
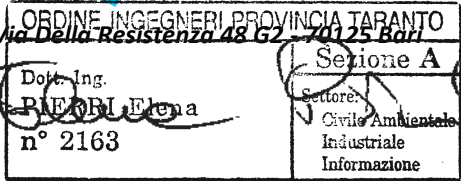



Regione: PUGLIA		Provincia: TARANTO		Comune: GINOSA	
---------------------------	---	------------------------------	---	--------------------------	---

Fondi decreto n°1 del 19 dicembre 2014 del Commissario Delegato ex O.C.D.P.C. n°173/2014



Titolo: RELAZIONE IDRAULICA		Progettisti:  GEO TECNOLOGIE S.R.L.	
Elaborato: B.5	Scala: -		
Data: NOVEMBRE 2019	Codice:	Revisione: 	



1	PREMESSA	2
2	Prescrizioni progettuali	2
2.1	Inquadramento territoriale	2
2.2	Configurazione planimetrica della rete	3
2.2.1	Dimensionamento dei collettori	3
2.2.2	Tempo di concentrazione	5
2.2.3	Coefficiente di afflusso	6
2.2.4	Applicazione e vantaggi del metodo cinematico	7
2.2.5	Verifica tubazione DN 400	10
2.2.6	Verifica tubazione DN 500	11
3	CADITOIE	12
4	VERIFICA RECAPITO FINALE	13
4.1	Stima della portata al colmo di piena per il Torrente Lognone Tondo	14
4.2	Indagine in sito e rilevamenti	16
4.3	Dati di riferimento	18
4.4	Calcolo del profilo di moto	22
4.5	Coefficiente di scabrezza	23
4.6	Condizioni al contorno e condizioni iniziali e sintesi dei risultati	23



1 PREMESSA

Sulla base dei dati reperiti ed elaborati nell'analisi idrologica è stato possibile procedere all'analisi idraulica. Uno studio di questo genere presuppone una modellazione sia teorica che numerica il più consona possibile alla situazione reale, dato la dimensione estremamente contenuta delle aree da servire, il dimensionamento delle tubazioni è stato condotto in regime di moto uniforme.



Fig.1 – Planimetria Bacino collettore

2 Prescrizioni progettuali

2.1 Inquadramento territoriale

L'assetto generale dell'area è stato studiato attraverso l'utilizzo di software GIS sulla base della nuova CTR resa disponibile dalla Regione Puglia attraverso il sito www.cartografico.puglia.it, ed anche attraverso specifici rilievi in sito.

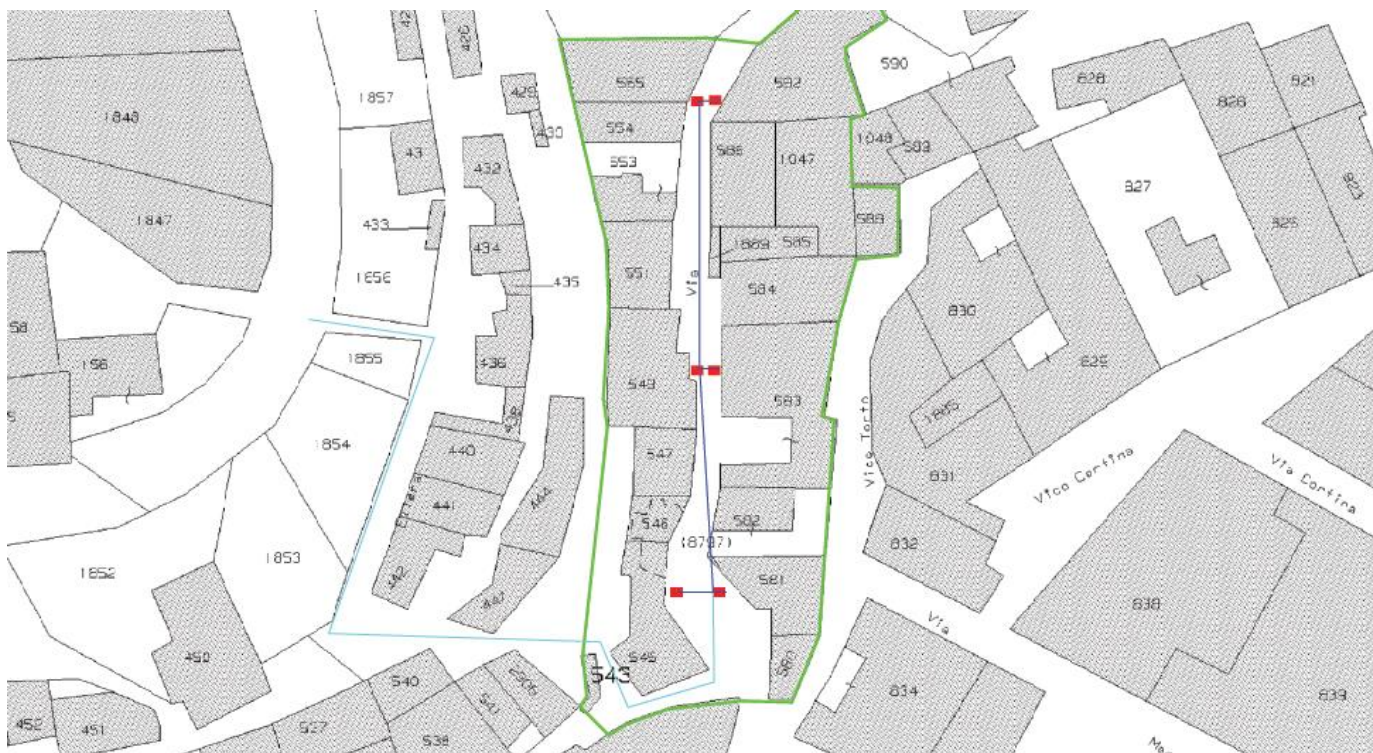
La rete dovrà servire unicamente le superfici indicate nella figura 1, le acque coltate verranno scaricate nel Torrente Lognone previo trattamento di grigliatura e dissabbiatura, che avverrà all'interno di un pozzettone. Si precisa che la rete di progetto è funzionale alla realizzazione degli interventi di messa in sicurezza e che verrà dismessa e/o adeguata al termine dei lavori



di sistemazione definitiva dell'area.

2.2 Configurazione planimetrica della rete

In funzione delle considerazioni rese al paragrafo precedente, la configurazione planimetrica della rete che meglio risponde alle peculiarità progettuali, è quella indicata di seguito.



2.2.1 Dimensionamento dei collettori

Il dimensionamento degli spechi di una rete fognaria richiede la valutazione delle massime portate al colmo che si possono verificare nelle varie sezioni della stessa rete con assegnato tempo di ritorno.

Anche attraverso la completa e sicura conoscenza della distribuzione spaziale e temporale delle piogge sui bacini e del comportamento di ogni singola parte di quest'ultimo, pertanto in un'evenienza assai improbabile, per una dettagliata simulazione dei fenomeni che determinano la formazione dei deflussi di piena in una fognatura occorrerebbe integrare complessi sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali. In tal caso, comunque, l'elevata complessità dei sistemi lascerebbe spazio a numerose indeterminanze.

Il problema nella pratica viene ovviato attraverso l'uso di modelli matematici più semplici, che rappresentano il comportamento globale del bacino offrendo il vantaggio della snellezza e della possibilità di essere definiti in maniera inequivocabile, comunque sempre consigliabili nella pratica progettuale. Difatti detti modelli hanno una struttura molto semplice ed un limitato



numero di parametri e consentono di stimare la portata al colmo in funzione di grandezze descrittive dei fenomeni idrologici ed idraulici che hanno un preciso significato fisico.

Un'ipotesi a base di tutti i modelli comunemente adottati è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo, ovvero l'idrogramma corrispondente a un assegnato pluviogramma dipende soltanto dalle caratteristiche del bacino, ammesse stazionarie ed indipendenti dall'evento e dalla storia pregressa del bacino stesso, e quindi due pluviogrammi di eguale durata che istante per istante sono tra loro in rapporto costante danno origine a due idrogrammi che istante per istante sono tra loro nello stesso rapporto. Vale dunque la sovrapposizione degli effetti.

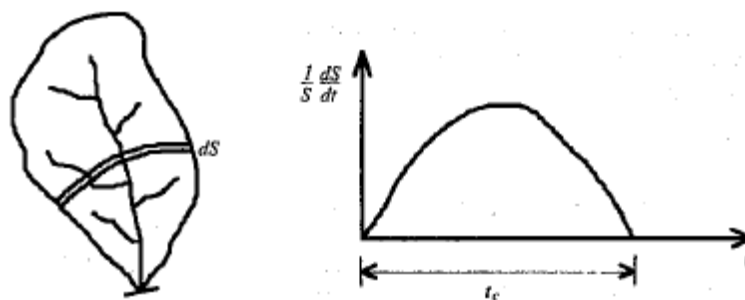
Altra ipotesi assunta per tutti i modelli è che l'afflusso netto sia costante e proporzionale, attraverso il coefficiente di afflusso f , all'intensità media della pioggia di durata t_p ed alla superficie del bacino S .

Tutti i modelli lineari possono pertanto essere espressi nella forma della formula razionale, per cui la portata critica risulterà pari al prodotto del coefficiente f , dell'intensità media della pioggia di durata t_p della superficie del bacino S e dell'integrale dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) (quello generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitamente piccola) calcolato per il t_p che ne rende massimo il valore.

Per il progetto della rete di drenaggio in esame si è scelto il metodo cinematico lineare o metodo della corrivazione, che si basa sulle seguenti considerazioni:

- il tempo che impiega una particella caduta in punto del bacino a raggiungere la sezione di chiusura è invariante e dipende solo dal punto di caduta;
- ne consegue che il tempo di corrivazione (o concentrazione) del bacino è invariante;
- la durata di precipitazione che massimizza la portata al colmo è pari al tempo di corrivazione del bacino.

L'IUH del bacino, come da letteratura, è così rappresentato:





La portata al colmo della piena critica, per ciascun bacino afferente al singolo tronco costituente la rete, assume la seguente espressione:

$$Q_M = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360}$$

Essendo:

Q_M la portata al colmo di piena [m³/s];

φ il valore del coefficiente di afflusso medio del bacino;

i l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione t_c [mm/h];

S la superficie del bacino [ha].

In definitiva, le ipotesi assunte sono le seguenti:

- che il funzionamento dei collettori sia autonomo;
- che il funzionamento dei singoli rami avvenga in condizioni di moto uniforme;
- che la rete abbia un funzionamento sincrono, ovvero i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il massimo valore di portata.

2.2.2 Tempo di concentrazione

Per una fognatura bianca il tempo di concentrazione t_c può essere determinato facendo ricorso al percorso idraulico più lungo della rete fino alla sezione di chiusura considerata. Dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura ed aver delimitato i sottobacini contribuenti ad ogni ramo, il tempo di concentrazione è dato da:

$$t_c = t_a + t_r$$

Ove t_a è il tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità del percorso idraulico più lungo, e t_r è il tempo di rete.

Il tempo di accesso t_a è funzione della pendenza dell'area, della natura della stessa, del livello di realizzazione dei drenaggi minori nonché dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico. I valori normalmente assunti nella progettazione sono compresi tra 5 e 15 minuti; i valori più bassi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggior pendenza, quelli più alti nei casi opposti.



Il tempo di rete t_r è dipende dalle velocità nei tronchi ed è somma dei tempi di percorrenza nei tratti a monte seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Per tale grandezza si assume la seguente formulazione:

$$t_r \cong \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot V_i}$$

2.2.3 Coefficiente di afflusso

Il metodo utilizzato per calcolare il pluviogramma di pioggia efficace ai fini del deflusso è quello di renderlo proporzionale al pluviogramma di progetto mediante il coefficiente di afflusso φ , che rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduta sul sottobacino, considerando in tal modo le perdite proporzionali all'intensità di pioggia.

In fase di progettazione si fa riferimento ad eventi critici che si presentino in un contesto di elevata umidità iniziale del suolo.

Per bacini che presentino una frazione di aree impermeabili $> 0,3$ il valore del coefficiente di afflusso si assume attraverso la seguente formulazione:

$$\varphi = \varphi_{perm} \cdot (1 - I_m) + \varphi_{imp} \cdot I_m$$

Con I_m aliquota di aree impermeabili del bacino effettivamente connesse alla rete di drenaggio calcolata come:

$$I_m = \frac{A_{imp}}{A_{tot}}$$

I valori adottati per φ_{perm} e per φ_{imp} , per la natura delle aree da servire con la rete di fognatura, sono rispettivamente 0,2 e 0,8.

Tipologia urbana	φ
Costruzioni dense	0.8
Costruzioni spaziate	0.6
Aree con grandi cortili e grandi giardini	0.5
Zone a villini	0.30÷0.40
Giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05÷0.10

Valori dei coefficienti d'afflusso in funzione delle varie tipologie urbane (dal Manuale di Progettazione "Sistemi di fognatura"-Centro Studi Deflussi Urbani, Hoepli)



2.2.4 Applicazione e vantaggi del metodo cinematico

Dopo aver individuato la configurazione della rete, dal punto di vista applicativo si procede come segue. Il dimensionamento di un canale di fognatura consiste nel determinare le dimensioni da assegnare allo speco in modo tale che la portata di progetto possa transitare con un tirante idrico tale da assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza. Si fissano preliminarmente forma, pendenza della canalizzazione nell'intervallo tra 0,2% e 5%, materiale con scabrezza corrispondente e grado di riempimento, che per canali circolari deve essere circa pari a 0,70D. Per tal tubazione di primo tentativo si otterrà un certo valore di velocità idrica attraverso le condizioni di moto uniforme che, nella formulazione secondo Chezy sono quelle secondo cui, nota la pendenza i e indicando con A la sezione idraulica e con R il suo raggio idraulico, la portata ammissibile ha la seguente espressione:

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

dove per χ si è assunta la formulazione proposta da Gauckler-Strickler di espressione:

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

in cui K_s , coefficiente di scabrezza, è posto pari a $70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (relativo a pareti di cemento non perfettamente lisciate).

Nel caso in esame per tutti i collettori si è fissata una forma circolare e la pendenza dello 0,5%. Con alla base il calcolo della C.P.P. per l'assegnato tempo di ritorno T , si determina, in corrispondenza della sezione finale di ogni ramo, l'area totale sottesa S ed il coefficiente medio di afflusso ϕ . Si assegna dunque ad ogni ramo il tempo di accesso t_a in base alle caratteristiche topografiche e della tipologia dell'area parziale servita. Si calcola quindi il tempo di concentrazione t_c , che nella sezione terminale di un tratto in progetto è assunto pari al massimo tempo di concentrazione dei rami confluenti a monte più il tempo di percorrenza del tratto stesso; per i tratti iniziali, in cui non vi sono collettori confluenti, t_c si assume pari al tempo di accesso più il tempo di percorrenza. A questo punto si determina l'intensità di pioggia i di durata pari al tempo di concentrazione t_c e, dunque, la portata al colmo di piena Q_M che, in rapporto alle dimensioni precedentemente assegnate, restituirà una certa velocità; se la velocità così calcolata risulta diversa da quella corrispondente alla tubazione di primo tentativo, si variano le dimensioni della condotta (ricalcolando dunque t_c , i e Q_M) fino alla coincidenza. Infine, se le dimensioni del tubo non sono presenti tra quelli esistenti in commercio, si assume il diametro



commerciale immediatamente superiore a quello risultante dal calcolo.

Va poi eseguita una verifica sulle velocità della corrente nelle canalizzazioni, che deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti, sia l'abrasione delle superfici interne, variando, dunque, nell'intervallo 0,5 - 4 m/s, ritenuto ottimale per una fogna pluviale

In merito alle peculiarità del metodo, si nota che, poiché all'aumentare del tempo di concentrazione aumenta la durata della pioggia critica e contemporaneamente ne diminuisce l'intensità media, l'ipotesi di sincronismo va a vantaggio di sicurezza permettendo di considerare delle velocità maggiori delle effettive, un tempo di percorrenza minore e di conseguenza anche un tempo di concentrazione e un'intensità di pioggia maggiore.

Come si nota osservando l'immagine dei sottobacini tributari di ogni singolo collettore in progetto, con la rete fognaria si è previsto di servire tutta la superficie dell'insediamento.

La verifica idraulica è stata eseguita considerando una portata calcolata per un tempo di ritorno di 10 anni.

La scelta di assumere un tempo di ritorno di 10 anni, è stata dettata dalla necessità di garantire una maggiore sicurezza ed in linea con le indicazioni del Ministero dell'Ambiente.

Quanto descritto è rappresentato in forma schematica nella tabella di calcolo di seguito riportata.

TRONCO	Nodo	Coeff. Curva (a)	Espon. Curva (n)	Area Tronco (Ha)	Area nodo (Ha)	Tempo di Corrivaione (ore)	H.max Pioggia (mm)
I - Tronco	Via Matrice	38,55	0,334	0,25	0,25	0,158	20,79

I singoli bacini svilupperanno le seguenti portate di progetto

TRONCO	Nodo	DN Tubazione di calcolo	Pendenza (%)	Lunghezza tronco (M)	Coeff. Deflusso (ψ) = 0,30,98	Portata di progetto mc/s	DN Tubazione commerciale
I - Tronco	Via Matrice	322	0.5	175	0.8	0,06	400

L'ultima colonna evidenzia il diametro commerciale da adottare per il collettore di progetto.



Pertanto si procederà con la realizzazione della tubazione, che viaggerà con pendenza di 0,5%:

DN 400, prevista su via Matrice;

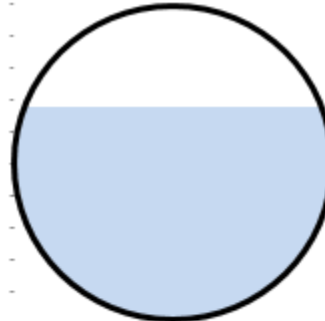
per poi essere convogliata con una tubazione superficiale, data la provvisorietà dell'opera, bloccata localmente alla piattaforma stradale, DN 500 sino al Torrente Lognone.



2.2.5 Verifica tubazione DN 400

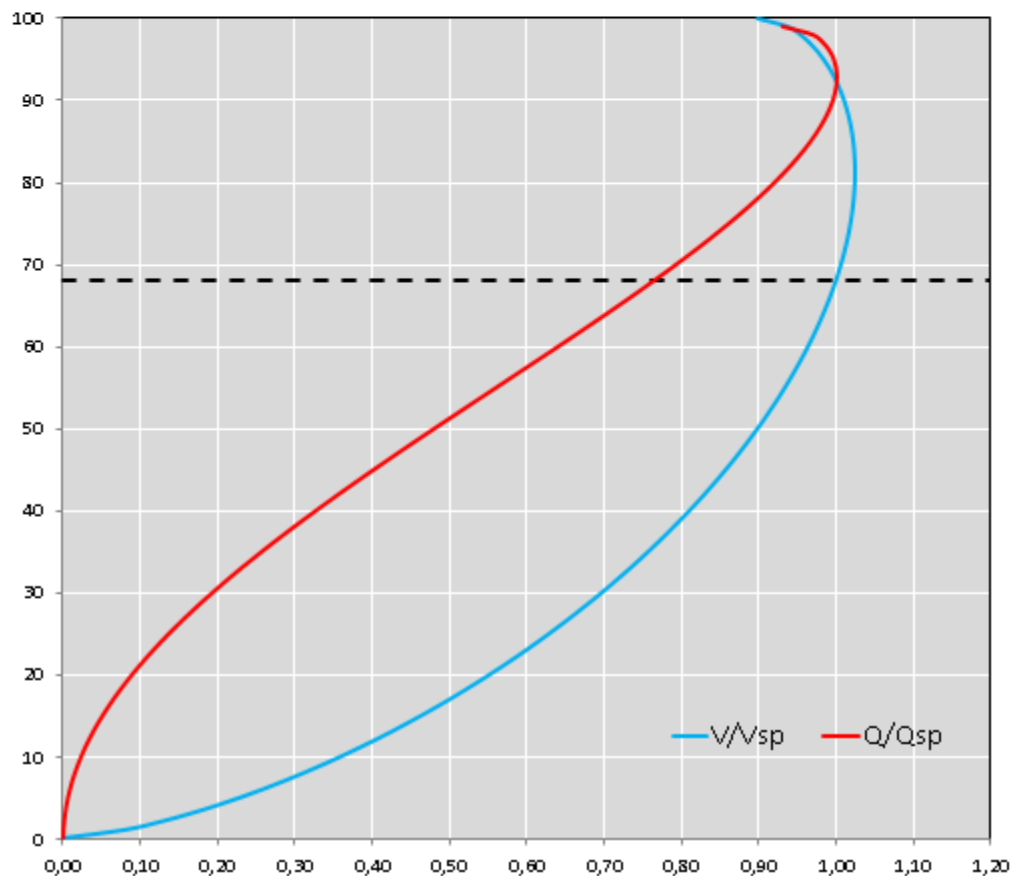
Report:

Diam. esterno (PE-100.4 80)	400,0 [mm]	100%
Diam. Interno	347,0 [mm]	90%
Pendenza	0,50%	80%
Coeff. di scabrosità	95,0	70%
Coefficiente di attrito	64,91	60%
Altezza riempimento	0,2	50%
Velocità	1,464 [m/sec]	40%
Angolo al centro	222,2 [°]	30%
Contorno bagnato	0,67 [m]	20%
Area di deflusso	0,0685 [m ²]	10%
Raggio idraulico	0,102 [m]	0%



Riepilogo:

Diam. esterno (PE-100.4 80)	400,0 [mm]		
Portata di calcolo	0,100 [m ³]	Q max	0,134 [m ³]
Pendenza	0,50%		
Riempimento	68%		

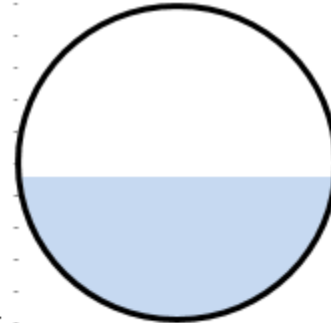




2.2.6 Verifica tubazione DN 500

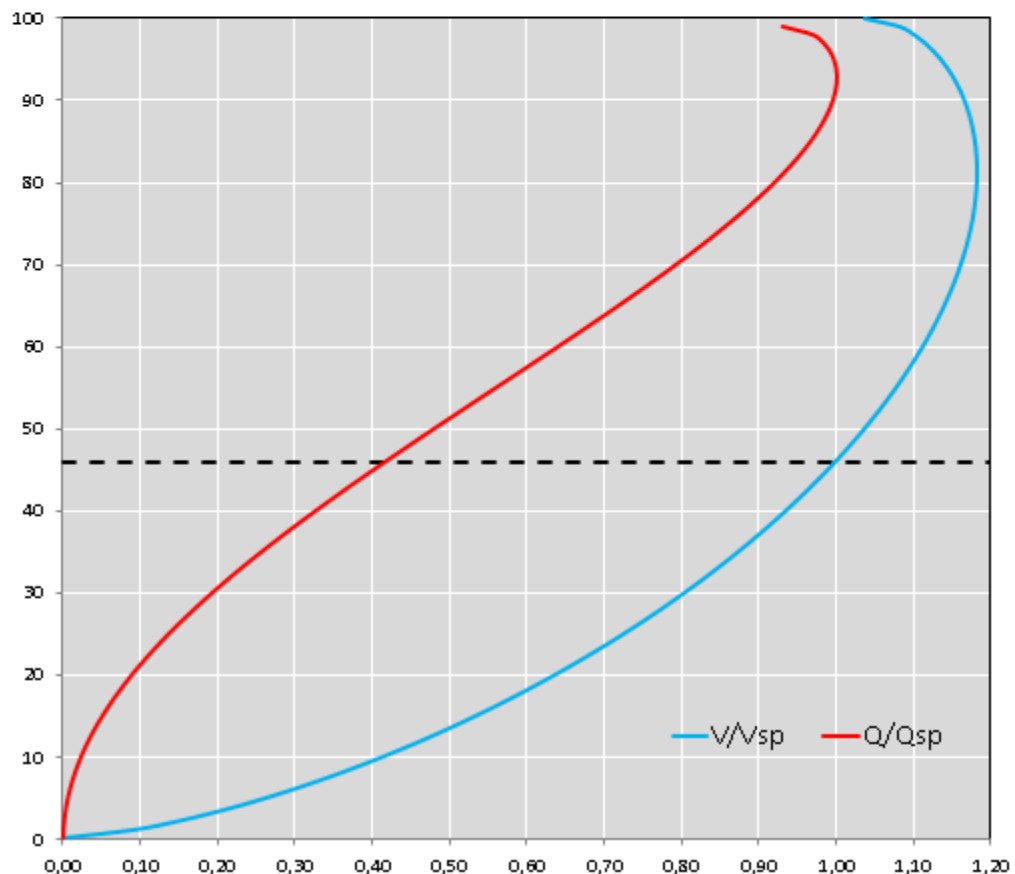
Report:

Diam. esterno (PE-100.4 80)	500,0 [mm]	100%
Diam. Interno	433,0 [mm]	90%
Pendenza	0,50%	80%
Coeff. di scabrosità	95,0	70%
Coefficiente di attrito	64,99	60%
Altezza riempimento	0,2	50%
Velocità	1,471 [m/sec]	40%
Angolo al centro	170,8 [°]	30%
Contorno bagnato	0,65 [m]	20%
Area di deflusso	0,0661 [m ²]	10%
Raggio idraulico	0,102 [m]	0%



Riepilogo:

Diam. esterno (PE-100.4 80)	400,0 [mm]		
Portata di calcolo	0,100 [m ³]	Q max	0,242 [m ³]
Pendenza	0,50%		
Riempimento	46%		

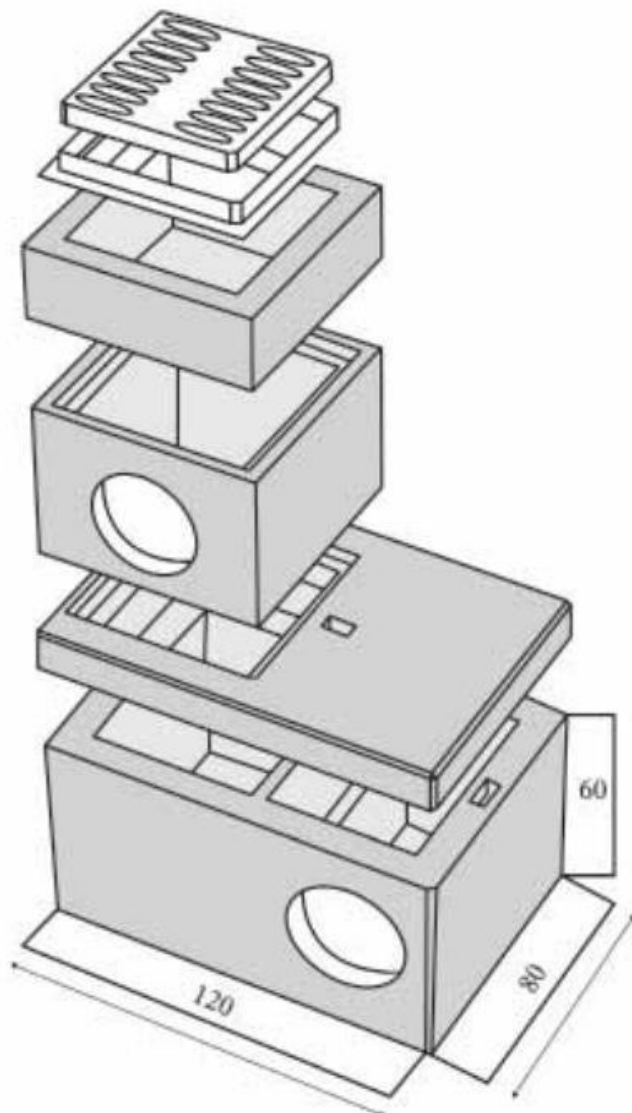




3 CADITOIE

Saranno poste in corrispondenza dell'asse stradale caditoie stradale a doppia tenuta idraulica e meccanica, costituita da un manufatto in conglomerato cementizio per la raccolta, la sedimentazione ed il convogliamento delle acque piovane verso la fognatura. Grazie agli scomparti sifonati evita il passaggio molesto di cattivi odori provenienti dalla fognatura.

Le griglie saranno collegate tra loro a mezzo di una tubazione corrugata a doppia parete del DN 400.





4 VERIFICA RECAPITO FINALE

Al fine di verificare che lo scarico delle acque di dilavamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica, la quota di scarico della tubazione dovrà essere fissata in modo da garantire un franco adeguato rispetto al transito della piena ordinaria nel Torrente Lognone, punto di recapito.

L'area di interesse ricade all'interno del bacino idrografico del Torrente Lognone Tondo.

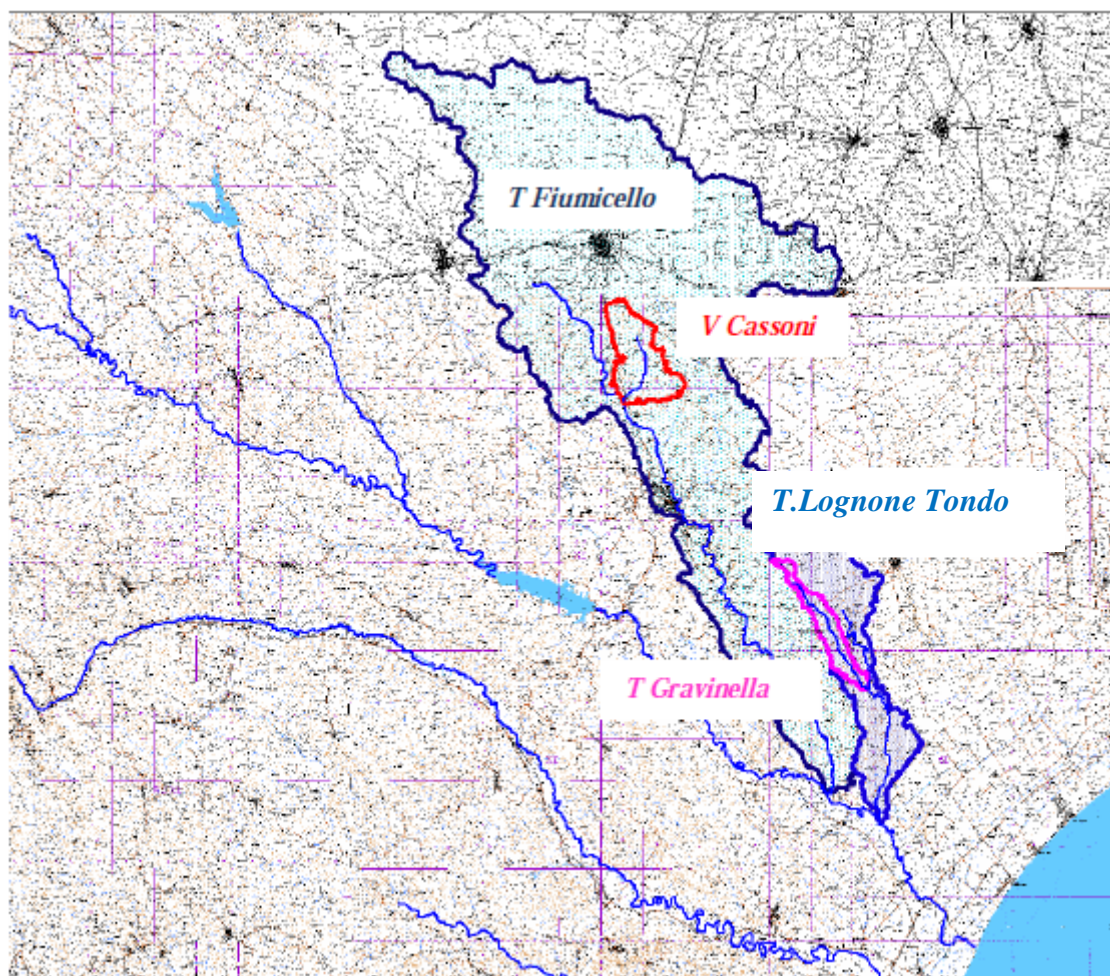


Fig.2 – Delimitazione del bacino del Torrente Lognone



Per il calcolo delle portate si è fatto riferimento allo studio Geologico ed Idrogeologico del territorio del Comune di Ginosa redatto dalla Società Arkè Ingegneria su incarico del Comune di Ginosa.

4.1 Stima della portata al colmo di piena per il Torrente Lognone Tondo

La valutazione delle portate al colmo di piena è stata effettuata secondo la metodologia indicata nell' "Analisi di frequenza delle portate al colmo di piena" VAPI Valutazione delle Piene in Italia GNDICI-CNR. Tale studio indica la possibilità di stima delle portate al colmo di piena, "Q_T", con assegnato tempo di ritorno, "T", come prodotto della piena indice "E(Q)" per il fattore probabilistico di crescita "K_T":

$$Q_T = K_T E(Q)$$

È ben noto che la piena indice, la cui variabilità è fortemente influenzata dall' area del bacino, può essere stimata tramite una legge del tipo:

$$E(Q) = \alpha A^\beta$$

Nel succitato studio VAPI vengono riportate due relazioni per il calcolo della piena indice, relative alle due aree, nelle quali è stata suddivisa la Basilicata, ritenute omogenee ai fini del calcolo della suddetta piena indice:

Area omogenea 1	Area omogenea 2
Bacini del Bradano, Basento, Cavone e Agri	Bacini del Sinni, Lao e Noce
$E(Q)=2.13A^{0.766}$	$E(Q)=5.98A^{0.645}$

Ai fini del calcolo del fattore probabilistico di crescita K_T , in accordo con la variabilità dei parametri geomorfoclimatici, si è suddiviso il territorio in tre zone omogenee (tabella 2) a ciascuna delle quali corrisponde una coppia di valori dei parametri "a" e "b" da inserire nella seguente relazione:

$$K_T = a + b \ln(T)$$

(ln: logaritmo naturale; T: tempo di ritorno)

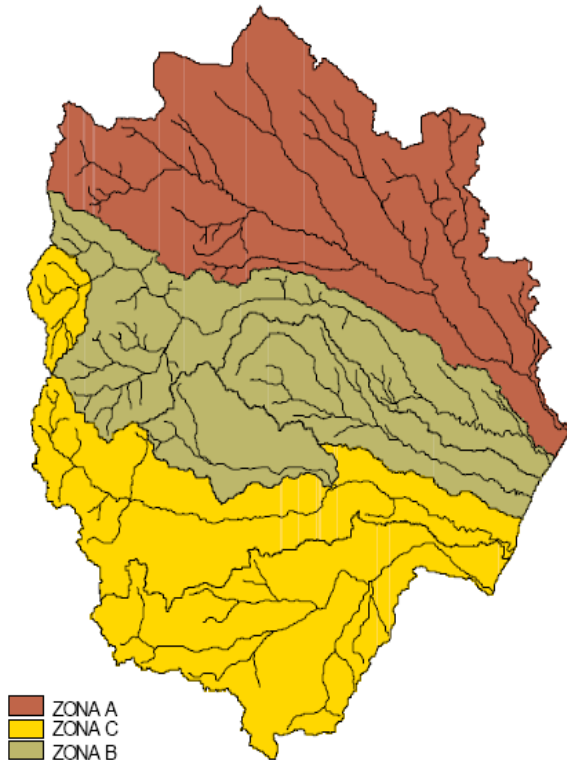


Zona A		Zona B		Zona C	
Bacino del Bradano		Basso bacino del Basento		Bacini dell'Agri, Sinni, Cavone, Noce e alto bacino Basento	
a	b	a	b	a	b
-0.5673	0.9930	-0.2354	0.7827	0.056	0.5977

- ✓ Sottozona A: si identifica praticamente con l'intero bacino del Bradano. Tale bacino è in assoluto quello caratterizzato dalla maggiore aridità di tutta la regione, caratteristica che induce bassi valori di <1 , tra le altre cose, anche a causa del fatto che il suolo è il più delle volte asciutto prima delle piene. Va poi rimarcata la presenza di zone carsiche all'interno del bacino.
- ✓ Sottozona B: comprendente il medio e basso bacino del Basento, le cui caratteristiche sono non molto dissimili da quelle della zona A, anche se il numero medio degli eventi è leggermente maggiore. Ai fini di questa suddivisione, il basso Basento si può approssimativamente far iniziare a valle della città di Potenza.
- ✓ Sottozona C: dove si fa rientrare l'Agri, il Sinni e l'alto bacino del Basento ovvero la zona a monte di Potenza. In quest'ultima sottozona il numero degli eventi piovosi significativi ai fini delle piene è molto maggiore rispetto agli altri bacini del versante ionico.



II LIVELLO - ZONE OMOGENEE



Sottozone omogenee al II livello di regionalizzazione delle piene

In base a tale rapporto il bacino idrografico in studio può essere considerato come appartenente alla sottozona omogenea 1, ai fini della stima della piena indice $E[Q]$, ed appartenente alla sottozona omogenea A ai fini della stima del fattore di crescita K_T .

Si sono quindi utilizzate le seguenti relazioni:

$$E[Q] = 2.13A^{0.766}$$

$$k_T = -0.5673 + 0.9930 \ln(T)$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} \text{ (} T_r=10 \text{ anni)} = 38.8 \text{ m}^3\text{/s}$$

4.2 Indagine in sito e rilevamenti

Per brevità nella trattazione, le informazioni geometriche relative alle sezioni morfologiche



dell'alveo analizzato desunte sulla base della ctr sono rappresentate negli elaborati relativi al calcolo idraulico.

Le indicazioni riguardanti le sezioni di studio sono riportate di seguito.



Fig.3 – Indicazione sezioni di studio Hec Ras



4.3 Dati di riferimento

Determinata la portata di piena decennale per ciascuna delle sezioni di riferimento, si tratta ora di osservarne la propagazione nell' asta oggetto di studio, al fine di aumentare ancora il criterio di sicurezza, e per conferire al modello idraulico la giusta rappresentatività nelle condizioni più gravose, si è assunto di applicare le portate calcolate come sopra, riferite alla chiusura del bacino individuato, già dalla sezione iniziale del tronco idrico, ovverosia in sezioni poste a monte rispetto a quelle di calcolo.

I dati sono stati quindi elaborati ancora con l'ausilio del software GIS e, con lo specifico applicativo Pre-Ras, pre-processore del codice di calcolo *HEC-RAS*, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers*, si è acquisita l'informazione geometrica, georeferenziata, sia delle sezioni di interesse che dell'esatto tracciato plano-altimetrico dell'alveo. Il modello è stato poi implementato con l'inserimento delle strutture di attraversamento.

Va da se, dunque, l'applicazione dello stesso software HEC-RAS nell'affrontare lo studio idraulico. Difatti, la propagazione delle piene in regime permanente rappresenta al meglio il profilo di moto in relazione alle variazioni di pendenza degli alvei, alla diversa tipologia delle sezioni morfologiche ed alla presenza di interferenze sul flusso idrico.

Il tutto con particolare riguardo all'individuazione delle criticità idrauliche degli alvei ed alle relative aree di allagamento connesse ad eventi con i diversi tempi di ritorno di riferimento normativo attraverso una metodologia fisicamente basata.

Di seguito si illustrano brevemente i contenuti del modello applicato.

HEC-RAS è un programma realizzato per simulare la propagazione delle piene attraverso uno schema di calcolo monodimensionale; il software può lavorare in moto permanente o vario e, oltre che analizzare la singola asta fluviale, è possibile prevedere trasporto di sedimenti. Il software dispone di una interfaccia grafica attraverso cui inserire i necessari dati fisici (caratteristiche geometriche dell'asta) ed idraulici (condizioni al contorno e portate di verifica), ed applicare le differenti routine di modellazione, ovvero scegliere le metodologie di calcolo.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, ed inoltre è possibile valutare profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico. Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine



cinetico dell'equazione, sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.

L'equazione che esprime la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = LJ' + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L = lunghezza del tratto di alveo compreso tra le due sezioni successive, "pesata" in funzione della portata defluente all'interno della sezione trasversale su zone con differente coefficiente di attrito (basato sulla equazione di Manning);

J' = pendenza di attrito "rappresentativa" (media) delle due sezioni successive (in caso di moto uniforme sarebbe parallela al fondo e costante);

C = coefficiente di contrazione o di espansione;

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell'ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un'unica altezza del pelo libero e un'unica altezza della linea dell'energia. L'altezza della linea dell'energia è ottenuta calcolando un valore "pesato" dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.

Per calcolare quindi il valore dell'energia per l'intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità (a sua volta "pesato"):

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

In generale si ottiene, per $Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2}$$



Come detto, le perdite continue per attrito sono valutate come il prodotto di

$$J_f \times L$$

dove J_f è la pendenza media delle linee dell'energia tra due sezioni consecutive distanti tra loro L (pesate in funzione delle "portate trasversali").

La pendenza della linea dell'energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l'equazione di Manning, nel modo seguente:

$$J_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

dove K rappresenta il termine di "trascinamento" e quindi influenza le perdite continue; il modello contiene espressioni alternative che possono essere scelte dall'utente.

In particolare l'espressione

$$J_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

è quella di default nel programma.

Le *perdite per contrazione ed espansione*, rappresentative in un certo senso delle perdite localizzate, sono calcolate in HEC-RAS tramite la seguente equazione:

$$h_{ce} = C \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right]$$

dove:

C = coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che vi sia una contrazione, ogni volta che l'altezza cinetica (velocity head) a valle è maggiore di quella immediatamente a monte. Al contrario si assume una espansione, quando la altezza cinetica a valle è minore di quella di monte.

In definitiva l'equazione della energia, al fine della valutazione della incognita ovvero del tirante idrico nella singola sezione, viene applicata in maniera iterativa, secondo il seguente schema, assegnate che siano le condizioni al contorno:

1. viene assunta una altezza del pelo libero nella sezione a monte di quella ritenuta nota (o a valle a seconda se siamo in corrente lenta o veloce);
2. su questo valore ipotetico, si valutano i valori di K e della altezza cinetica;



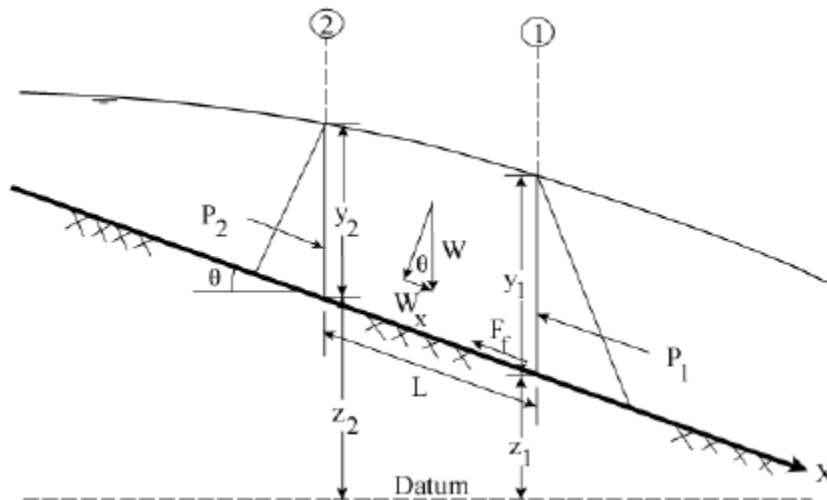
3. viene calcolato il termine J_f e quindi è possibile valutare h_e ;
4. con i valori ricavati, si ricava la altezza del pelo libero nella sezione di monte;
5. si confrontano il valore appena ricavato, con quello assunto al punto 1 e si reitera il calcolo, sino ad una tolleranza di 0.003 m (valore predefinito, modificabile dall'utente).

Il criterio utilizzato per l'assunzione di una altezza iniziale del tirante, varia nell'ambito della procedura, man mano che si sviluppano passaggi successivi. Nel primo passaggio, relativo ai cinque punti descritti, il tirante si basa sulla proiezione di quello della sezione precedente nella sezione in studio. Nel secondo passaggio, invece, è utilizzato il tirante del primo passaggio, incrementata del 70% dell'errore risultante al primo passaggio (altezza calcolata – altezza assunta). Il terzo passaggio e i successivi, sono invece basati su un metodo di proiezione "secante", tendente a limitare la discrepanza evidenziata.

In tutte le situazioni in cui non sia un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico.

L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton ($F = m \cdot a$, ovvero Forza=massa*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni; l'espressione della differenza dei momenti nell'unità temporale tra le sezioni 1 e 2, si esprime con la seguente equazione

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$



azioni esercitate sulla massa d'acqua

dove:

P = spinta sulle sezioni 1 e 2

W_x = forza peso nella direzione del moto

F_f = forza dovuta alle perdite per l'attrito esterno tra 2 e 1

Q = portata

ρ = densità dell'acqua

ΔV_x = cambio di velocità tra 2 e 1 nella direzione del moto.

Risolvendo le varie componenti dell'equazione base, si perviene alla formulazione usata dal modello che la soluzione dell'equazione dei momenti, che risulta essere la seguente:

$$\frac{Q_2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

4.4 Calcolo del profilo di moto

Le ipotesi adottate contemplano uno schematismo di moto monodimensionale in regime permanente. Ciò non soltanto al fine di valutare l'attitudine al deflusso dell'alveo indagato ma, anche, per stimare le eventuali problematiche legate alla mancata capacità di smaltimento.

Sulla scorta dello studio idrologico affrontato e delle portate di piena con tempi di ritorno di 200 anni risultanti, si è definito il profilo idrico ed i tiranti corrispondenti con riferimento al tratto di



alveo studiato ed alle relative sezioni geometriche, sul quale si è altresì delineato il tracciato del reticolo idrografico rinveniente dal rilievo.

4.5 Coefficiente di scabrezza

A vantaggio di sicurezza si sono scelti i valori più elevati dell'indice di scabrezza. Difatti, si è attribuito un coefficiente n di Manning pari a 0,03 ($m^{-1/3} s$), corrispondente a *“Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.”* per l'alveo e le sponde.

4.6 Condizioni al contorno e condizioni iniziali e sintesi dei risultati

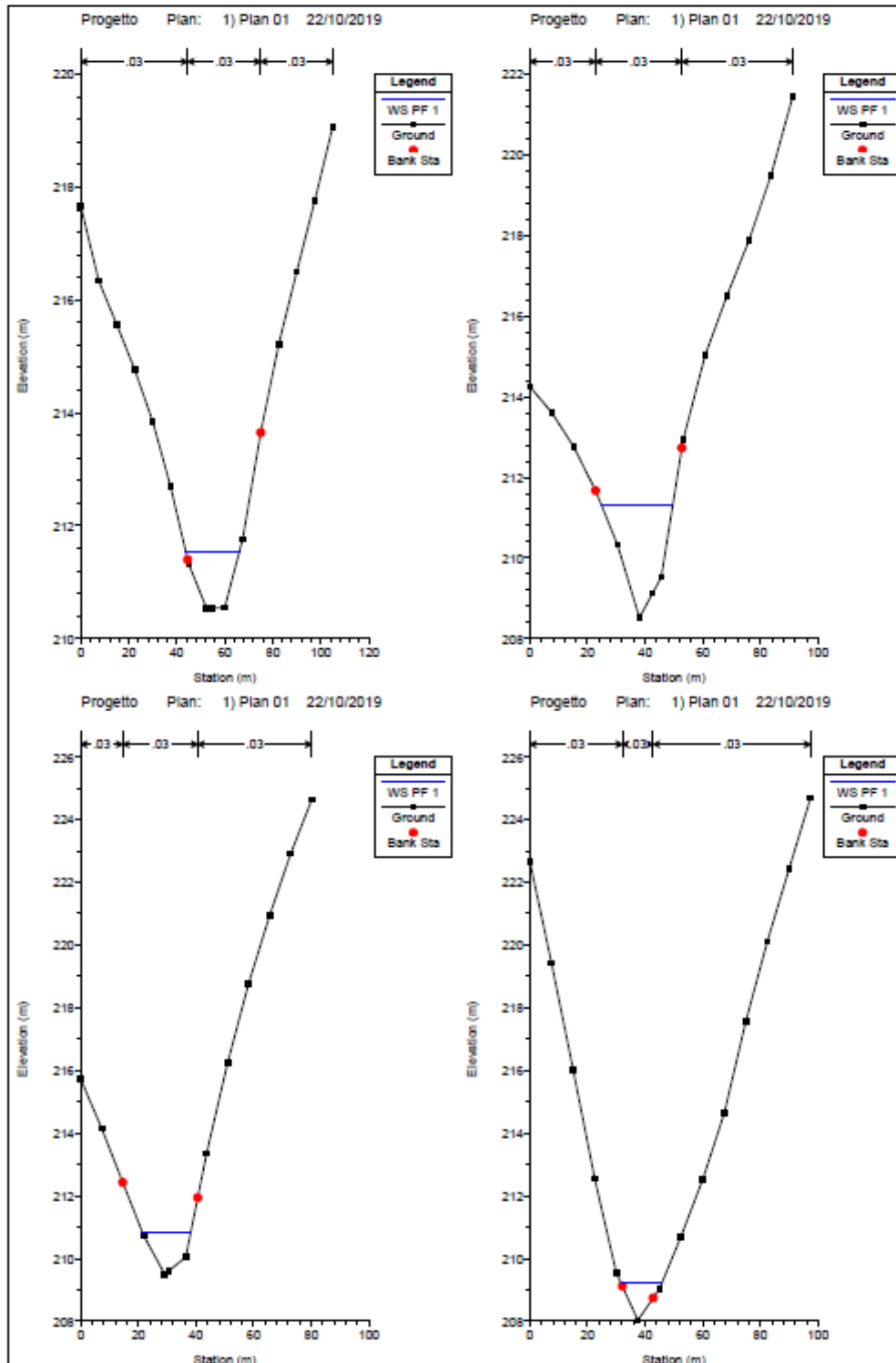
Non conoscendo a priori il regime di corrente idraulica presentato dai canali, si è condotto lo studio in regime di corrente mista, anche al fine di non precludere, all'eventuale passaggio a diversi stati critici, il cambiamento di regime stesso.

Il programma Hec-Ras dispone di quattro differenti opzioni per la definizione delle condizioni al contorno:

1. Known Water Surface Elevations: la condizione al contorno corrisponde ad un valore noto d'altezza d'acqua inserito per ciascuno dei profili da calcolare;
2. Critical Depth: la condizione al contorno viene posta uguale alla profondità critica che il programma calcola per ciascuno dei profili;
3. Normal Depth: la condizione al contorno è uguale alla profondità di moto uniforme che il programma calcola per ciascuno dei profili. In questo caso si deve inserire la pendenza della linea dei carichi totali, che può essere approssimata mediante la pendenza del tratto nel canale a monte;
4. Rating Curve: in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate. La condizione al contorno, per ciascun profilo, viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

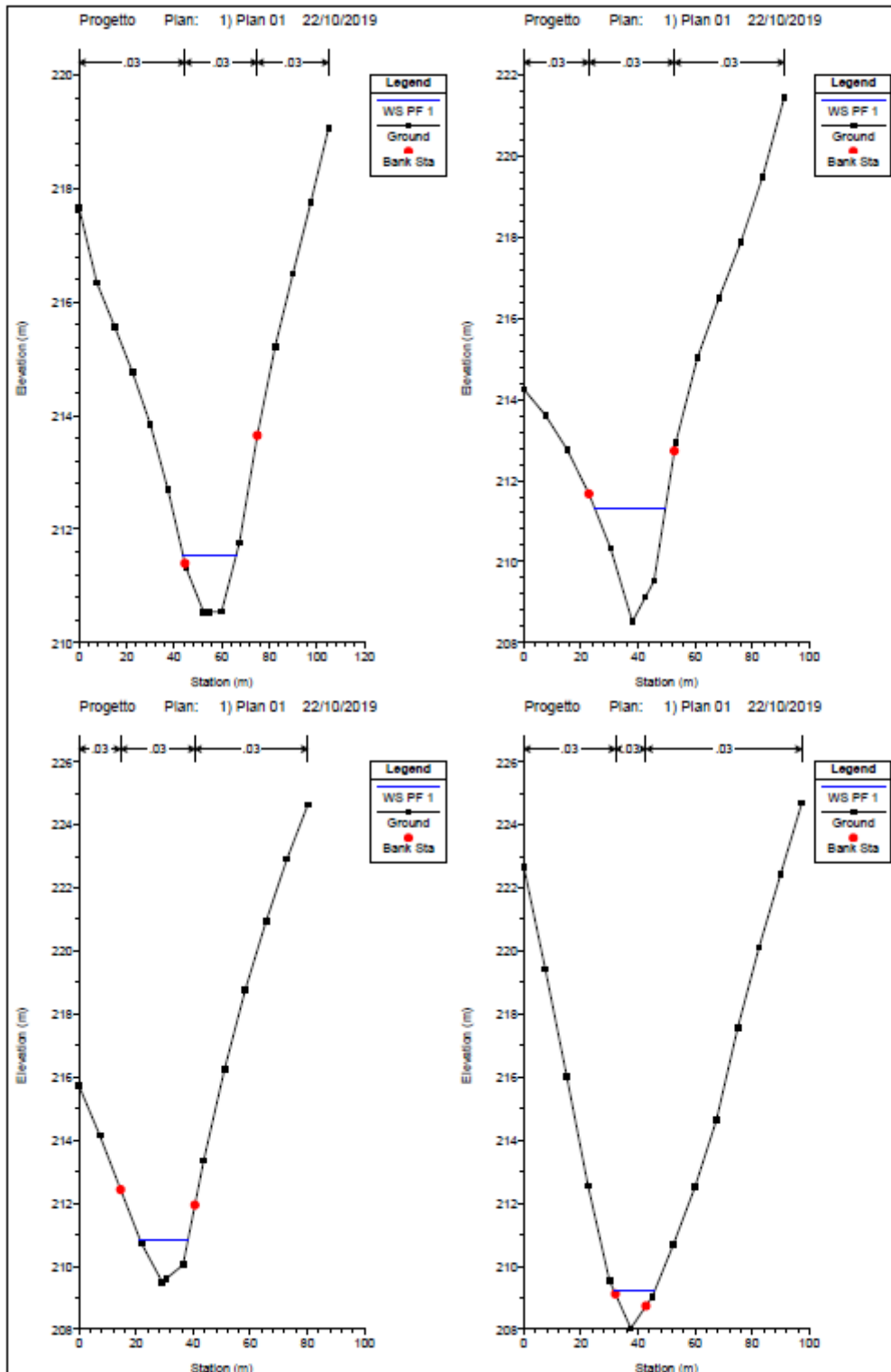
Nel nostro caso, per tutti i progetti, come condizione al contorno, sia di monte che di valle, si è imposta l'altezza critica.

Il tutto risulta evidente consultando i report del modello di calcolo di allegati.



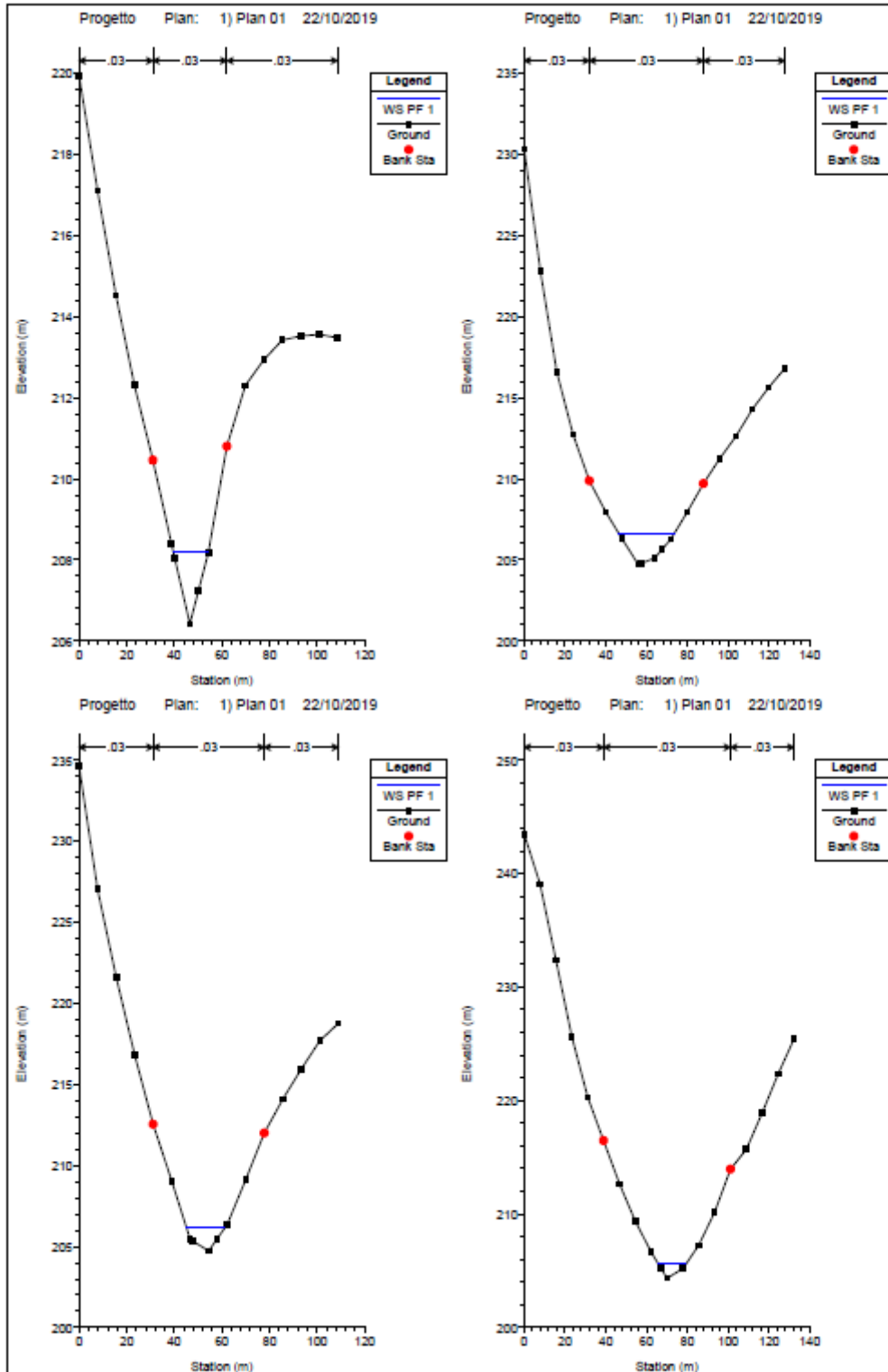


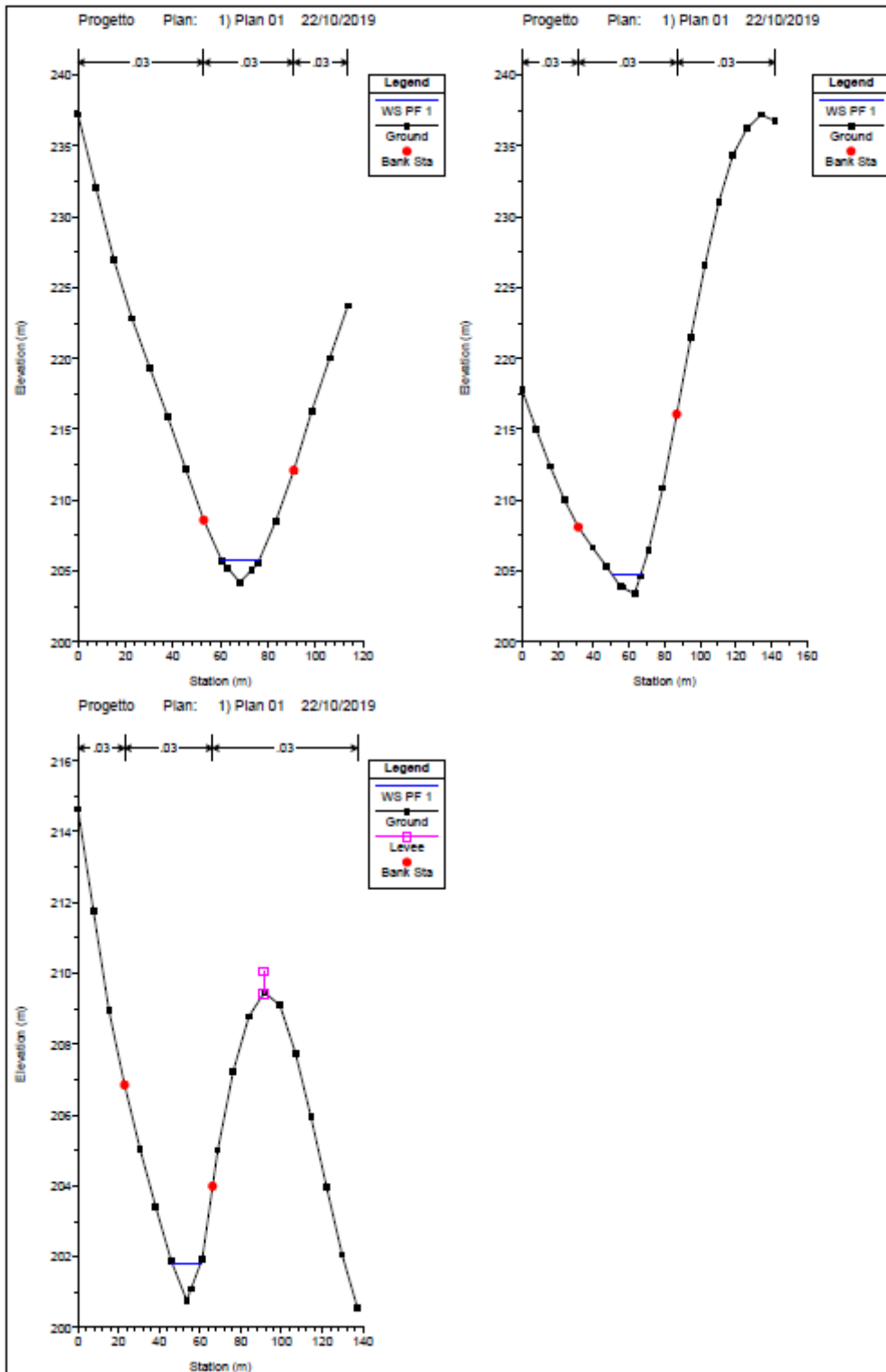
Comune di Ginosa
Ulteriori interventi di messa in sicurezza sul costone di Via Matrice





Comune di Ginosa
Ulteriori interventi di messa in sicurezza sul costone di Via Matrice







Comune di Ginosa
Ulteriori interventi di messa in sicurezza sul costone di Via Matrice

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: T Lognone Tondo Reach: Unico Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Unico	666.1975	PF 1	38.80	210.53	211.53	211.53	211.87	0.009955	2.60	14.97	22.18	1.00
Unico	595.4747	PF 1	38.80	208.52	211.30	210.06	211.36	0.000555	1.02	37.88	24.69	0.26
Unico	540.3557	PF 1	38.80	209.50	210.83	210.83	211.24	0.009684	2.83	13.70	16.77	1.00
Unico	484.0849	PF 1	38.80	208.03	209.22	209.56	210.29	0.030061	4.67	8.72	14.21	1.74
Unico	435.646	PF 1	38.80	207.34	209.42	208.59	209.51	0.000822	1.46	31.72	24.95	0.34
Unico	433.0021	PF 1	38.80	207.05	209.42		209.50	0.001050	1.31	29.58	21.51	0.36
Unico	419.9874	PF 1	38.80	207.82	209.08	209.08	209.45	0.009918	2.69	14.44	19.64	1.00
Unico	396.3715	PF 1	38.80	207.17	208.41	208.60	209.08	0.021474	3.62	10.71	16.59	1.44
Unico	349.1498	PF 1	38.80	206.42	208.19	208.20	208.64	0.009579	2.96	13.10	14.73	1.00
Unico	292.6412	PF 1	38.80	204.72	206.63	205.95	206.71	0.001232	1.26	30.80	27.26	0.38
Unico	245.8807	PF 1	38.80	204.72	206.13	206.13	206.55	0.009616	2.88	13.49	16.00	1.00
Unico	245.4351	PF 1	38.80	204.33	205.56	205.86	206.49	0.028309	4.28	9.07	13.34	1.66
Unico	219.462	PF 1	38.80	204.19	205.83	205.80	206.22	0.008559	2.77	14.02	16.13	0.95
Unico	107.4296	PF 1	38.80	203.40	204.79	204.79	205.20	0.009683	2.86	13.58	16.36	1.00
Unico	11.52615	PF 1	38.80	200.77	201.82	202.23	203.22	0.058937	5.24	7.40	14.04	2.31

Lo scarico avverrà in corrispondenza della sezione denominata RS 396.3715, sezione nella quale la portata decennale transita con un valore del tirante pari a 208.41 m, pertanto lo scarico della tubazione di progetto DN 500 dovrà attestarsi a quota 209.91, garantendo in tal modo il rispetto di un franco di 1.5 m.