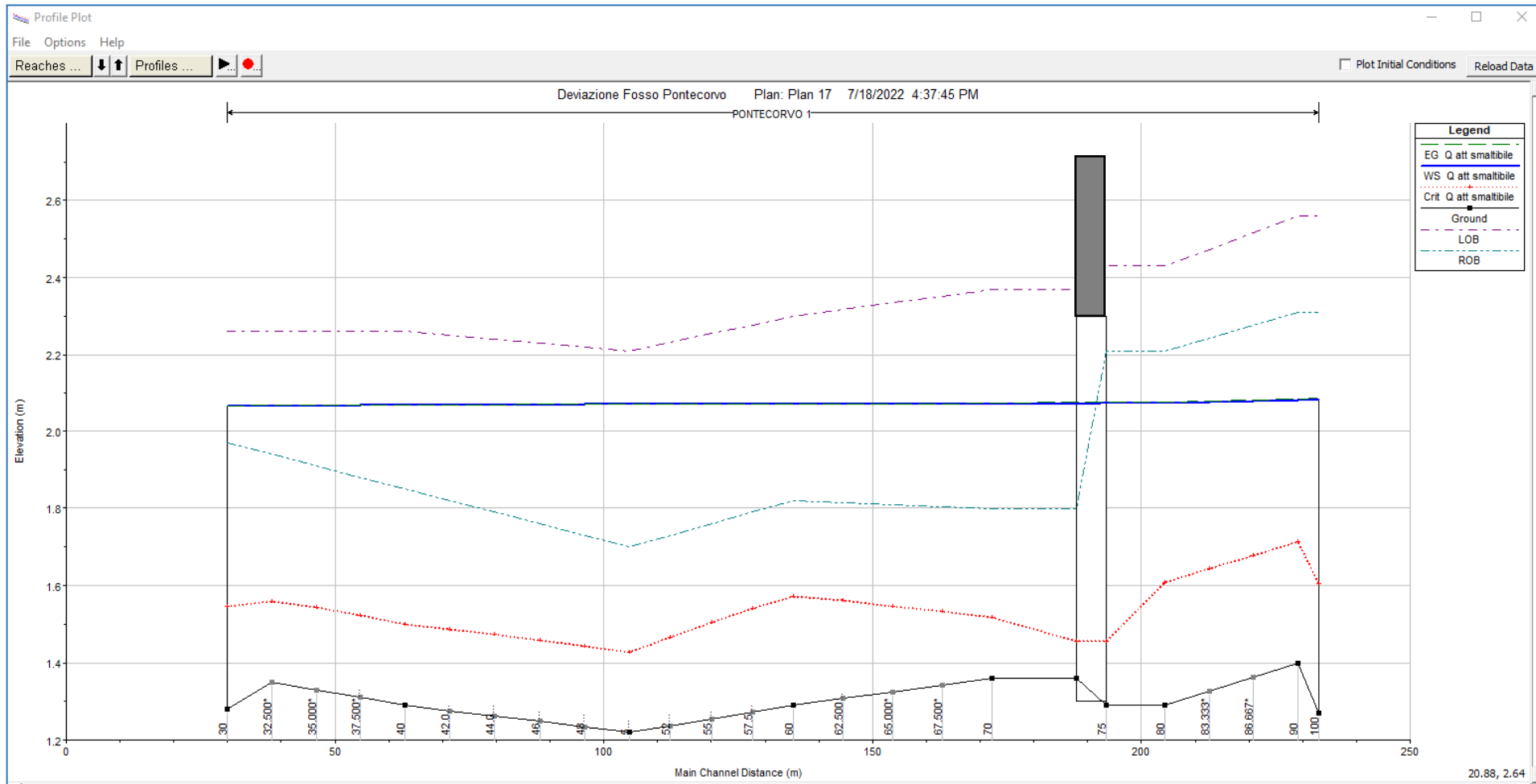
Il modello geometrico corrisponde ad un tratto di circa 200 metri di lunghezza, costruito grazie alle sezioni del rilievo topografico eseguito ad hoc per il presente progetto.

Per la condizione al contorno di monte è stato utilizzato lo stato critico (a causa della presenza del tratto tombato della fognatura esistente proveniente dall'insediamento PIP) mentre per la condizione di valle è stata assunta la "normal depth" pari allo 0,1 per mille, ritenuto sufficientemente rappresentativo delle effettive condizioni di deflusso in corrente lenta del canale in oggetto.

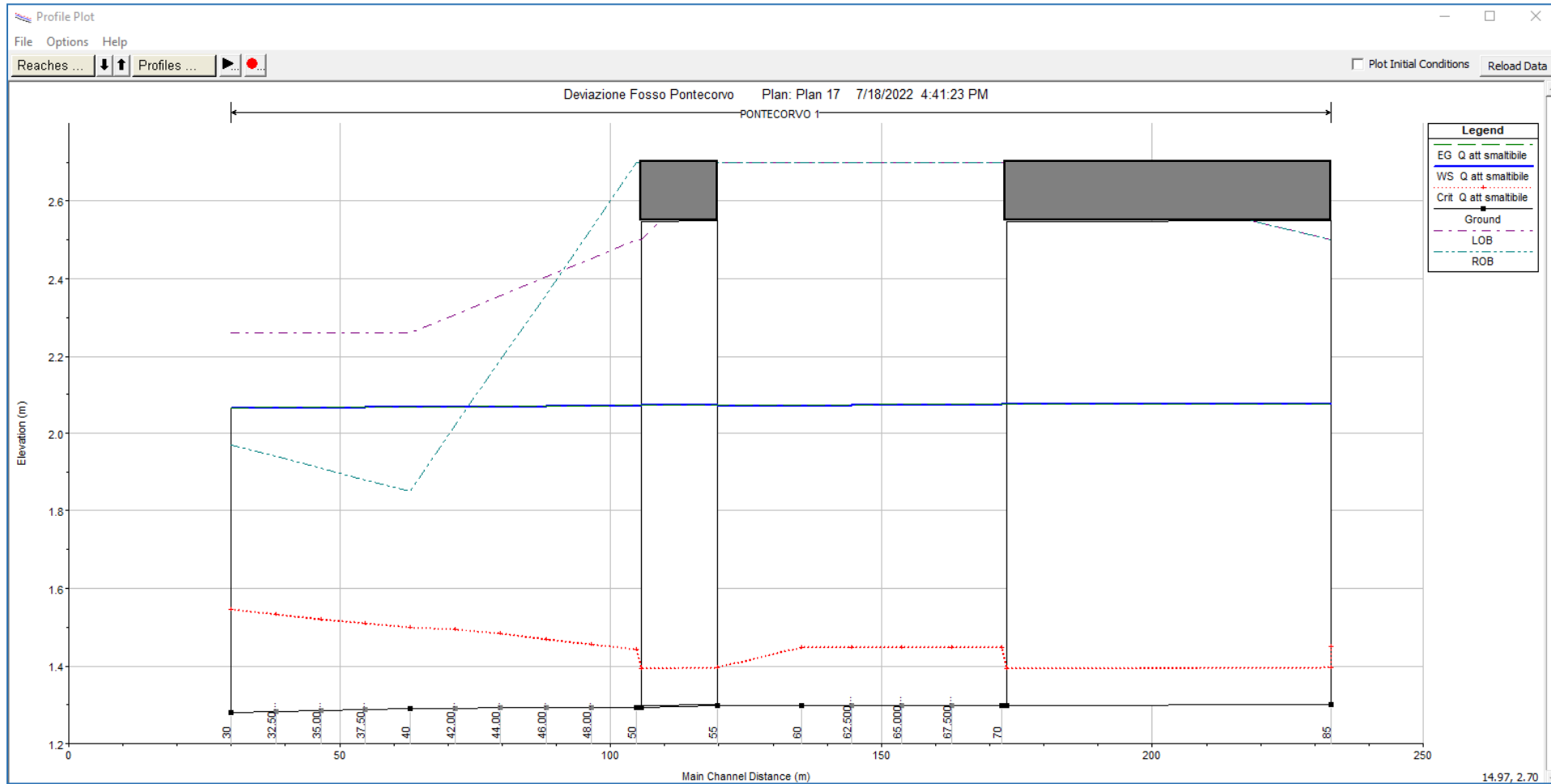
Come riportato nel capitolo 5, la verifica idraulica del Fosso Pontecorvo alla sezione di studio ha dimostrato che il canale NON è in grado di smaltire neppure la portata di piena avente tempo di ritorno pari a 30 anni; si è quindi scelto di utilizzare la massima portata smaltibile (a sezione piena) dal canale, pari a $Q_{ATT.} = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ipotizzando di realizzare sia il tombamento sia il ponticello con un prefabbricato in c.a. a sezione scatolare delle dimensioni di metri 2,50 (larghezza) per metri 1,25 (altezza), con quota di fondo dello scatolare secondo la livelletta media attuale del canale pari a 0,1 per mille e di escavare il canale deviato nel tratto a cielo aperto secondo la geometria riportata nelle tavole grafiche, si ottengono i seguenti profili longitudinali.

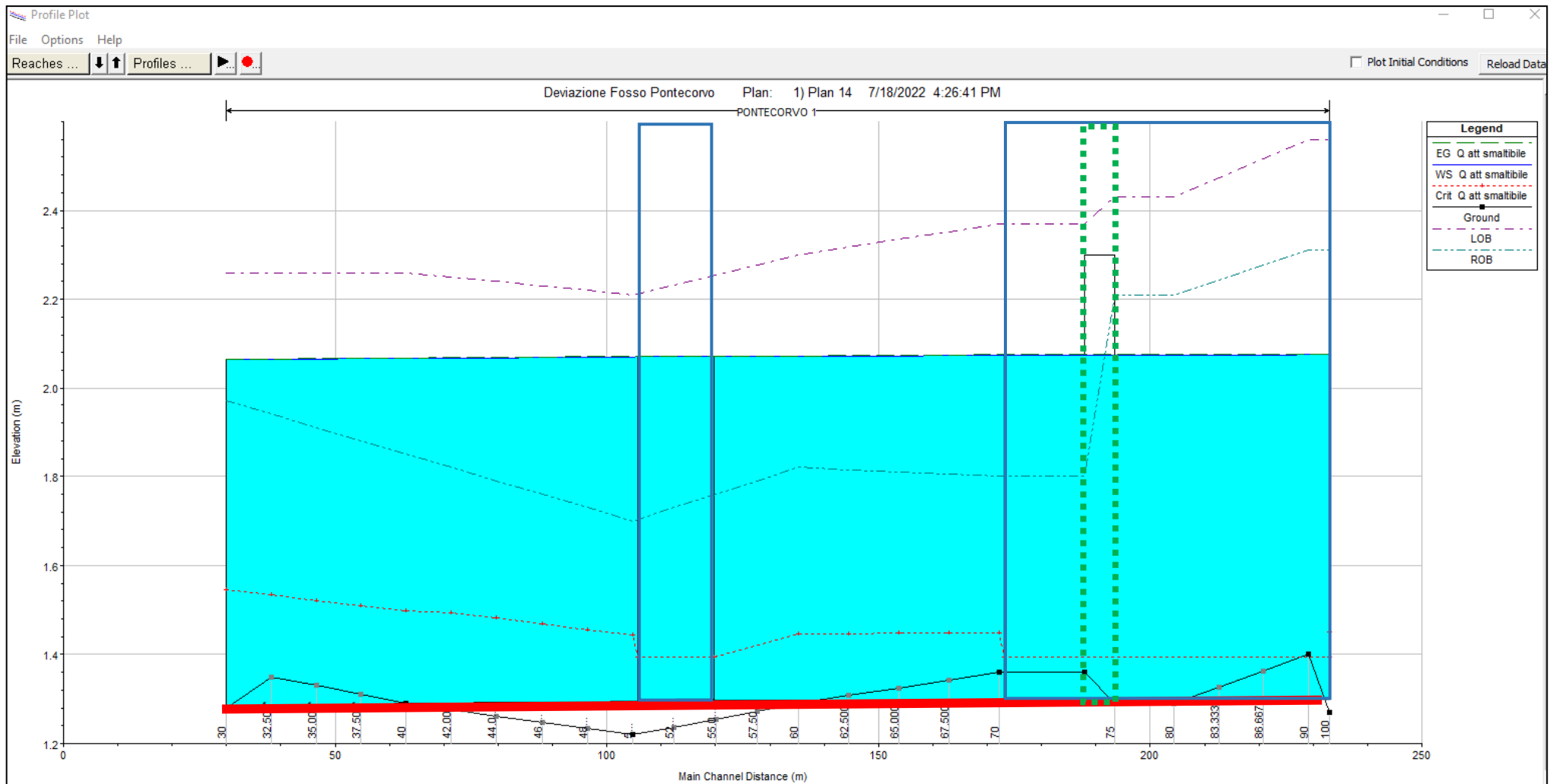
STATO ATTUALE - scorrimento al fondo irregolare



STATO DI PROGETTO - inserimento del tombamento sotto la rotatoria, del ponticello carrabile ed escavazione del tratto a cielo aperto. Pendenza di progetto pari allo 0,1 per mille.



STATO SOVRAPPOSTO: profilo di progetto con livelletta allo 0,1 per mille (linea colore rosso) e tratti tombati (perimetro colore blu) con sovrapposizione del profilo attuale (andamento sul fondo irregolare e con tratti in contropendenza) e ponticello attuale (perimetro di colore verde tratteggiato).



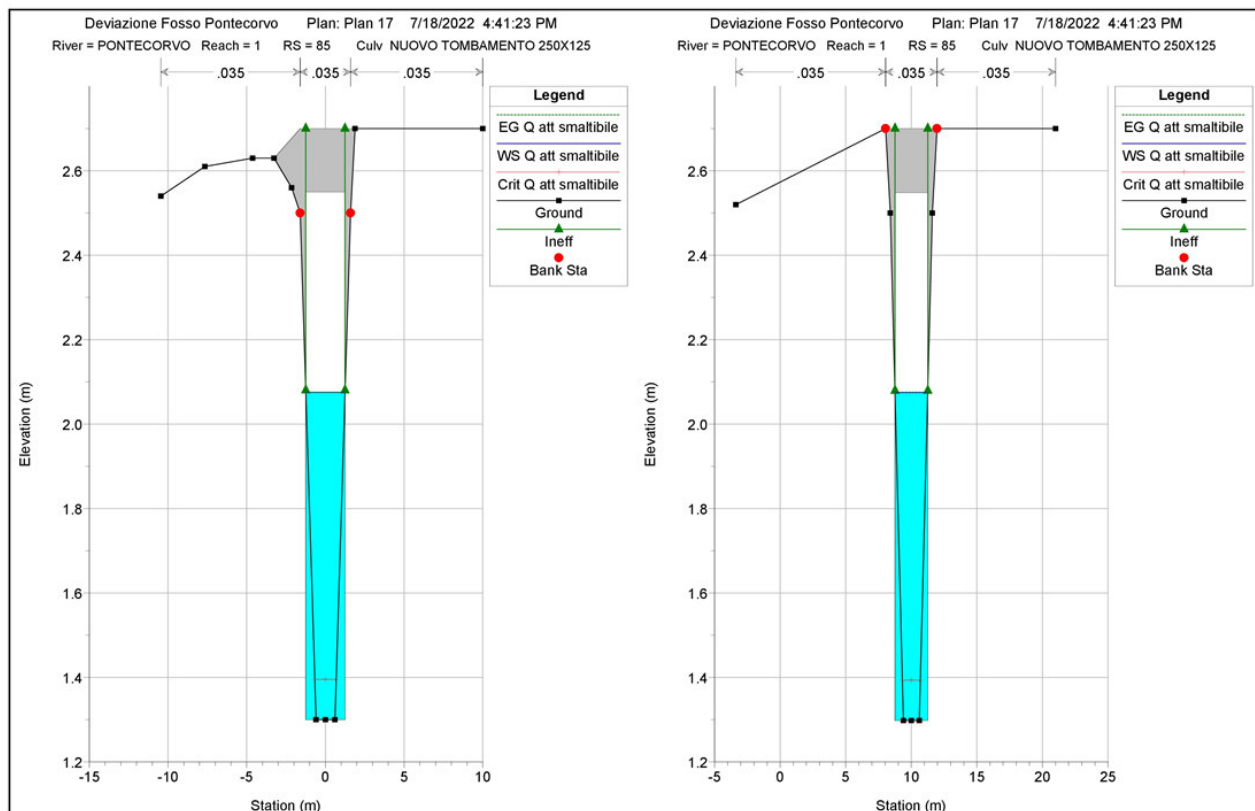
Nelle figure qui sopra sono riportati i profili liquidi allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto (ovvero a seguito della realizzazione del nuovo tombamento di lunghezza pari a 60 metri e del nuovo ponticello carrabile di lunghezza pari a 14 metri) per la portata massima smaltibile dal canale pari a $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$; ne risulta evidente la sostanziale invarianza del profilo liquido nell'attraversamento, con un franco di sicurezza maggiore nello stato di progetto.

La quota del pelo libero in entrambi gli attraversamenti è pari a 2,05 m s.l.m., corrispondente ad un'altezza liquida sul fondo dello scatolare pari a $(2,05 - 1,30 = 0,75 \text{ m})$, con un franco di 0,50 m (50 cm) rispetto all'intradosso del tombamento.

Il franco di 50 cm è perciò maggiore del terzo dell'altezza libera dello scatolare, pari a $(125/3 = 42 \text{ cm})$ e comunque maggiore di 50 cm (franco minimo).

In buona sostanza, si può concludere che gli attraversamenti progettati con lo scatolare [(2,50 x 1,25 m (h)) di cui utile 0,75 m (h), NON creano perturbazione nei deflussi della portata massima smaltibile dal Fosso Pontecorvo, che defluisce con franco di 50 cm.

Di seguito si riportano la Cross Section 85 (tombamento 60 metri) e la Cross Section 55 (ponticello 14 metri).



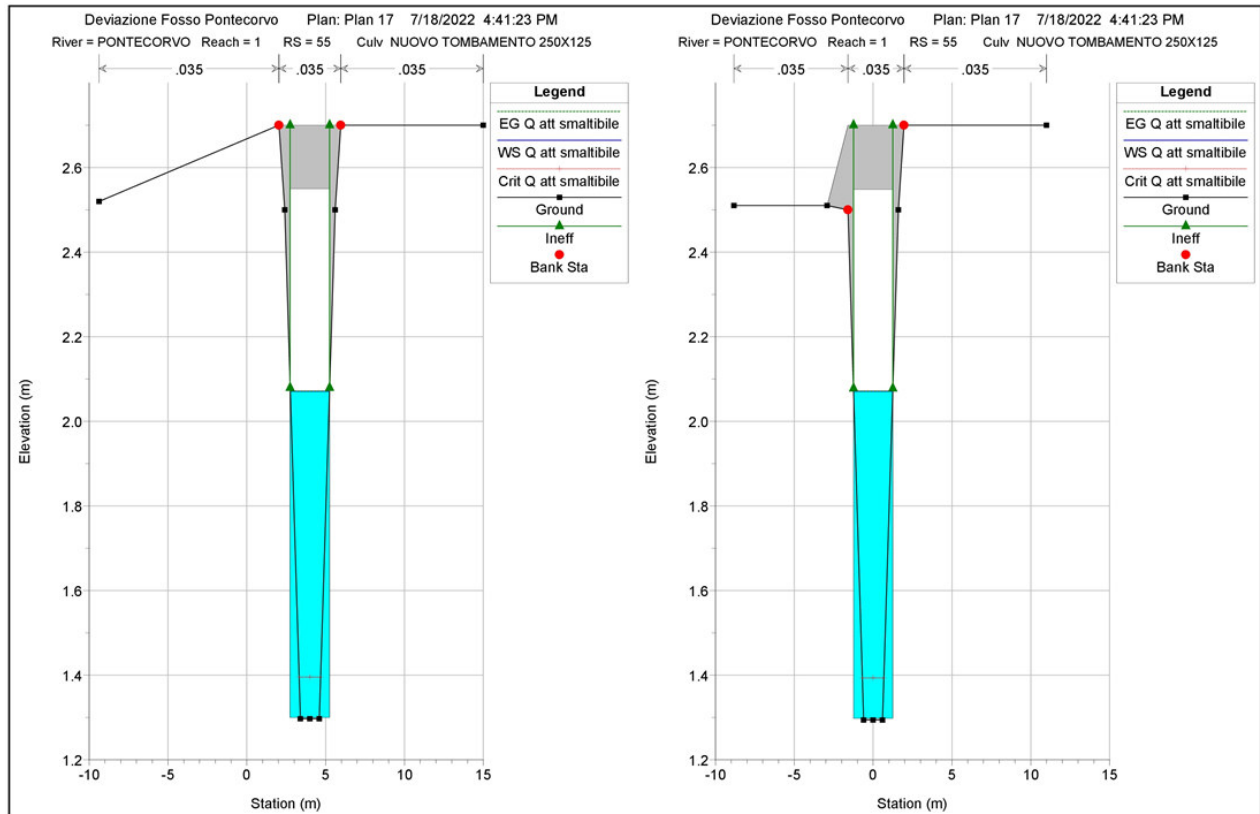
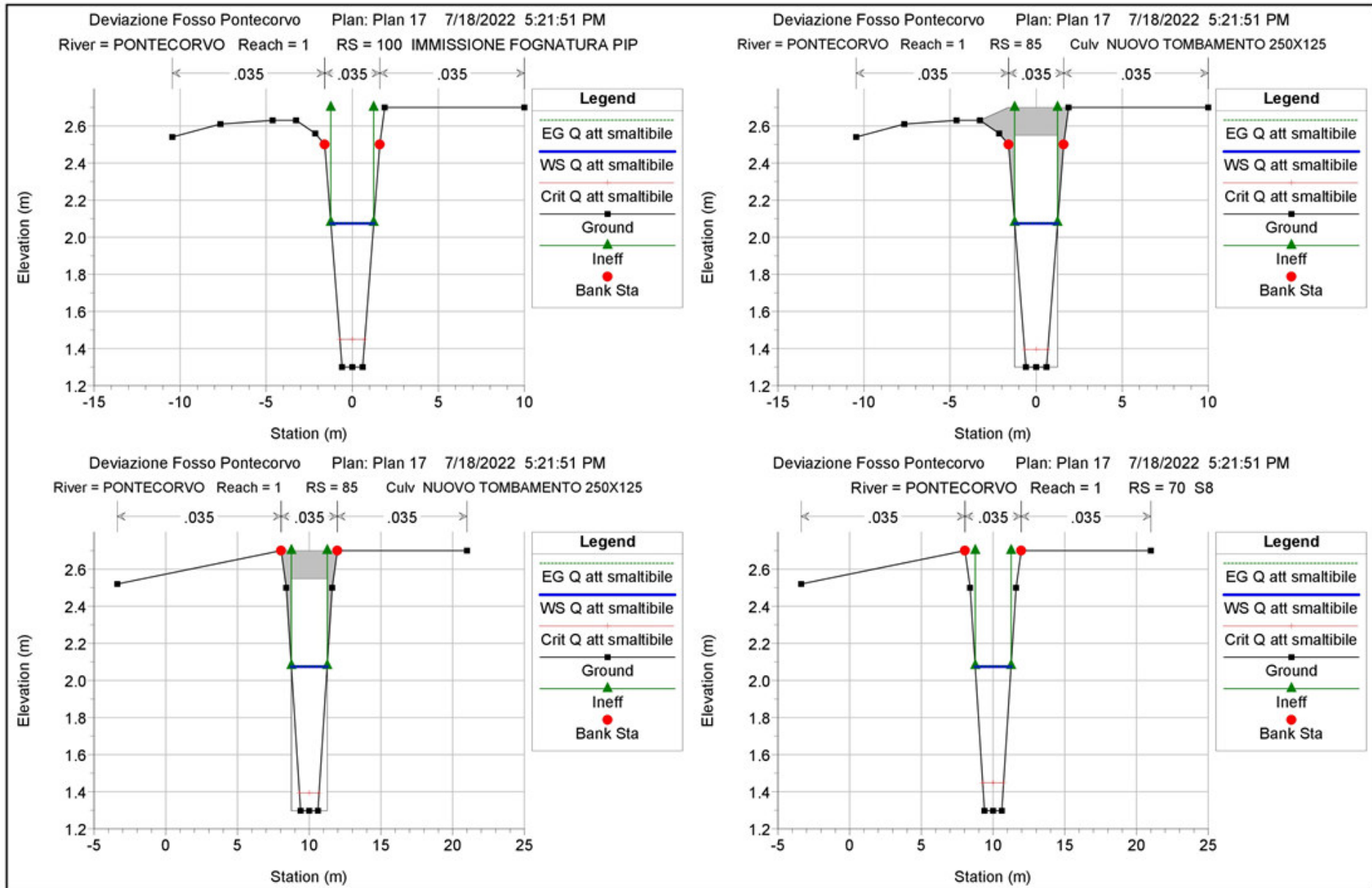
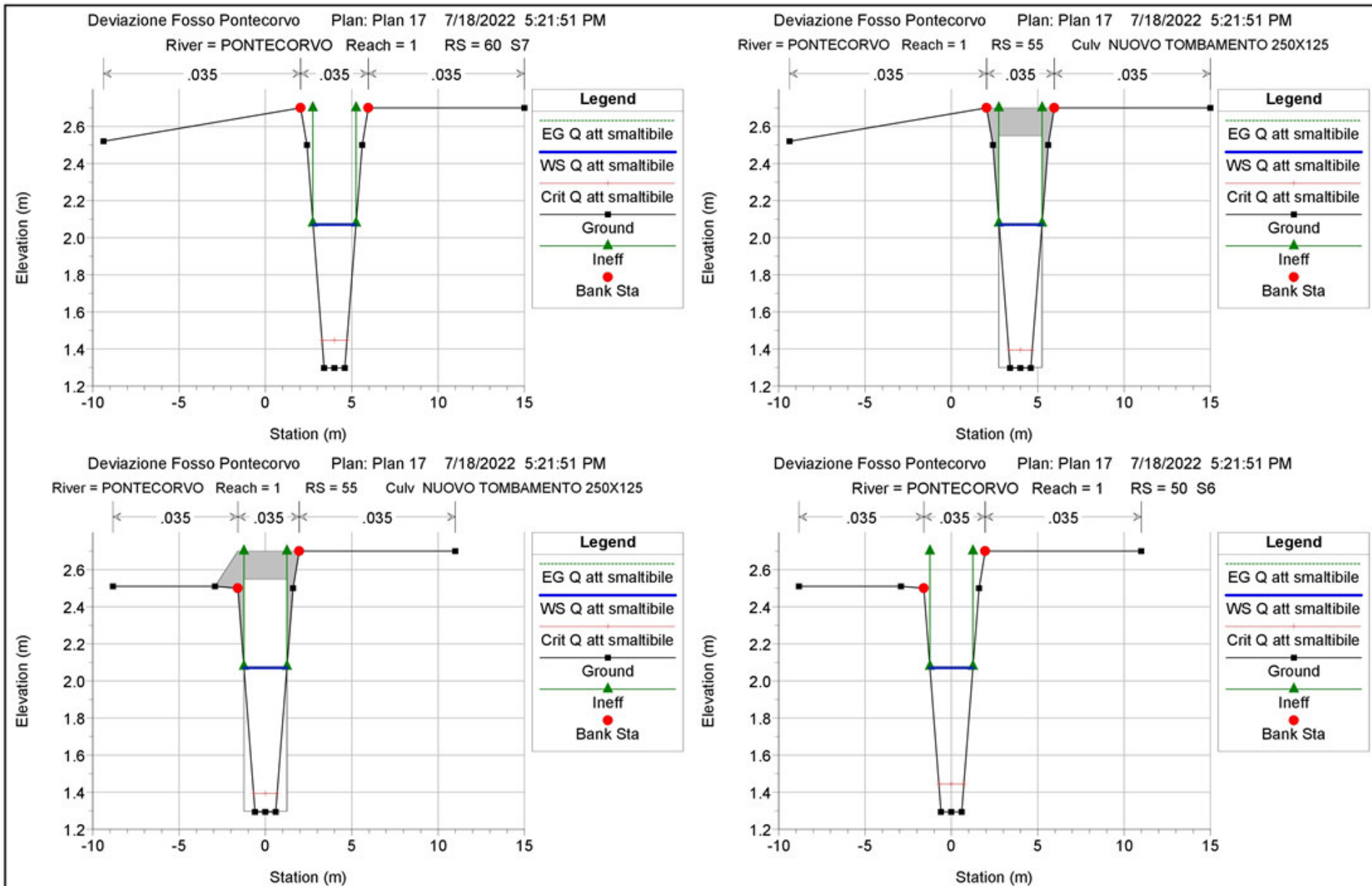


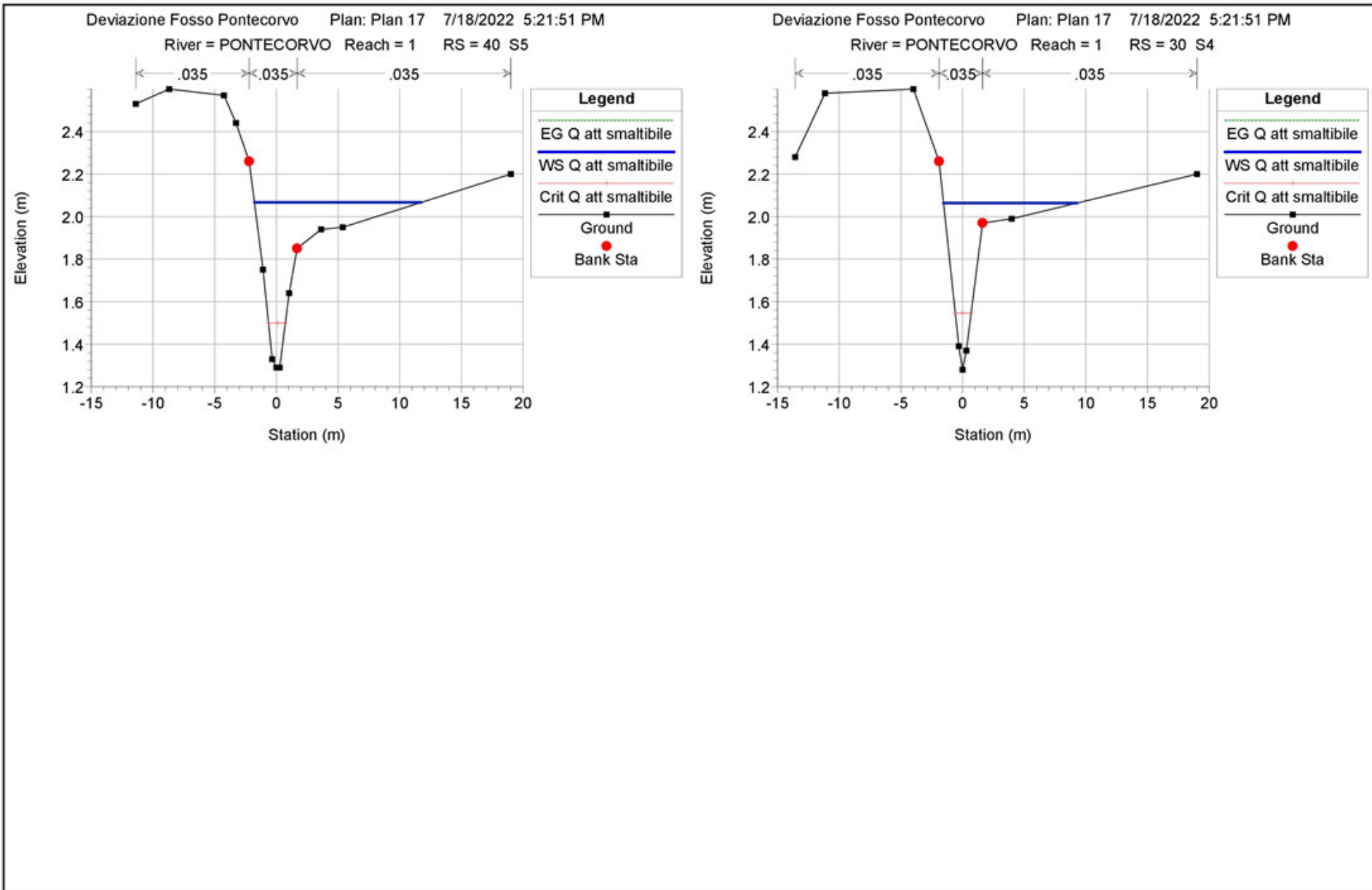
Tabella 7.1 – Dati input / output stato di progetto

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Δh (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	100	Q att smaltibile	0.23	1.3	2.025	0.725	1.45	2.08	0.000093	0.16	1.43	2.49	0.07
1	85	Culvert											
1	70	Q att smaltibile	0.23	1.298	2.049	0.751	1.45	2.08	0.000093	0.16	1.43	2.49	0.07
1	67.500*	Q att smaltibile	0.23	1.298	2.048	0.750	1.45	2.07	0.000093	0.16	1.43	2.49	0.07
1	65.000*	Q att smaltibile	0.23	1.298	2.047	0.749	1.45	2.07	0.000094	0.16	1.43	2.49	0.07
1	62.500*	Q att smaltibile	0.23	1.297	2.047	0.750	1.45	2.07	0.000094	0.16	1.43	2.49	0.07
1	60	Q att smaltibile	0.23	1.297	2.046	0.749	1.45	2.07	0.000094	0.16	1.43	2.49	0.07
1	55	Culvert											
1	50	Q att smaltibile	0.23	1.294	2.045	0.751	1.44	2.07	0.000093	0.16	1.43	2.49	0.07
1	48.000*	Q att smaltibile	0.23	1.293	2.045	0.752	1.46	2.07	0.000099	0.16	1.4	2.59	0.07
1	46.000*	Q att smaltibile	0.23	1.292	2.044	0.752	1.47	2.07	0.000104	0.16	1.4	2.74	0.07
1	44.000*	Q att smaltibile	0.23	1.292	2.043	0.751	1.48	2.07	0.000105	0.16	1.42	3	0.07
1	42.000*	Q att smaltibile	0.23	1.291	2.042	0.751	1.49	2.07	0.000094	0.15	1.54	4.51	0.07
1	40	Q att smaltibile	0.23	1.29	2.042	0.752	1.5	2.07	0.000051	0.12	2.56	13.52	0.05
1	37.500*	Q att smaltibile	0.23	1.287	2.041	0.754	1.51	2.07	0.00006	0.13	2.36	12.96	0.06
1	35.000*	Q att smaltibile	0.23	1.285	2.041	0.756	1.52	2.07	0.00007	0.13	2.17	12.36	0.06
1	32.500*	Q att smaltibile	0.23	1.283	2.040	0.757	1.53	2.07	0.000084	0.14	1.97	11.65	0.07
1	30	Q att smaltibile	0.23	1.280	2.039	0.759	1.55	2.07	0.0001	0.15	1.78	10.81	0.07

Per completezza si riportano di seguito tutte le sezioni di progetto, compreso il tratto di canale deviato a cielo aperto.







7. IMMISSIONE SCARICHI NEL FOSSO PONTECORVO

7.1 CARATTERISTICHE DELLA RETE FOGNARIA DI PROGETTO

L'insediamento in progetto è dotato di reti separate di fognatura nera e di fognatura bianca, come segue:

- 1) per la **fognatura nera** è previsto l'installazione di un impianto autonomo di depurazione (previo doppio pretrattamento primario con fossa imhoff e filtro percolatore aerobico per 45 A.E.) e successivo scarico in vasca di fitodepurazione da 90 m², collegata alla fognatura meteorica, con effluente garantito dal produttore come rientrante nei limiti di ammissibilità per lo scarico in corpi idrici superficiali a termine del D.LGs. 152/06 (Parte terza, Allegato 5, Tabella 3).
- 2) per gli **scarichi meteorici** è prevista l'immissione nel vicino Fosso Pontecorvo, già ricettore finale della fognatura bianca proveniente dall'esistente insediamento PIP de La Fontina, realizzato circa 15 anni fa.

Le acque di scarico di cui tratta la presente relazione sono dunque classificabili ai sensi dell'art. 74 D.Lgs. 152/06 e s.m.i. come:

- "*acque meteoriche*" provenienti dalle caditoie di raccolta delle acque pluviali provenienti dalle aree di piazzale e parcheggi, dalle coperture dei fabbricati, nonché delle aree inerbite, ragguagliate secondo opportuni coefficienti di afflusso ψ ;
- "*acque reflue domestiche*" acque reflue provenienti da insediamenti di tipo residenziale e da servizi e derivanti prevalentemente dal metabolismo umano e da attività domestiche.

7.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

La scelta del tempo di ritorno e quindi del rischio d'insufficienza della rete meteorica rispetto alle altre tipologie di reti idrauliche differisce fortemente poiché la durata delle piogge critiche per i collettori di una rete pluviale sono in genere molto brevi, da pochi minuti per le aree scolanti di limitata estensione (pochi ettari) fino ad un'ora per i collettori emissari di aree urbane molto vaste (dell'ordine del km²); per tale ragione è opportuno prendere in esame eventi pluviometrici di forte intensità e breve durata, il cd. "scroscio di pioggia".

La scelta del tempo di ritorno si basa dunque su considerazioni di carattere tecnico-economico; si ammette sovente che le fognature debbano avere una vita economica di 40÷50 anni e pertanto in questo modo vengono automaticamente scartati tempi di ritorno più lunghi. Inoltre si ammette possano verificarsi disfunzioni una o due volte durante il loro esercizio, quindi mediamente ogni 10÷20 anni.

Il tempo di ritorno - da adottare per il dimensionamento della rete meteorica - è stato stabilito sulla base dei seguenti riferimenti normativi e di letteratura tecnica:

1. Luigi Da Deppo e Claudio Datei - Fognature - Edizioni Libreria Cortina Padova; che indica il tempo di ritorno $T = 5 - 10$ anni.
2. Sistemi di Fognatura - Manuale di Progettazione - S. Artina, G. Calenda, F. Calomino, G. La Loggia, C. Modica, A. Paoletti, S. Papiri, G. Rasulo, P. Veltri - Centro Studi Deflussi Urbani - HOEPLI, Milano; secondo i quali, si cita testualmente: "i sistemi fognari devono "generalmente essere dimensionati per bassi valori del tempo di ritorno ($T = 2 \div 10$ anni); in tali casi, essendo T ben minore della durata dell'opera, sussiste in pratica la certezza che l'opera sarà in qualche occasione insufficiente. D'altra parte per evitare ciò occorrerebbe incrementare in misura praticamente inaccettabile il tempo di ritorno T di progetto e quindi le dimensioni e il costo delle opere".
3. Valerio Milano - Costruzioni idrauliche - Fognature Vol. IV - Università degli Studi di Pisa, Facoltà di Ingegneria Istituto di Idraulica - Servizio Editoriale SEU, riporta " per il dimensionamento delle fognature pluviali è sufficiente fissare un tempo di ritorno di 10-15 anni, tenendo conto anche del funzionamento in pressione della rete, che può dunque smaltire - senza creare allagamento stradali - portate aventi tempi di ritorno più elevati di quello di calcolo;
4. Direttiva del Consiglio n.91/271 del 21/05/1991 dispone che si adottino le prescrizioni contenute nella Norma Europea EN 752-04/1993 che raccomanda i seguenti valori di frequenza di inondazione da assumere: per zone rurali, 1 volta per anno; per zone residenziali e commerciali, 1 volta ogni 20 anni; per centri urbani 1 volta ogni 30 anni; per sottopassaggi, 1 volta ogni 50 anni.

Tenuto conto quindi dei riferimenti normativi e letterari sopra descritti, si è ritenuto soddisfacente procedere al **dimensionamento della rete meteorica in funzionamento libero per eventi pluviometrici aventi tempo di ritorno pari a 20 anni**.

7.3 FOGNATURA BIANCA

Il dimensionamento dei collettori della fognatura meteorica alle varie sezioni è stato eseguito, dapprima, a moto uniforme per mezzo del Metodo dell'Invaso onde determinare la portata defluente e le caratteristiche dell'evento critico.

Il Metodo dell'Invaso per un collettore isolato si basa sull'equazione differenziale di riempimento del collettore (equazione di continuità):

$$(p-q)dt = dV$$

dove:

p =portata affluente

q =portata defluente dalla sezione di verifica all'istante t

dV =variazione d'invaso nel collettore nell'intervallo di tempo dt

La portata affluente (pioggia) si suppone costante durante l'evento pluviometrico e pari a $\psi i A$, in cui si sono precedentemente determinati:

ψ = coefficiente di afflusso medio pesato dell'area scolante in esame

i = intensità di pioggia dell'evento pluviometrico di progetto (**$T_r = 20$ anni**; ritenuto soddisfacente in un'ottica "costi / benefici / uso delle aree servite", come ampiamente descritto al cap.3) desunta dalla curva segnalatrice di possibilità pluviometrica ricavata dai dati delle piogge della stazione di Pisa - Facoltà di Agraria, ragguagliate all'area di studio.

A = area totale del bacino in esame; comprendente:

Della variazione di volume d'invaso dV si tiene conto stimando il valore dell'invaso specifico, ossia l'invaso per unità di area scolante.

$$w = w_p + \frac{\sum \Omega_i L_i}{A_n} + \frac{\Omega_n L_n}{A_n}$$

in cui:

w_p è l'aliquota di invaso specifico dovuta ai piccoli invasi, ossia il volume invasato nella rete elementare, per il quale è stato stimato un valore medio dell'intera area pari a 70 m³/ha, in accordo con dati di letteratura per bacini fognati simili.

Ω_i e L_i sono rispettivamente l'area liquida e la lunghezza del generico collettore a monte dell' n -esimo collettore (collettore in verifica)

La pendenza del collettore di progetto è fortemente condizionata dalla morfologia del terreno, che si presenta estremamente pianeggiante e a bassa giacitura rispetto al canale di bonifica ricettore.

Il risultato è una rete di fognatura con pendenza del 1 per mille.

I ricoprimenti dei collettori sono molto bassi in prossimità dei pozzetti più lontani e pertanto sarà necessario valutare indice di posa più elevato, scongiurando lo schiacciamento della condotta.

Per tale ragione si è scelto di utilizzare una **tubazione corrugata in PeAd strutturato, classe di rigidezza circonferenziale SN 8 kN/m²**, che da maggior affidabilità su scavi a profondità ridotta.

La portata di massima piena scaricata dalla fognatura bianca è stata quindi calcolata con il Metodo dell'Invaso per un evento pluviometrico con tempo di ritorno 20 anni.

I dati di input sono dunque i seguenti:

- pendenza: 1 per mille;
- indice di scabrezza: 0,06 (PeAd strutturato liscio);
- $a = 61.07$, $n = 0.2937$, per $Tr = 20$ anni;
- ψ = coefficiente di deflusso medio pesato dell'area scolante in esame. I coefficienti parziali² utilizzati sono i seguenti: 0,2 [aree verdi], 0,4 [massello drenante a giunti allargati tipo dreno beton per parcheggi], 0,9 [pavimentazione stradale in asfalto] e 0,9 [coperture tetti].

Con un coefficiente di afflusso ψ medio ponderato sull'intera area fognata di 2,15 ha pari a 0,63, la portata di massima piena ventennale alla sezione terminale SUD e NORD risulta rispettivamente pari $Q_{[sud]} = 364$ l/s e $Q_{[nord]} = 337$ l/s, corrispondenti ad un evento critico di durata circa 4 minuti e altezza 27 mm.

Applicando il Metodo dell'Invaso sono stati calcolati tutti i collettori alle sezioni di chiusura di ciascun bacino fognato, determinando il coefficiente di deflusso corrispondente, nonché le quote di immissione e ricoprimento sopra la generatrice.

Nella figura seguente si riporta la tabella di dimensionamento dei vari tratti di fognatura meteorica e in tabella le portate alle varie sezioni di studio.

POZZETTO	PORTATA
PS2	61+64+203 = 328 l/s
PS1	36 l/s
SCARICHI IN VASCA SUD	364 l/s
PN1	104 l/s
PN8	233 l/s
SCARICHI IN VASCA NORD	337 l/s

² coefficienti parziali da "Ciclo delle acque in ambiente costruito" Prof. E.R.Trevisiol

FOGNATURE RECAPITANTI IN IMMISSIONE SUD

Fognatura meteorica progetto _ (LOTTO 1) in collettore SUD

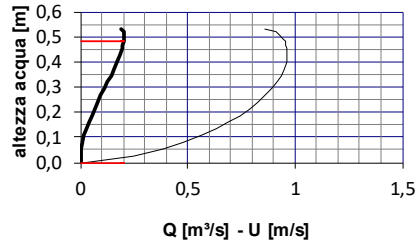
Sez. chiusura: PS7

Sviluppo del canale L= 64 m
Pendenza del canale J= 0,0010
Indice di scabrezza γ = 0,06
Diametro interno D= 0,533 m
Diametro esterno D= 630 mm

Cadente in pressione Δp =

PIOGGIA Δ tr20

a= 61,070 mm/h
n= 0,2937
tp= tra 0,01 e 0,11 h:m



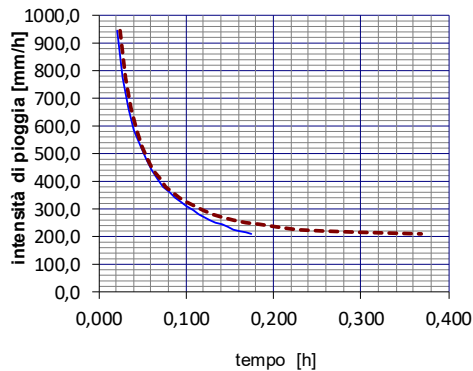
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso w = 0,63 medio pesato
Superficie del bacino S= 0,56 ha
Invaso specifico w= 70 m³/ha
Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

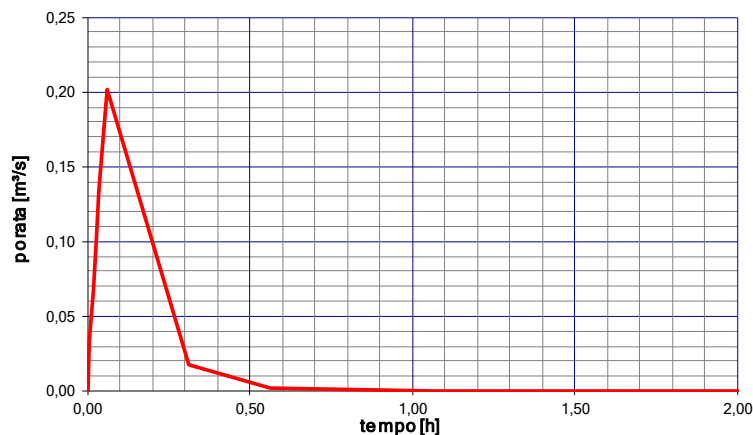
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,480	0,212	0,95	0,202	14	70
Livello massimo	0,533	0,223	0,86	0,192	14	70
Funzionamento in pressione	0,533	0,223	0,86	0,192	14	70

90% 202 l/s
u = 360 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,06 h 0,036 h:m
Intensità 441,3 mm/h
Altezza 26,8 mm
Afflusso 0,436 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ PARCHEGGIO in collettore SUD

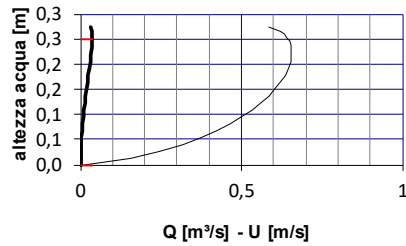
Sez. chiusura: PS1

Sviluppo del canale L= 50 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma =$ 0,06
 Diametro interno D= 0,273 m
 Diametro esterno D= 315 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,09 h:m



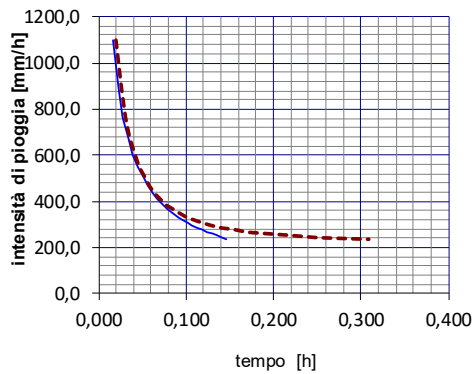
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi =$ 0,63 medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,09 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

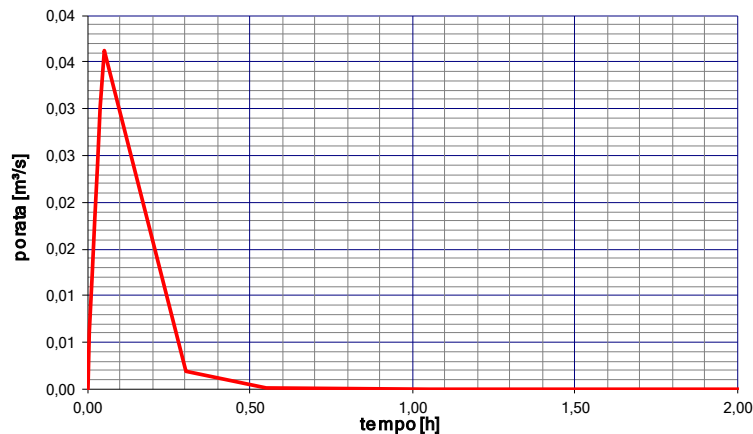
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,250	0,056	0,64	0,036	3	10
Livello massimo	0,273	0,059	0,58	0,034	3	10
Funzionamento in pressione	0,273	0,059	0,58	0,034	3	10

92% 36 l/s
 u = 407 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,05 h 0,030 h:m
 Intensità 502,5 mm/h
 Altezza 25,4 mm
 Afflusso 0,079 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore SUD

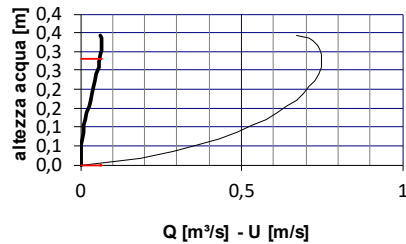
Sez. chiusura: PS2

Sviluppo del canale L= 70 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma = 0,06$
 Diametro interno D= 0,344 m
 Diametro esterno D= 400 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,06 h:m



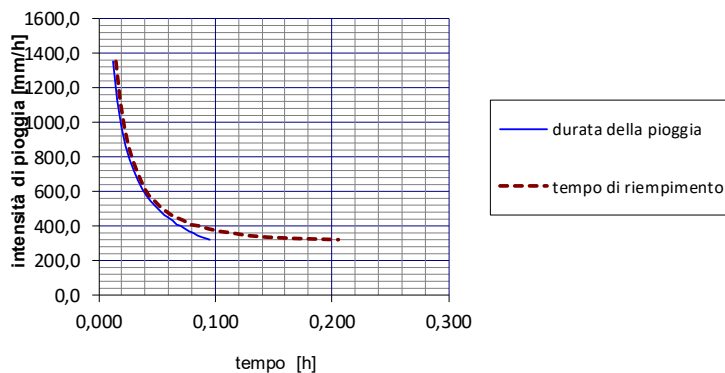
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi = 0,80$ medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,09 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

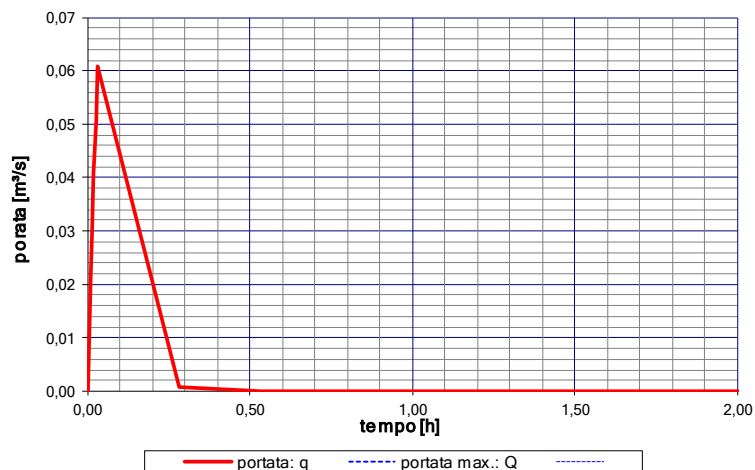
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,280	0,081	0,75	0,061	6	12
Livello massimo	0,344	0,093	0,67	0,062	7	13
Funzionamento in pressione	0,344	0,093	0,67	0,062	7	13

81% 61 l/s
 u = 694 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,03 h 0,018 h:m
 Intensità 718,0 mm/h
 Altezza 21,9 mm
 Afflusso 0,140 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ PARCHEGGIO in collettore SUD

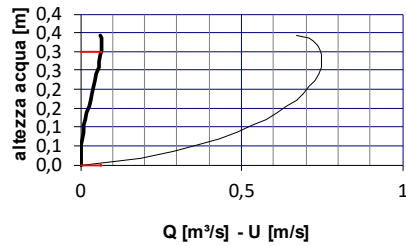
Sez. chiusura: PS2

Sviluppo del canale $L=75$ m
 Pendenza del canale $J=0,0010$
 Indice di scabrezza $\gamma=0,06$
 Diametro interno $D=0,344$ m
 Diametro esterno $D=400$ mm

Cadente in pressione $Jp=$

PIOGGIA $tr20$

$a=61,070$ mm/h
 $n=0,2937$
 $tp=$ tra 0,01 e 0,08 h:m



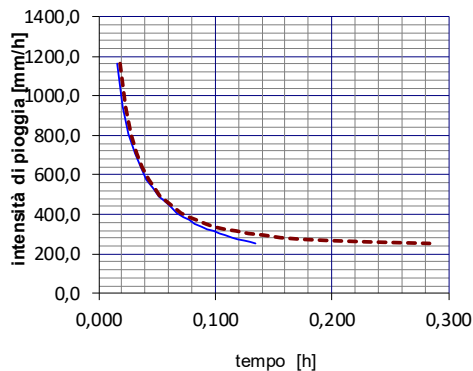
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi=0,63$ medio pesato
 Superficie del bacino $S=0,15$ ha
 Invaso specifico $w=70$ m³/ha
 Invaso in pressione $wp=$ m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? **NO**

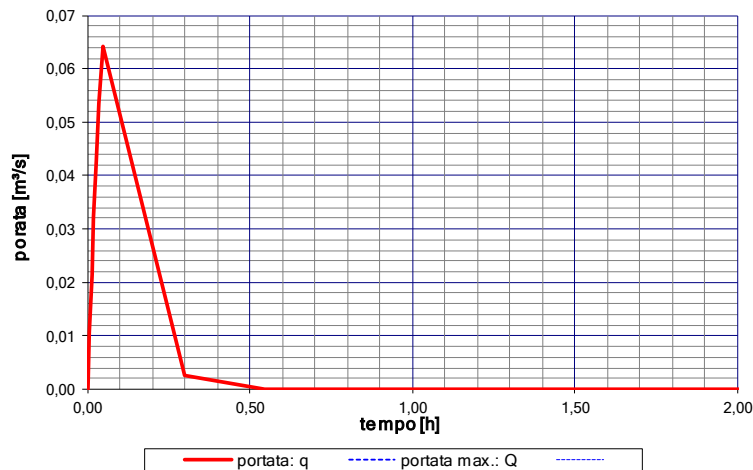
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,300	0,086	0,75	0,064	6	17
Livello massimo	0,344	0,093	0,67	0,062	7	17
Funzionamento in pressione	0,344	0,093	0,67	0,062	7	17

87% 64 l/s
 $u=428$ l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata $0,05$ h $0,028$ h:m
 Intensità $532,6$ mm/h
 Altezza $24,8$ mm
 Afflusso $0,140$ m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore SUD

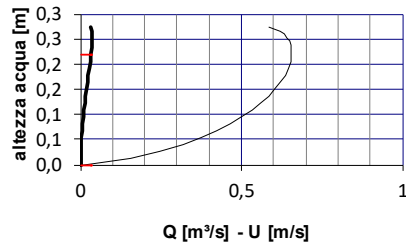
Sez. chiusura: PS4

Sviluppo del canale L= 45 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma =$ 0,06
 Diametro interno D= 0,273 m
 Diametro esterno D= 315 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,05 h:m



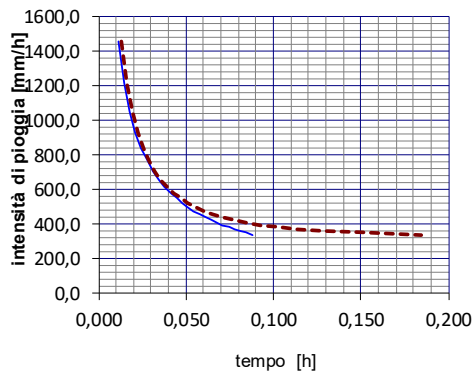
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi =$ 0,80 medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,05 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

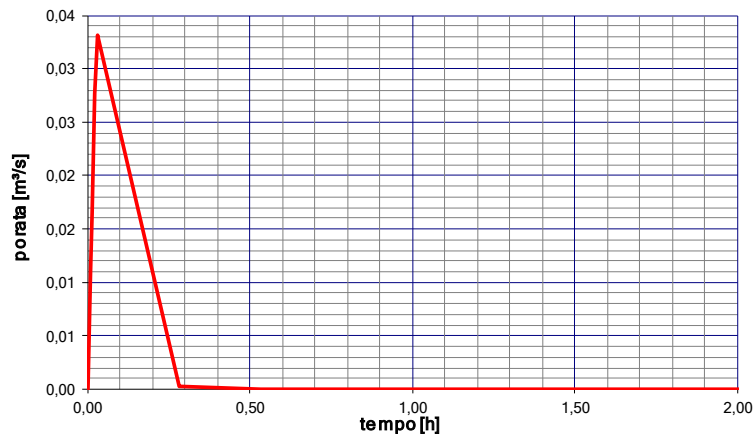
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,220	0,051	0,66	0,033	2	6
Livello massimo	0,273	0,059	0,58	0,034	3	6
Funzionamento in pressione	0,273	0,059	0,58	0,034	3	6

81% 33 l/s
 u = 737 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,03 h 0,019 h:m
 Intensità 707,7 mm/h
 Altezza 22,0 mm
 Afflusso 0,071 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore SUD

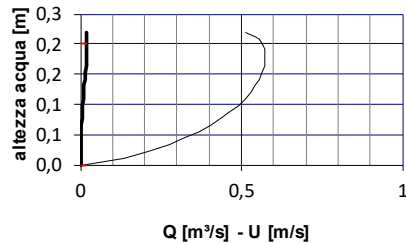
Sez. chiusura: PS7

Sviluppo del canale L= 32 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma = 0,06$
 Diametro interno D= 0,218 m
 Diametro esterno D= 250 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,06 h:m



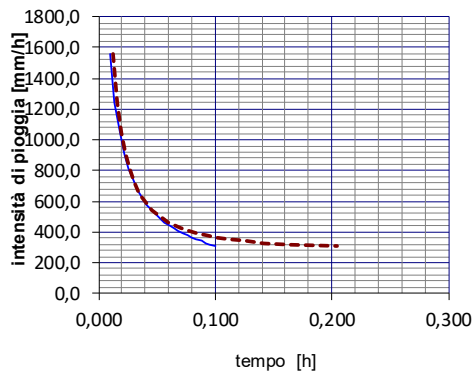
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi = 0,90$ medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,03 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

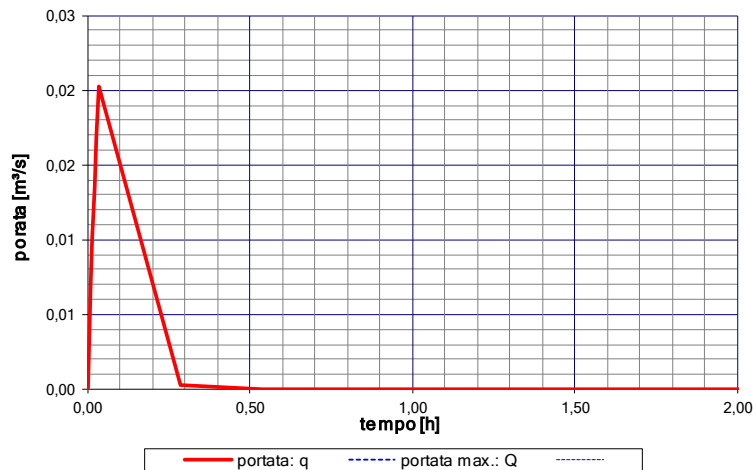
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,200	0,036	0,56	0,020	1	4
Livello massimo	0,218	0,037	0,51	0,019	1	4
Funzionamento in pressione	0,218	0,037	0,51	0,019	1	4

92% 20 l/s
 u = 758 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,04 h 0,022 h:m
 Intensità 621,7 mm/h
 Altezza 23,3 mm
 Afflusso 0,042 m³/s



FOGNATURE RECAPITANTI IN IMMISSIONE NORD

Fognatura meteorica progetto _ (LOTTO 2) in collettore NORD

Sez. chiusura: PN8

Sviluppo del canale
Pendenza del canale
Indice di scabrezza
Diametro interno
Diametro esterno

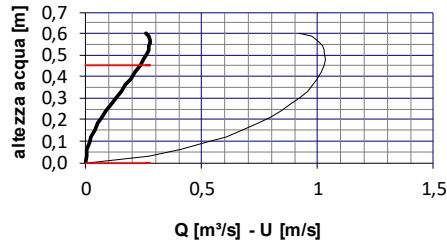
L= 44 m
J= 0,0010
γ= 0,06
D= 0,600 m
D= 700 mm

Cadente in pressione

Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
n= 0,2937
tp= tra 0,02 e 0,10 h:m



BACINO VERIFICA

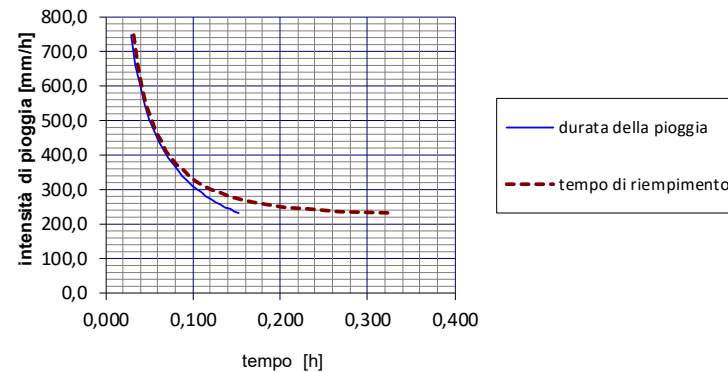
Coefficiente di afflusso
Superficie del bacino
Invaso specifico
Invaso in pressione

ψ= 0,63 medio pesato
S= 0,59 ha
w= 70 m³/ha
wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

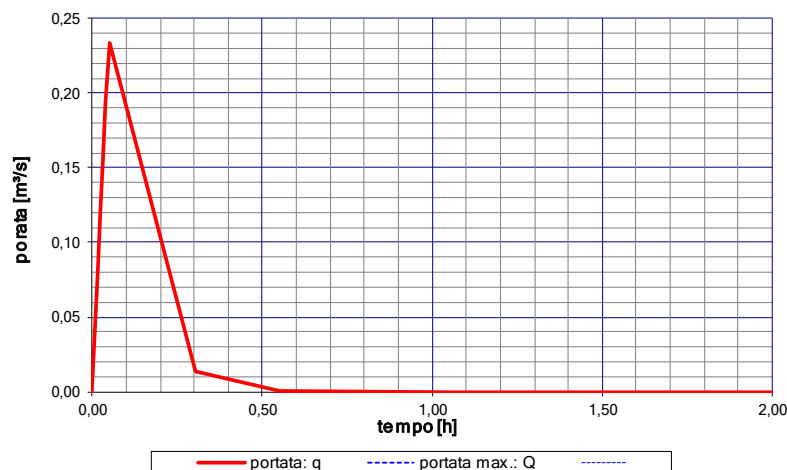
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,450	0,227	1,03	0,233	10	81
Livello massimo	0,600	0,283	0,92	0,261	12	83
Funzionamento in pressione	0,600	0,283	0,92	0,261	12	83

75% 233 l/s
u = 395 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,05 h 0,030 h:m
Intensità 502,9 mm/h
Altezza 25,4 mm
Afflusso 0,523 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore NORD

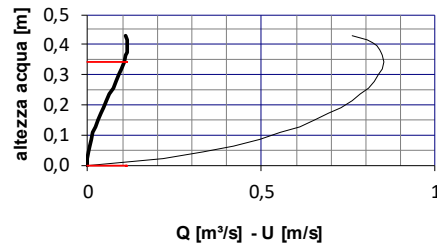
Sez. chiusura: PN1

Sviluppo del canale L= 34 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma = 0,06$
 Diametro interno D= 0,427 m
 Diametro esterno D= 500 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/hⁿ
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,07 h:m



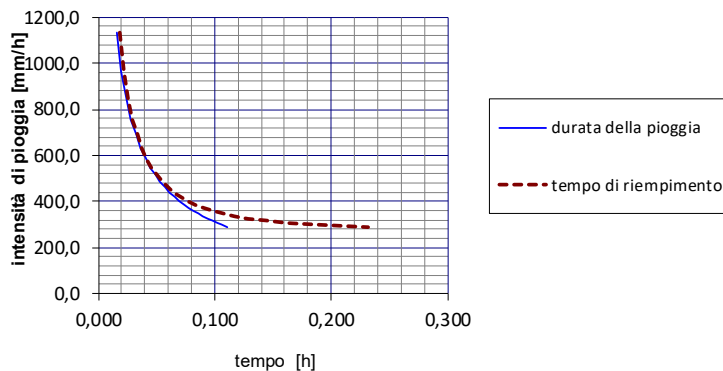
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi = 0,70$ medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,19 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

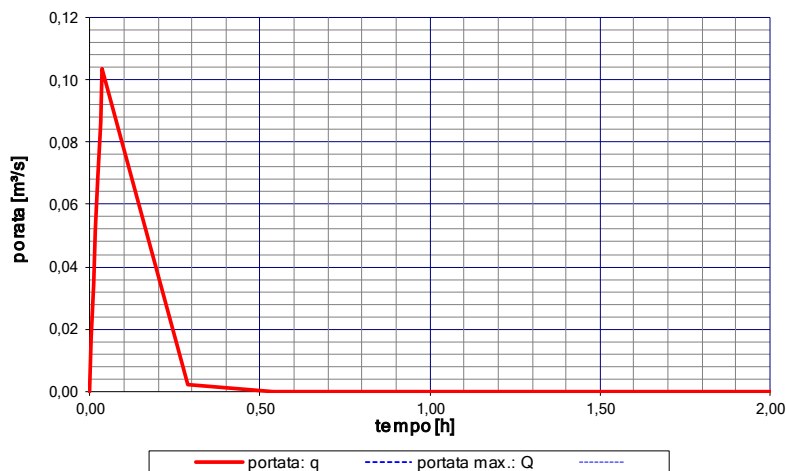
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,340	0,122	0,85	0,104	4	24
Livello massimo	0,427	0,143	0,76	0,109	5	25
Funzionamento in pressione	0,427	0,143	0,76	0,109	5	25

80% 104 l/s
 u = 548 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,04 h 0,022 h:m
 Intensità 631,9 mm/h
 Altezza 23,1 mm
 Afflusso 0,233 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore NORD

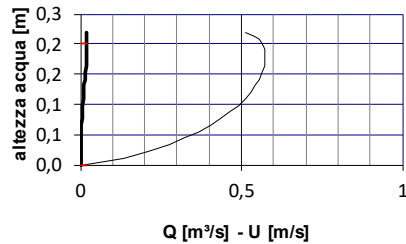
Sez. chiusura: PN2

Sviluppo del canale L= 30 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma = 0,06$
 Diametro interno D= 0,218 m
 Diametro esterno D= 250 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,06 h:m



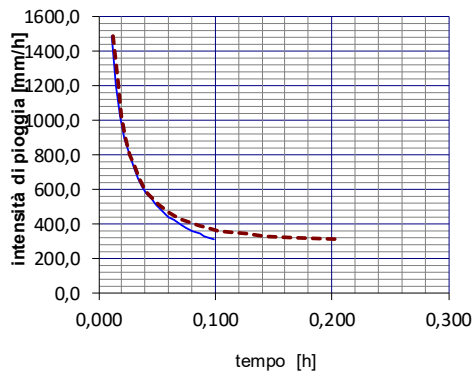
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi = 0,90$ medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,03 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

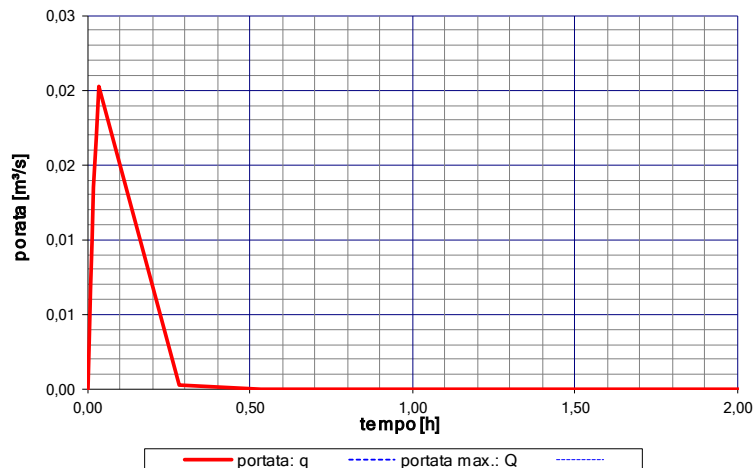
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,200	0,036	0,56	0,020	1	4
Livello massimo	0,218	0,037	0,51	0,019	1	4
Funzionamento in pressione	0,218	0,037	0,51	0,019	1	4

92% 20 l/s
 u = 763 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,03 h 0,020 h:m
 Intensità 668,8 mm/h
 Altezza 22,6 mm
 Afflusso 0,044 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore NORD

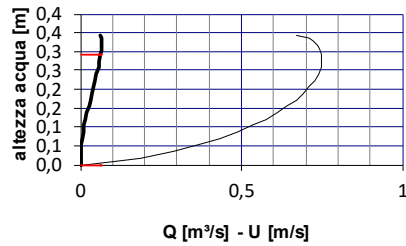
Sez. chiusura: PN2

Sviluppo del canale L= 50 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma = 0,06$
 Diametro interno D= 0,344 m
 Diametro esterno D= 400 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,06 h:m



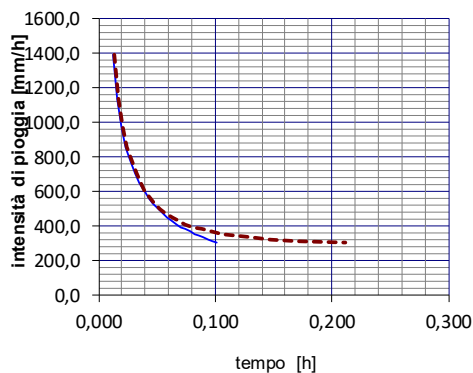
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi = 0,90$ medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,08 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

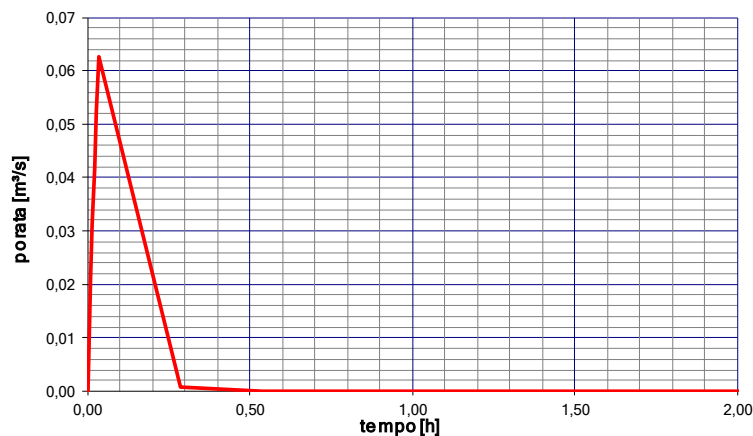
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m³/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,290	0,084	0,75	0,063	4	13
Livello massimo	0,344	0,093	0,67	0,062	5	13
Funzionamento in pressione	0,344	0,093	0,67	0,062	5	13

84% 63 l/s
 u = 746 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,04 h 0,021 h:m
 Intensità 646,7 mm/h
 Altezza 22,9 mm
 Afflusso 0,136 m³/s



Fognatura meteorica progetto _ STRADA in collettore NORD

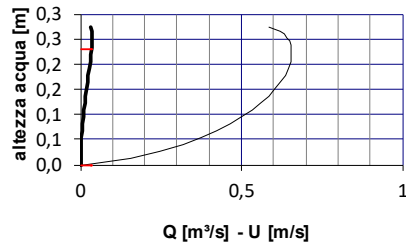
Sez. chiusura: PN5

Sviluppo del canale L= 50 m
 Pendenza del canale J= 0,0010
 Indice di scabrezza $\gamma =$ 0,06
 Diametro interno D= 0,273 m
 Diametro esterno D= 315 mm

Cadente in pressione Jp=

PIOGGIA tr20

a= 61,070 mm/h
 n= 0,2937
 tp= tra 0,01 e 0,05 h:m



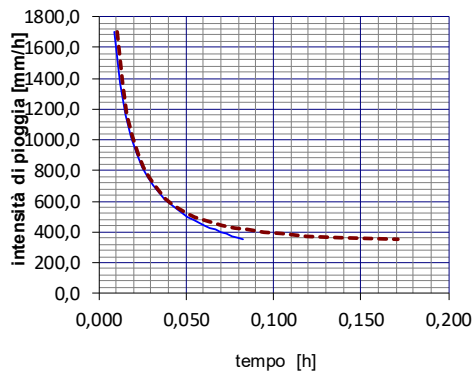
BACINO VERIFICA

Coefficiente di afflusso $\psi =$ 0,90 medio pesato
 Superficie del bacino S= 0,04 ha
 Invaso specifico w= 70 m³/ha
 Invaso in pressione wp= m³/ha

FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE? NO

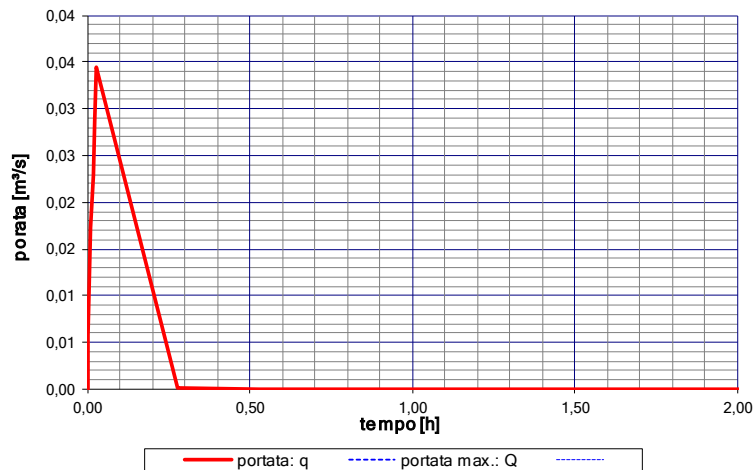
	z	A	U	Q	v	V
	[m]	[m²]	[m/s]	[m³/s]	[m³]	[m³]
Livello di magra	0,00	0,000	0,00	0,000	0	0
Livello di verifica	0,230	0,053	0,66	0,034	3	6
Livello massimo	0,273	0,059	0,58	0,034	3	6
Funzionamento in pressione	0,273	0,059	0,58	0,034	3	6

84% 34 l/s
 u = 862 l/s*ha



PIOGGIA CRITICA

Durata 0,03 h 0,017 h:m
 Intensità 757,6 mm/h
 Altezza 21,4 mm
 Afflusso 0,076 m³/s



7.4 FOGNATURA NERA

In ossequio al parere tecnico di fattibilità da parte di Acque Spa prot. 0040445/22 del 08/07/2022, che ad oggi non consente lo scarico della fognatura nera, poiché non è presente alcun collettore nelle vicinanze, è stata prevista la depurazione delle acque reflue "a piè di fabbrica" mediante fitodepurazione, da collegare alla fognatura meteorica.

La valutazione della portata nera è stata calcolata a partire da una dotazione idrica giornaliera pro capite pari a **162 l/ab*die**, (secondo quanto comunicato dalla Soc. Acque prot. n. 18515/22, qui allegato), nonché su un numero di 45 abitanti equivalenti da servire, così distribuiti (rif. *Relazione tecnica a firma geom. Gianluca Pistelli*):

Edificio 1 – Ristorazione – (1 ae/5 coperti) 165 coperti = 33 ae.

Edificio 2 – non alimentare (1 ae/5 addetti) 15/20 addetti = 4 ae

Edificio 3 – alimentare (1 ae/5 addetti) 20/25 addetti = 5 ae

Totale abitanti equivalenti 42 arrotondati a 45.

È stata inoltre considerata una perdita complessiva del 10%, per tener conto sia delle perdite proprie dei diversi usi domestici, quali ad esempio lavaggio pavimenti, sia degli sprechi per usi impropri.

Ai fini della verifica idraulica del collettore finale, in considerazione dell'estrema piccolezza dell'insediamento servito e quindi della elevata probabilità di contemporaneità degli scarichi, si è considerato un coefficiente di punta oraria pari a 2 volte la portata media continua su 8 ore.

La portata di **punta oraria diurna risulta quindi pari a 0,48 litri/s.**

La qualità delle acque in uscita dal processo depurativo è garantita dal produttore dell'impianto nei limiti prescritti dalla tabella 3 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. (scarico nei corpi d'acqua superficiali). Per maggior dettaglio si rimanda alla relazione di calcolo e alla tavola a firma dello Studio Pistelli & Associati.

Si prevede l'utilizzo di tubazione in PVC diametro 200 mm, posate con pendenza pari al 1 per mille.

A causa della bassa giacitura dei terreni, la velocità in condotta risulta inferiore a 0,5 m/s, e pertanto sarà necessario prevedere il regolare lavaggio delle tubazioni.

Le caratteristiche del sistema di pretrattamento scelto sono riportate in dettaglio nella scheda tecnica "Impianto monoblocco Fossa Imhoff + Filtro Percolatore Aerobico" fornita dal produttore (Gazebo Spa) e riassunti nella seguente tabella:

Edificio	N. ab. eq. (*)	Tipo impianto	Ab. eq. impianto	Dimensioni
Ed.1 Ristorazione	33	IFA-10	29-38	250 x 950 x 200 cm (h)
Ed.2 Non alimentare"	4	IFA-01	1-4	160 x 250 x 200 cm (h)
Ed. 3 Alimentare"	5	IFA-02	5-6	200 x 250 x 200 cm (h)



INNOVAZIONE E TECNOLOGIA
PER LA DEPURAZIONE ACQUE

www.gazebo.it

Impianto Monoblocco Fossa Imhoff + Filtro Percolatore Aerobico

1 Scheda tecnica Impianto Monoblocco Fossa Imhoff + Filtro Percolatore Aerobico

TIPO	CARATTERISTICHE TECNICHE				DIMENSIONI ESTERNE			MONO BLOCCO IMHOFF + FILTRO (A)	COPERTURA PEDONALE carico 2 q/mq (B)		(A) + (B)	COPERTURA CARRABILE TRAFF. LEGGERO carico 20 q/mq (C)		(A) + (C)	COPERTURA CARRABILE TRAFF. PESANTE carico 70 q/mq (D)		(A) + (D)
	Abit. equiv.	Filtro Vol. mc	Imhoff V.sed. lt	Imhoff V.dig. lt	Largh. cm	Lungh. cm	Altezza cm	Peso q	Spess. cm	Peso q	Peso q	Spess. cm	Peso q	Peso q	Spess. cm	Peso q	Peso q
IFA-01	1-4	2,66	250	800	160	250	200	63	10	9	72	16	14	77	20	18	81
IFA-02	5-6	4,00	300	1200	200	250	200	75	10	11	86	16	19	94	20	22	97
IFA-03	7-8	5,33	400	1600	250	250	200	84	10	14	98	16	24	108	20	28	112
IFA-04	9-10	6,66	500	2000	250	325	200	106	10	19	125	16	31	137	20	38	144
IFA-05	11-12	8,00	600	2400	250	400	200	125	10	23	148	16	38	163	20	46	171
IFA-06	13-15	10,00	750	3000	250	450	200	139	10	26	165	16	43	182	20	52	191
IFA-07	16-20	13,33	1000	4000	250	550	200	158	10	32	190	16	52	210	20	64	222
IFA-08	21-23	15,33	1150	4600	250	650	200	185	10	38	223	16	62	247	20	76	261
IFA-09	24-28	18,66	1400	5600	250	750	200	213	10	44	257	16	72	285	20	88	301
IFA-10	29-38	25,33	1900	7600	250	950	200	251	10	56	307	16	92	343	20	114	365
IFA-11	39-40	26,66	2000	8000	250	1017	202	290	10	61	351	16	98	388	20	122	412

Per potenzialità di trattamento superiori rivolgersi all'ufficio commerciale.

I chiusini d'ispezione in ghisa posti sulle coperture pedonali sono di classe B125.

I chiusini d'ispezione in ghisa posti sulle coperture carrabili traffico leggero sono di classe C250.

I chiusini d'ispezione in ghisa posti sulle coperture carrabili traffico pesante sono di classe D400.

La soletta di fondazione dovrà aver spessore minimo di 20 cm ed essere armata con doppia rete elettrosaldata in acciaio diam. 8 mm, maglia 20x20 cm.

Sopra la soletta di fondazione dovrà essere predisposto uno strato di sabbia di spessore 3-5 cm per l'appoggio dei prefabbricati.

In caso di terreno pianeggiante, l'impianto fossa imhoff + filtro percolatore aerobico, su richiesta potrà essere dotato di elettropompa sommergibile per il sollevamento/scarico dei liquami.

La forma di una vasca a flusso sommerso orizzontale deve essere necessariamente rettangolare; mentre la pendenza del fondo del letto può variare dall'1 al 5%.

L'area superficiale risulta determinata dai risultati del dimensionamento e una volta stabiliti i valori di essa e dell'area trasversale, deve essere selezionata la geometria del bacino, ovvero: la profondità, la larghezza e la lunghezza.

La profondità del bacino dipende tuttavia dal tipo di specie vegetale selezionata, ovvero dallo sviluppo (profondità) del suo apparato radicale e per tale ragione la scelta si rimanda alla ditta costruttrice dell'impianto, che provvederà alla redazione del progetto di dettaglio della vasca.

Per quanto riguarda invece le dimensioni in pianta, un adeguato valore del rapporto fra larghezza e lunghezza del bacino riduce il rischio che possa verificarsi un corto circuito idraulico, che comporterebbe la riduzione del tempo di residenza idraulica rispetto a quella di progetto e quindi dell'efficienza depurativa. Il rapporto L/W può variare notevolmente, nel rispetto delle indicazioni riportate, da un minimo di 0,5 ad un massimo di 3. La larghezza del bacino deve comunque essere tale da assicurare una uniforme distribuzione del refluo su tutta la sezione di ingresso, compatibilmente con il sistema di alimentazione scelto. In caso si ottenga un valore di larghezza eccessivo è consigliabile suddividere lo stadio di trattamento in più letti in parallelo.

La lunghezza del letto non dovrà essere eccessiva in modo tale da evitare che l'altezza del bacino alla sezione di ingresso risulti troppo limitata e che l'altezza del bacino alla sezione di uscita sia compatibile con la profondità massima raggiungibile dall'apparato radicale delle piante prescelte. Sono d'altra parte sconsigliati bacini con uno sviluppo in lunghezza troppo limitato (indicativamente inferiore a 4 m)

Nel caso in esame, riguardo la superficie da destinare a fitodepurazione, i criteri generali di dimensionamento delle superfici utili prevedono (per abitanti equivalenti inferiori a 2000 e scarico in acque superficiali) un valore minimo di 2 m²/Abitante Equivalente con valore minimo dell'area totale di 20 m² (rif. LRT 20/2006 e DPGR 46R/2008).

Dal calcolo per il dimensionamento della fitodepurazione si ha: **45 a.e. x 2 = 90 m².**

L'area superficiale ha dunque le seguenti dimensioni in pianta: 14 m di lunghezza e 7 metri di larghezza, con un rapporto L/W = 0.5.

Per quanto concerne il progetto di dettaglio della vasca di fitodepurazione, ovvero la scelta della tipologia, del substrato e delle piante più idonee, si rimanda alla ditta costruttrice dell'impianto, che provvederà alla redazione del progetto di dettaglio della vasca.

La qualità delle acque in uscita dal processo depurativo è garantita dal produttore dell'impianto nei limiti prescritti dalla tabella 3 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. (scarico nei corpi d'acqua superficiali).

ACQUE In Partenza
Prot. n. 0019096/22 del 25/03/2022 H5 CONDUZIONE RETI E IMPIANTI ACQ



Acque SpA

Sede Legale

Via Garigliano 1, 50053 Empoli (FI)

Sede Amministrativa

Via Bellatella 1, 50121, Capedoglio, Pisa

tel 050 3165011, www.acque.net

info@acque.net, info@pec.acque.net

Spett.le Studio Ingegneria Bonacci & Alberi
c.a. Dott. Ing. Bonacci Fabio
fabio.bonacci@ingpec.eu

Oggetto: Richiesta dato medio stimato fabbisogno Idrico PISA e SAN GIULIANO TERME - risposta

In risposta alla sua richiesta nostro protocollo n. 18515/22, si informa che la dotazione Idrica in litri/abitante/giorno, è:

Comune	Dotazione 2012	Dotazione 2020
Pisa	254	220
SAN GIULIANO TERME	166	162

Con l'occasione, porgiamo distinti saluti.

Il Responsabile Reti Impianti SII
Ing. Demetrio Foti

GO/mu_LU



7.5 PORTATE DI PROGETTO

Alla luce dei calcoli effettuati, si evince che nella condizione più severa, il colmo della **portata meteorica relativa all'immissione NORD pari a 337 l/s**, si sovrappone - alla sezione di immissione nel Fosso Pontecorvo - con la **portata di punta oraria degli scarichi reflui depurati pari a 0,48 l/s**, in percentuale del tutto trascurabile rispetto al contributo della fognatura bianca e quindi largamente cautelativa.

In sostanza le portate scaricate nel Fosso Pontecorvo sono:

- **immissione NORD è pari a 337,48 l/s [ovvero 337 l/s +0,48 l/s];**
- **immissione SUD è pari a 364 l/s**

7.6 INVARIANZA IDRAULICA

Tenuto conto che si tratta di un'area di trasformazione urbanistica, che comporta una modifica dell'uso del suolo e un incremento della impermeabilità superficiale rispetto alla situazione pre-esistente l'intervento, in linea con il **principio dell'invarianza idraulica**, si è reso necessario prevedere la realizzazione di N.2 vasche volano controllate (o di laminazione), ovvero accumuli temporanei dell'acqua piovana per ridurre il colmo di piena da immettere nel recapito finale, con limitazione della portata di scarico inferiore o uguale a quella attuale, ovvero ante-operam.

La presente relazione, sulla base del progetto edilizio fornito, analizza pertanto la dinamica idrologica, a seguito dell'incremento di portata derivante dagli scarichi del citato insediamento (cfr. paragrafi 7.5) pari a $Q_{[sud]} = 364 \text{ l/s}$ e $Q_{[nord]} = 337,48 \text{ l/s}$, a supporto del dimensionamento di n.2 vasche volano di volume adeguato ad immagazzinare il massimo volume piovuto riferito ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno ventennale, nonché verificare che tale opera non apporti alcun aggravio in termini di portata alla rete di bonifica finale.

Il calcolo della portata di picco (attualmente scolante nell'area di interesse) è stato condotto a mezzo del **Metodo Razionale**, per un evento con **tempo di ritorno pari a 20 anni** (caratteristico della bonifica) e **tempo di pioggia critico pari al tempo di corrivazione**.

Tenuto conto dell'estensione del bacino di interesse pari a 2,15 ettari, di un coefficiente di deflusso pari a 0,50 (terreno argillo-limoso poco permeabile) e di un tempo di corrivazione pari a 0,87 ore (valore stimato con le formule di Pasini [1,01 ore], Ventura [1,08 ore], Pezzoli [0,64] e Giandotti [0,75]), si ricava una **portata al colmo pari a 202 l/s**, che rappresenta quindi - per il Principio dell'Invarianza idraulica - **la massima portata scaricabile dal nuovo insediamento; le vasche volano in progetto sono state dunque dimensionate complessivamente per laminare la portata in eccesso.**

Di seguito si riporta la tabella di calcolo della portata attuale.

CALCOLO PORTATA TR20 - METODO RAZIONALE			
c	0.5 da tabella	argilla limosa	
Tr	20 anni		tempo di ritorno
a	61.07 mm/h ⁿ		coeff.a cpc
n	0.2936		coeff.n cpc
h	58.6		altezza di pioggia
S	0.0215 kmq		
Tc	0.87 ore	valore medio	
Q	0.202 m ³ /s	Metodo Razionale	
	202 l/s		

$$Q_c = 0.278 \frac{ch_{(t)} S}{T_c}$$

7.7 DIMENSIONAMENTO VASCA VOLANO e BOCCA TARATA

Il dimensionamento della capacità di laminazione delle due vasche volano (una per ciascun collettore di fognatura NORD e SUD) è stato condotto mediante l'applicazione dell'equazione di regime dei serbatoi, applicata su varie geometrie di progetto in maniera iterativa per ogni istante del fenomeno di piena.

Il fenomeno descritto è regolato dalla nota equazione: $[Q_e(t) - Q_u(t)] * dt = S(h) * dh$

dove $Q_e(t)$ rappresenta l'onda di piena in arrivo, $Q_u(t)$ la portata uscente funzione del livello liquido h nella vasca (dipendente dal dispositivo idraulico che si utilizza per regolare la portata in uscita), anch'essa funzione del tempo; infine $S(h)$ rappresenta la superficie liquida della vasca, che dipende dall'altezza h .

Nell'integrazione dell'equazione differenziale di continuità della vasca sono pertanto incognite le funzioni $Q_u(t)$, $W(t)$ (ovvero $S(h) * dh$) o $h(t)$ in quanto è nota, per precedenti calcoli, l'onda di piena in ingresso alla vasca $Q_e(t)$. La progettazione della vasca di laminazione si fonda sulla determinazione del volume d'invaso W^* che consente di ridurre, con la minima capacità di invaso, la portata al colmo dell'evento critico di progetto di assegnato tempo di ritorno TR.

Note la portata entrante $Q_e(t)$ (idrogramma di piena della fognatura alla sezione di immissione nel canale, con **portata al colmo pari a 364 l/s per l'immissione SUD e pari a 337,48 l/s per l'immissione NORD**) e la portata massima $Q_u \max$ che la rete di bonifica il "Fosso Pontecorvo" è in grado di ricevere [$Q_{20 \text{ att}} = 202 \text{ l/s}$] e definite la geometria della vasca e le caratteristiche dei dispositivi di scarico, ipotizzando che nell'intervallo di tempo (t_1, t_2), durante il quale la portata in ingresso $Q_e(t)$ eccede la capacità della rete, la portata uscente $Q_u(t)$ sia costante e uguale alla massima $Q_u \max$, si determina il minimo volume di invaso W^* che consente di ottenere la laminazione dell'onda di piena.

Nel caso in esame, procedendo in maniera iterativa, per tentativi sulla dimensione della luce di fondo (luce a battente in parete sottile con tubo addizionale esterno), è stato possibile determinare l'andamento di $Q_u(t)$ tale che la massima portata scaricata dalla vasca sia al più uguale al valore della massima portata consentita, ovvero **105 l/s per l'immissione SUD** e **97 l/s per l'immissione NORD**, per complessivi 202 l/s.

Il volume liquido, immagazzinato fino all'istante t in cui si ha l'intersezione tra le due curve, rappresenta la capacità utile della vasca volano.

Di seguito si riporta il grafico di dimensionamento della vasca volano e la relativa schermata di controllo sia per l'immissione SUD sia per l'immissione NORD, dalla quale si deducono i seguenti dati:

- capacità di invaso della vasca volano $[(Q_E - Q_U) \cdot \Delta t]$
- dimensioni utili vasca di laminazione $[S \cdot h]$
- diametro equivalente $[D]$ della bocca tarata
- portata in uscita $[Q_{U \text{ MAX}}]$ dalla bocca tarata inferiore o uguale a $[Q_{ADM}]$ per il massimo battente $[h]$.

Entrambe le vasche saranno dotate, nella sezione terminale, di manufatto limitatore di portata per garantire la massima portata scaricabile $[Q_{UMAX} < Q_{ADM}]$, costituito da una apertura sul fondo di diametro interno pari a 225 mm.

Per motivi di sicurezza (in caso di intasamento della luce di fondo), è previsto uno sfioro di troppo pieno sulla parete di sbarramento, posizionato in modo tale da garantire lo smaltimento del massimo livello di invaso pari al valore del battente $[h]$.

Le caratteristiche geometriche delle vasche volano e della bocca tarata sono state riassunte nella tabella seguente:

VASCA VOLANO - IMMISSIONE SUD	
DIMENSIONI VASCA VOLANO:	300 m ² per 80 cm
BOCCA TARATA:	di diametro interno 225 mm
PORTATA IN USCITA DA BOCCA TARATA:	105 l/s per battente idraulico max di 53 cm
CAPACITA' UTILE INVASO:	157 m ³
TEMPO SVUOTAMENTO VASCA:	2 ore
VASCA VOLANO - IMMISSIONE NORD	
DIMENSIONI VASCA VOLANO:	300 m ² per 80 cm
BOCCA TARATA:	di diametro interno 225 mm
PORTATA IN USCITA DA BOCCA TARATA:	97 l/s per battente idraulico max di 45 cm
CAPACITA' UTILE INVASO:	138 m ³
TEMPO SVUOTAMENTO VASCA:	2 ore

Per un maggior dettaglio si rimanda alle tavole grafiche allegate.

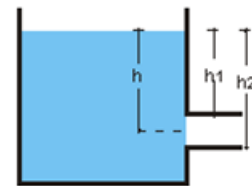
DIMENSIONAMENTO VOLUME DI LAMINAZIONE - Ramo NORD

dimensione bocca tarata:

D= 0.225 m
A= 0.0397 mq
μ= 0.820 tubo addizionale

$$Q_{out} = Cq \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

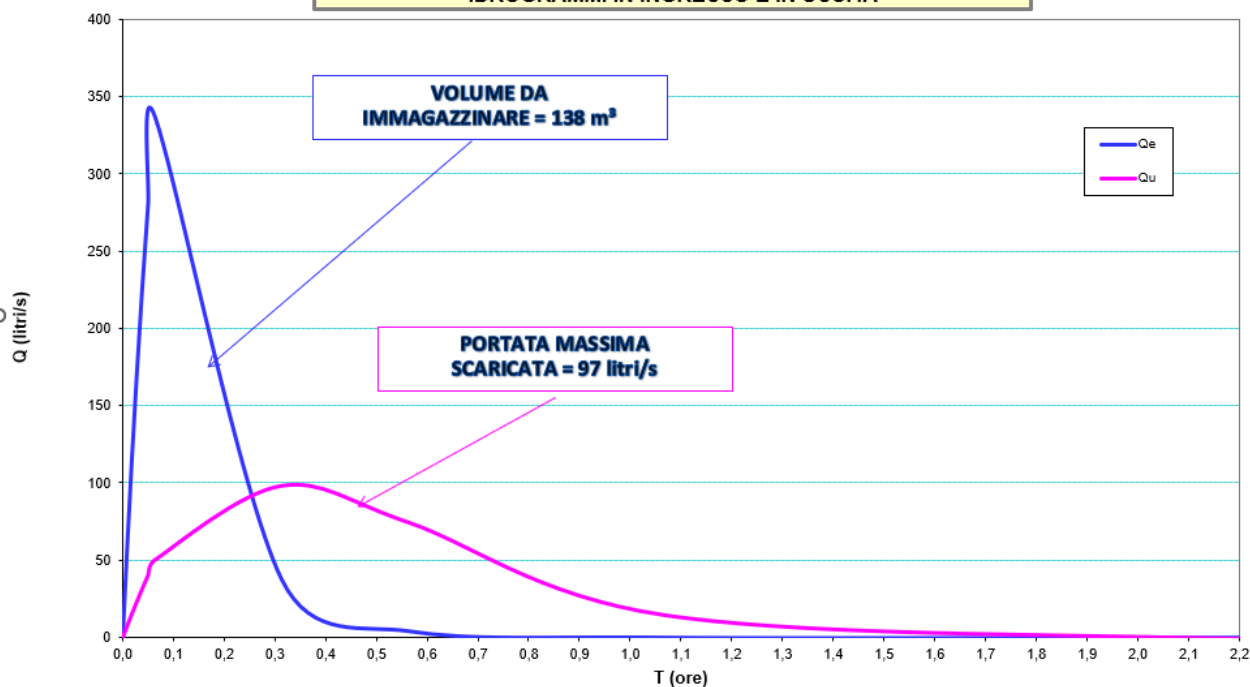
Risolvi



$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

	Qe max		Qu max						Ve totale	Q adm
	337.48	45	97	138	300			VERO	233	97
Δt	Qe	h	Qu	(Qe-Qu)*Δt	S	S*Δh	Obiettivo	Qmax < Q adm	Ve	
[ore]	[litri/s]	[cm]	[litri/s]	[m³]	[m²]	[m³]			[m³]	[litri/s]

DIMENSIONAMENTO DELLA BOCCA TARATA e VASCA VOLANO NORD - IDROGRAMMI IN INGRESSO E IN USCITA -



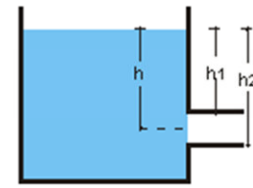
DIMENSIONAMENTO VOLUME DI LAMINAZIONE - Ramo SUD

dimensione bocca tarata:

D= 0,225 m
A= 0,0397 mq
μ= 0,820

$$Q_{out} = Cq \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

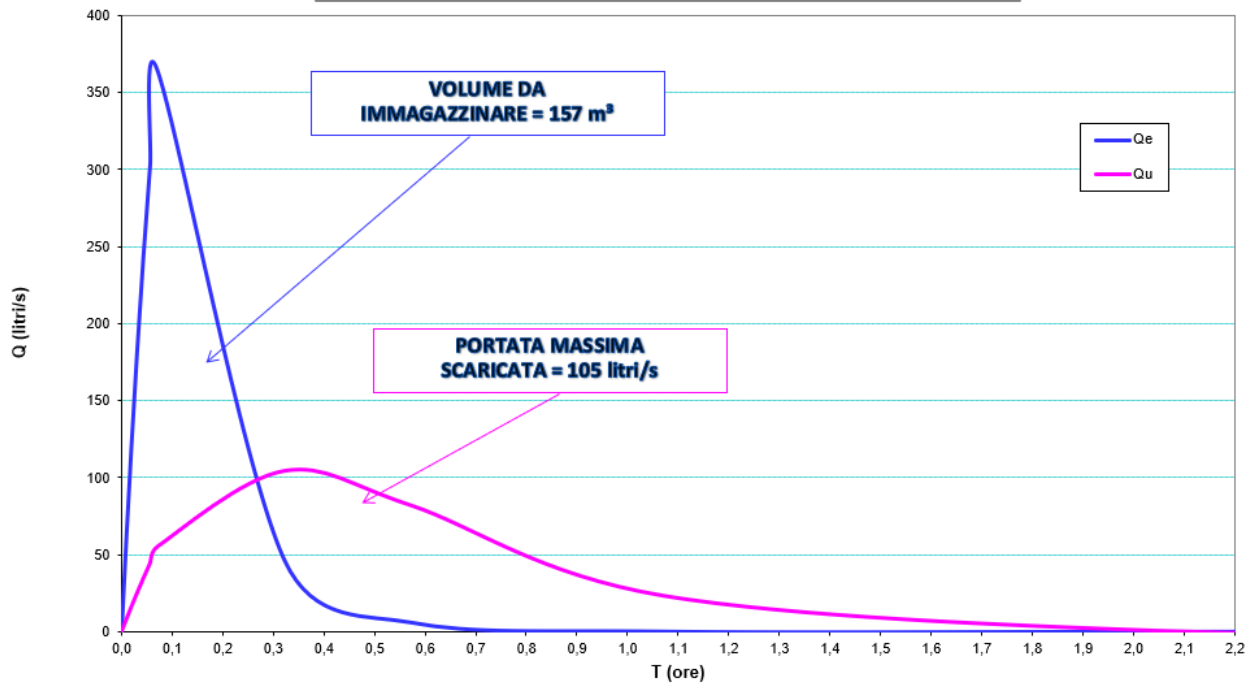
Risolvi



$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

	Qe max		Qu max						Ve totale	Q adm
	364	53	105	157	300			VERO	265	105
Δt	Qe	h	Qu	(Qe-Qu)*Δt	S	S*Δh	Obiettivo	Qmax < Q adm	Ve	
[ore]	[litri/s]	[cm]	[litri/s]	[m³]	[m²]	[m³]			[m³]	[litri/s]

DIMENSIONAMENTO DELLA BOCCA TARATA e VASCA VOLANO SUD - IDROGRAMMI IN INGRESSO E IN USCITA -



7.8 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Sulla base dei calcoli effettuati, è dunque necessario realizzare n.2 vasche interrato, gettate in opera oppure costituite da elementi scatolari prefabbricati in c.a.v. affiancati di dimensioni interne pari a 5 m di larghezza e 60 m di lunghezza, per 0,80 m di altezza (per una superficie complessiva di 300 mq); la capacità utile della vasca NORD e SUD risulta quindi rispettivamente pari a 138 mc (per un battente di 53 cm) e 157 mc (per un battente di 45 cm) con pendenza al fondo pari allo 0,1%.

Ciascuna vasca sarà dotata, nella sezione terminale, di manufatto limitatore di portata per garantire il rilascio massimo di 105 l/s (vasca SUD) e 97 l/s (vasca NORD) costituito da: un pozzetto con griglia antintasamento e luce di fondo di diametro interno pari a 225 mm.

Per motivi di sicurezza (in caso di intasamento della luce di fondo), è stato previsto uno sfioro di troppo pieno sulla parete di sbarramento, posizionato in modo tale da garantire lo smaltimento del massimo livello di invaso pari a 45 cm di altezza liquida (vasca SUD) e pari a 53 cm di altezza liquida (vasca NORD).

A valle della bocca tarata è previsto un pozzetto con tubazione di scarico dotata di valvola antiriflusso a clapet e recapito finale nel vicino canale Fosso Pontecorvo.

Le condizioni di scarico nel canale di ciascuna vasca possono pertanto essere riassunte nel seguente modo:

1. scarico consentito: valvole a clapet aperte e battente $h < D/2$ (vasca volano non in funzione);
2. scarico consentito: valvole a clapet aperte e battente $h \leq 45/53$ cm (vasca volano NORD/SUD in funzione, ovvero inizia ad invasare la portata di piena proveniente dalla fognatura finché il battente risulta inferiore a 45/53 cm);
3. scarico controllato: valvole a clapet aperte e battente $h > 45/53$ cm (vasca volano NORD/SUD) piena e sfioro dal troppo pieno, per mantenere al più il battente di 45/53 cm);
4. scarico impedito: valvole a clapet chiuse (indipendentemente dal battente), entrata in funzione della vasca volano finché lo scarico risulta impedito.

8. CONCLUSIONI

La presente relazione idraulica è stata redatta a supporto delle seguenti richieste:

- ✓ Concessione di copertura su demanio a seguito della realizzazione di n.2 tombamenti carrabili sul Fosso Pontecorvo, nonché deviazione ed escavazione del canale a cielo aperto;
- ✓ Autorizzazione per n.2 immissioni nel Fosso Pontecorvo degli scarichi fognari provenienti dalla nuova lottizzazione.

Riguardo la richiesta di CONCESSIONE PER LA REALIZZAZIONE DEI NUOVI TOMBAMENTI CARRABILI, dalle simulazioni del deflusso a moto permanente della massima portata smaltibile dal Fosso Pontecorvo allo stato attuale e dopo la costruzione dei tombamenti, si desume che tali opere **NON crea alcun aggravio al deflusso. I due tratti tombati saranno realizzati mediante la posa di elementi scatolari in c.a.v. delle dimensioni di cm 250 di larghezza per cm 125 di altezza, posato secondo gli elaborati di progetto** In queste condizioni il franco fra il pelo libero della corrente e l'intradosso dello scatolare risulta maggiore del minimo prescritto (1/3 della luce libera e comunque maggiore di 50 cm) e perciò più che soddisfacente anche nei riguardi di eventuale materiale solido trasportato dalla corrente.

In fase di realizzazione dei tombamenti, dovranno essere particolarmente curate le opere di raccordo con le sponde del fosso, dalla sezione trapezia corrente a quella rettangolare dello scatolare, sia a monte che a valle del tratto tombato per evitare bruschi restringimenti di sezione e incontrollati fenomeni erosivi localizzati. A tale scopo sono state previste delle scogliere in blocchi lapidei, intasate, con faccia esterna ripianata, fondate convenientemente al di sotto del fondo del fosso. Il tutto è meglio rappresentato nelle tavole grafiche allegate.

In merito alla richiesta di AUTORIZZAZIONE ALLO SCARICO DELLA FOGNATURA BIANCA E NERA DEPURATA provenienti dal nuovo insediamento commerciale, in linea con il principio dell'invarianza idraulica, per tutto quanto analizzato nella presente relazione si può concludere, che **le progettate vasche volano consentono di accumulare il volume di pioggia proveniente dalla citata area di interesse, garantendo il rilascio di una portata inferiore a quella scolante prima della trasformazione urbanistica**, nel rispetto del Principio dell'invarianza Idraulica.

□ □ □

Pisa, luglio 2022

I Progettisti

(ing. Fabio Bonacci)



(ing. Iun. Valentina Altieri)

