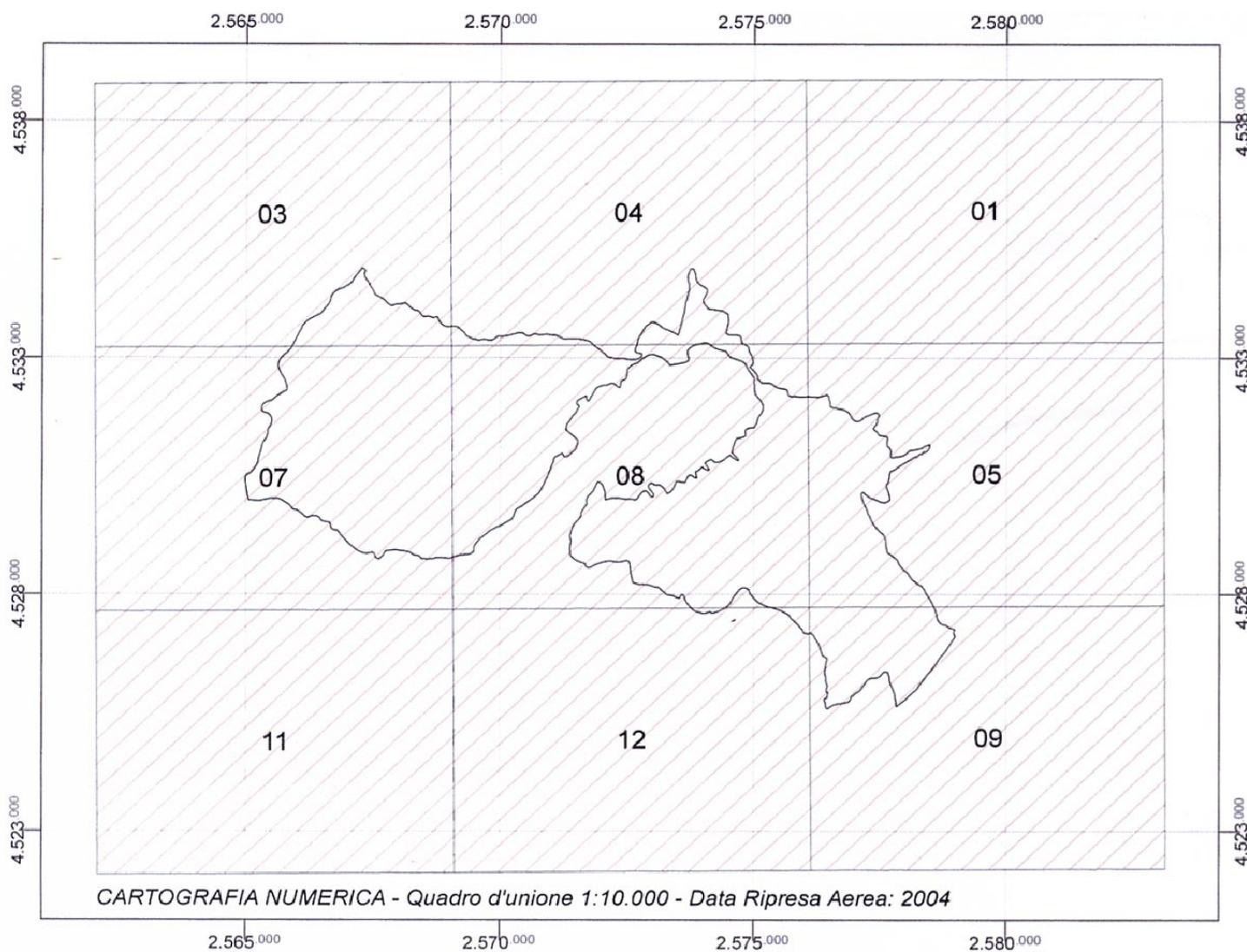




Regione Basilicata - Comune di Rionero in Vulture

REGOLAMENTO URBANISTICO

Studio idrologico e idraulico



Urbanistica

Progettazione:

Arch. Lorenzo Di Lucchio

Ing. Luigi Di Toro

Arch. Leopoldo Strina

Geologia

Progettazione:

Geol. Gennaro Di Lucchio

Geol. Gennaro Di Nitto

Geol. Donato Ramunno

Ing. Donato Nardoza

Responsabile del procedimento Geom. Pasquale D'Urso

data - Luglio 2007

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	IL BACINO IDROGRAFICO.....	3
2.1	Stato dei Luoghi.....	3
3.	CENNI GEOMORFOLOGICI.....	5
4.	ANALISI IDROLOGICA.....	7
4.1	Intensità di Pioggia.....	8
4.2	Tempo di Corrivazione.....	9
4.3	Coeff. di Afflusso.....	9
5.	ANALISI IDRAULICA.....	12
5.1	Il Modello Matematico.....	12
6.	VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	14
6.1	F.so Ciaolino.....	14
6.1.1	Attraversamento S.S. 167.....	14
6.1.2	Attraversamento Via di progetto.....	15
6.1.3	Attraversamento Via di Mezzo.....	16
6.1.4	Attraversamento Via Fontana 1961.....	17
6.2	F.so Colonnello.....	18
6.2.1	Attraversamento S.S.167.....	19
6.2.2	Attraversamento Via di progetto.....	20
6.2.3	Attraversamento Via di Mezzo.....	20
6.2.4	Attraversamento Via Fontana 1961.....	21
6.3	F.so Imperatore.....	22
6.3.1	Intervento risolutore.....	24
6.4	F.so della Signora.....	26
6.4.1	Attraversamento Via Fontanelle.....	26
7.	AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA.....	27
8.	CONCLUSIONI.....	29
9.	APPENDICE.....	31
9.1	Il Modello Matematico.....	31
9.1.1	Implementazione e costruzione del modello.....	31
9.1.2	Ipotesi di calcolo.....	32
9.2	Critica delle Ipotesi.....	33

1. PREMESSA

Con la presente relazione si intendono evidenziare le caratteristiche idrauliche e le eventuali criticità connesse al reticolo idrografico che si estende lungo il versante sud del monte Vulture. Lo studio è finalizzato ad elevare la conoscenza circa lo stato di fatto del sistema di raccolta e scolo delle acque pluviali e, allo stesso tempo, atto a fornire gli elementi conoscitivi per una corretta programmazione delle strategie urbanistiche, nonché per una efficace pianificazione delle eventuali opere ingegneristiche volte alla regimentazione delle acque meteoriche nell'area che attiene al comune di Rionero. Il presente studio vuole, altresì, valutare le criticità idrauliche che, verosimilmente, potrebbero manifestarsi in occasione di precipitazioni di forte intensità e per periodi di riferimento fino a 500 anni. Infatti il rischio idraulico associato a fenomeni di esondazione attiene alle portate di piena che possono formarsi in occasione di eventi meteorici di particolare intensità, persistenza ed estensione territoriale. Le situazioni di rischio sono pertanto riferite ad un concetto di probabilità di accadimento, normalmente misurata in termini di “tempo di ritorno”, definito come il numero medio di anni per il quale la variabile considerata è statisticamente uguagliata o superata almeno una volta.

Ai fini dello studio idrologico, le stime effettuate su tali precipitazioni sono relative ad un periodo di ritorno duecentennale e fanno riferimento ai risultati ottenuti nell'ambito del Progetto VAPI (VALutazione delle Plene) Puglia, redatto a cura del GNDCI (Gruppo Nazionale di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche).

Una volta completato lo studio idrologico, sono state condotte le verifiche idrauliche sulla rete idrografica d'interesse potenzialmente soggetta a criticità. Tale verifica idraulica deve di norma essere condotta in condizioni di moto permanente.

A seguito della verifica idraulica, si è passati all'individuazione delle criticità lungo il reticolo idraulico, in pratica sono stati individuati i tratti del reticolo idraulico principale in cui la sezione idraulica non è sufficiente a smaltire la portata attesa, e quindi alla perimetrazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno. Il tracciamento delle aree inondabili è stato effettuato sulla base dei livelli di piena stimati con lo studio idrologico e la modellazione idraulica per tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

Per la perimetrazione sono state utilizzate le seguenti cartografie:

1. Carta I.G.M. scala 1:25.000;
2. Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000
3. Stralcio aereofotogrammetrico in scala 1:1000

La portata di massima piena con assegnato tempo di ritorno è stata assunta come parametro rappresentativo, per cui la probabilità annua di superamento di tale portata individua la pericolosità stessa.

Nella carta delle fasce di inondabilità sono state perimetrare tre fasce corrispondenti, rispettivamente, al deflusso della massima piena con tempo di ritorno pari a 30 anni (AP: area ad alta probabilità di esondazione), l'involuppo dei fenomeni di inondazione per la portata con tempo di ritorno pari a 200 anni (MP: area a moderata probabilità di esondazione) e, più esterna, le aree di esondazione con tempo di ritorno di 500 anni (BP: area a bassa probabilità di esondazione). La pericolosità per portate superiori, nel caso specifico, è stata ritenuta trascurabile.

2. IL BACINO IDROGRAFICO

Sottesa al monte Vulture¹, massiccio di origine vulcanica che sorge a 1326 metri s.l.m., nel settore nord occidentale della Basilicata, la rete idrografica in esame si estende con un andamento radiale rispetto al cono vulcanico principale e convoglia, attraverso una fitta rete di fossi e valloni, le acque provenienti dal bacino idrografico di monte verso i corpi idrici ricettori posti a valle (torrente La Levata), a loro volta affluenti della fiumara di Atella che ricade nel bacino idrografico dell'Ofanto². Il bacino oggetto di tale studio è costituito da terreni vulcanici riferibili all'attività del Vulture, da terreni sedimentari e da depositi di origine alluvionale.

2.1 STATO DEI LUOGHI

Il sistema di drenaggio urbano del Comune di Rionero è fortemente interconnesso con la rete idrografica naturale e ne influenza sensibilmente l'evoluzione morfologica. La rete idrografica naturale può essere suddivisa in due porzioni differenti, sulla base del carattere idraulico e morfologico:

IL BACINO MONTANO, si estende lungo la zona alta dell'edificio vulcanico, da cui si dirama una fitta rete di solchi piuttosto profondi che, procedendo da ovest verso est, sono denominati:

- Fosso TRENTATRÈ;
- Vallone della CORTE (c.d. fosso CIAOLINO);
- Vallone BRIENZA (c.d. fosso del COLONNELLO);
- Fosso del CORBO (c.d. fosso della SIGNORA);
- Fosso IMPERATORE (che funge da sistema di raccolta delle acque reflue e meteoriche nell'area urbana).

Questi hanno, generalmente, andamento sinuoso con brevi tratti rettilinei e presentano pendenze rilevanti nella parte apicale; sono caratterizzati da una folta vegetazione spondale arborea e cespugliosa che si spinge fin dentro l'alveo attivo, con sezioni di deflusso irregolari e

¹ Il complesso vulcanico del Monte Vulture è ubicato ai confini nord-occidentali della Basilicata, tra i comuni di Melfi e Rionero, in prossimità del bordo occidentale della Fossa Bradanica. I suoi prodotti coprono un'area dell'estensione di circa 100 Km².

incise, dovute essenzialmente all'azione della corrente che, in occasione degli eventi di piena, favorisce l'innescarsi di intensi fenomeni erosivi.

IL BACINO COLLINARE E L'AREA URBANA , in questa area si estende il reticolo di valle, caratterizzato da pendenze decisamente meno acclivi rispetto al parte montana, e dove i valloni e i fossi presentano un andamento meandriforme. Qui la rete di canali ricade in un'area intensamente urbanizzata, dove la pressione antropica ha indotto considerevoli restringimenti alle sezioni di deflusso, con particolare evidenza, in corrispondenza degli attraversamenti stradali e nei tratti in cui, detti canali, sono stati intubati. Nella parte apicale i fossi sono caratterizzati da pendenze rilevanti (25% - 30%) che favoriscono velocità elevate della corrente, capaci di innescare intensi fenomeni di erosione al fondo nonché portate di trasporto solido importanti. In occasione di precipitazioni intense, il materiale trasportato dalla corrente genera, a valle, situazioni di ostruzione parziale della sezione idraulica che ostacolano il libero deflusso delle acque e favoriscono condizioni di sormonto degli attraversamenti stradali e di esondazione dalle sponde d'alveo, con conseguenti danni al tessuto urbano.

In occasione di piogge eccezionali, infatti, saturati i livelli superficiali, le acque di ruscellamento innescano, favorite dalla presenza lungo le pendici dell'edificio vulcanico di depositi piroclastici ovvero di *base surge*, rapide colate detritiche che incidono sui fenomeni di instabilità e dissesto dei versanti e la cui entità, peraltro, risulta di difficile quantificazione. In tale ambito, numerosi sono stati gli interventi antropici sul territorio volti, soprattutto, alla regimazione delle piene attraverso opere permanenti e, in taluni casi, invasive:

- gabbionate spondali in massi (es. f.so del Colonnello, attraversamento di via Fontana 1961);
- canalizzazioni in c.a. di tratti d'alveo allo scopo di regolarizzare e sagomare la sezione (es. f.so del Colonnello, attraversamento di via Mezzo,);
- copertura e intubamento dei fossi per favorire l'espansione urbanistica (es. f.so Ciaolino presso la Zona C10 e f.so della Signora);
- inalveamento dei tratti vallivi e rivestimento degli argini in calcestruzzo di cemento lungo la scarpata interna (es. collettore Imperatore);
- soglie di fondo per mitigare la velocità della corrente e, quindi, il potere erosivo dell'acqua e l'apporto detritidetrico a valle.

EVENTO ECCEZIONALE

Nell'ottobre del 1996, un evento temporalesco di eccezionale intensità, susseguente a piogge verificatesi nei giorni precedenti, provocò ingenti danni agli abitati di Rionero e Atella; nell'occasione, il trasporto solido, alimentato dalle falde detritiche e dagli scoscendimenti dei versanti - considerato che la produzione di sedimenti nel bacino idrografico in oggetto è sempre

² Dopo un primo tratto in cui corre incassato tra i rilievi appenninici ed il complesso vulcanico del Vulture, il bacino dell'Ofanto si estende soprattutto in pianura e riceve l'apporto dei suoi affluenti principali di destra (Fiumara di Atella e Torrente Oliveto) che apportano comunque un modesto contributo idrico.

stata molto elevata – ha determinato l'innalzamento generale del fondo degli alvei generando fenomeni di esondazione, con conseguente attacco da parte della corrente a versanti più vulnerabili di quelli, ormai stabilizzati, costituenti gli alvei originali. Tale situazione era, inoltre, aggravata dai restringimenti causati dall'avanzamento delle arature poste in vicinanza dei fossi e dalla presenza di alcuni attraversamenti sottodimensionati dal punto di vista idraulico, (in particolare lungo i tratti urbanizzati), che provocarono il rigurgito dell'acqua a monte delle strutture stesse, l'innalzamento dei livelli idrici e, pertanto, l'invasione delle sedi stradali.

In diversi tratti, specie del Ciaolino e del Colonnello, la piena non fu contenuta e si manifestarono esondazioni su entrambe le sponde dell'alveo e, in taluni casi, le acque si aprirono lateralmente nuove vie di deflusso, allagando le zone circostanti. Fenomeni di sovralluvionamento e trasporto solido innescarono situazioni di esondazione specie in corrispondenza delle infrastrutture di attraversamento, dove la corrente invase la sede stradale, come ad es. presso la S.S. 167, Via di Mezzo e Via Fontana 1961.

Un caso a sé è, invece, rappresentato dal fosso Imperatore che nell'occasione si è dimostrato insufficiente a smaltire il deflusso superficiale associato alla piena. L'assenza, nel tratto di testa, di opere trasversali e di contenimento (briglie, traverse, soglie di fondo, vasche di dissipazione) in grado di mitigare la cinetica delle acque e di contenere i corrispondenti livelli idrici ovvero di intercettare e convogliare le acque all'interno del collettore, fece in modo che la piena, accompagnata dall'eccezionale trasporto di detriti, si riversasse sulla strada (ndr. via Guido Rossa), abbattendosi sull'abitato. Nelle zone colpite si registrarono ingenti danni ai fabbricati e alle colture; danni che sono da ricondursi non solo all'eccezionalità delle precipitazioni ma, soprattutto, all'assenza di una corretta e regolare attività di manutenzione del reticolo idrografico, che, ancora oggi, è carente - come testimoniato dal rilievo fotografico riportato nel seguito, in cui si evidenzia la proliferazione incontrollata di vegetazione fin dentro l'alveo attivo, rappresentando un ostacolo permanente al regolare deflusso delle acque.

3. CENNI GEOMORFOLOGICI

La rete idrografica sopra descritta ricade nell'apparato vulcanico del Monte Vulture, ubicato nella porzione nord-occidentale della Basilicata. Quest'ultimo, in particolare, caratterizzato dall'affioramento di lave e prodotti vulcanici di natura piroclastica, dà luogo a morfologie molto diverse in funzione delle caratteristiche di erodibilità dei prodotti lavici e vulcanici in genere passando da forme aspre ed accidentate, con pendenze elevate dei versanti laddove si riscontrano prodotti lavici litici o ad elevata coesione, a forme più dolci e pendenze blande nelle aree di affioramento dei depositi sciolti o debolmente coerenti, facilmente erodibili.

Nelle aree di valle, in concomitanza di eventi pluviometrici particolarmente intensi, lo smaltimento delle acque alimentate dalle aree di monte del bacino idrografico diventa

estremamente difficoltoso, tale da provocare, in molti casi, eventi di allagamento, causando ingenti danni alle colture locali e agli agglomerati urbani. In tali settori, sia di valle e sia pedemontani, l'attività antropica negli ultimi decenni si è fortemente sviluppata con interventi e opere che spesso hanno aggravato lo stato di dissesto geologico-idraulico del territorio, come ad esempio le deviazioni dei corsi d'acqua e le tombature in ambito urbano dei fossi.

I valloni e i solchi formati lungo i fianchi del vulcano sono quasi tutti caratterizzati da un regime estremamente variabile (di tipo torrentizio), con magre estive e deflussi importanti ed improvvisi in inverno che conferiscono al territorio una evoluzione praticamente continua e intensa, la quale sembra ancora molto lontana da provvisori equilibri naturali. Tale versante è caratterizzato da una scarsa piovosità (600-700 mm/anno) e da ampie coperture boschive che conferiscono al territorio un livello di dissesto abbastanza contenuto.

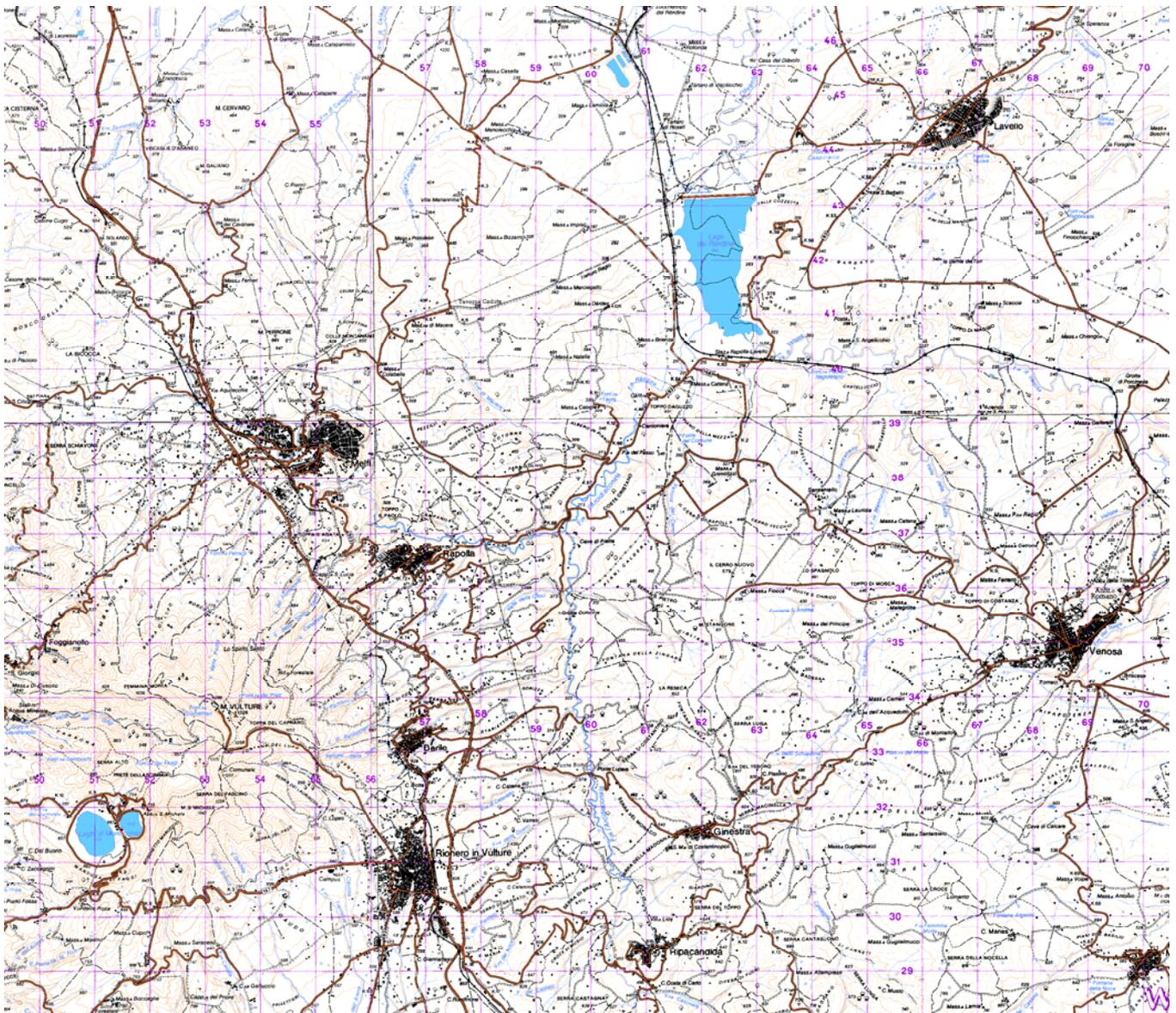


Fig. 1 - Corografia dei luoghi

4. ANALISI IDROLOGICA

Per quanto attiene l'analisi idrologica per la determinazione della portata di pioggia massima, si è fatto riferimento ai risultati ottenuti nell'ambito del Progetto VAPI (VALutazione delle Plene) – Puglia a cura del GNDCl (Gruppo Nazionale di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche).

Per i calcoli di verifica idraulica per tempo di ritorno assegnati, sono state utilizzate solo le portate di pioggia per tutti i fossi oggetto di studio, anche per quanto riguarda il fosso Imperatore visto che, a seguito dei lavori in corso, il collettore funzionerà solo per la regimazione delle acque di pioggia.

Assumendo che sia accettabile l'ipotesi di isofrequenza tra afflussi e deflussi, la portata con periodo di ritorno pari a 200 anni è stata calcolata attraverso la nota formula razionale:

$$Q_C = \frac{A \cdot I_C(t, T_R) \cdot C_{CN}}{3.6}$$

dove:

Q_C = portata al colmo (mc/s)

I_C = altezza di pioggia netta (mm/h)

A = superficie del bacino (kmq)

C_{CN} = coefficiente di deflusso (-)

t = tempo di pioggia

T_R = tempo di ritorno (anni)

Il divisore correttivo 3.6 serve a convertire le unità di misura. In particolare, la formula razionale, nel modo in cui è scritta, fornisce la portata in mc/s, esprimendo l'area del bacino in kmq e l'intensità di pioggia in mm/h. Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino.
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T_R di quello dell'intensità di pioggia critica " I_C ".
- la pioggia ha una durata " t " pari a quella del tempo di corrivazione " t_C ".

Il tempo di corrivazione rappresenta l'intervallo di tempo, dall'inizio della precipitazione, oltre il quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale. Con t_C si è indicata, quindi, la durata critica rispetto alla quale calcolare il massimo annuale di pioggia areale³.

³ Vale la pena far notare come, per bacini piccoli il coefficiente di riduzione areale sia, di fatto, pari a 1. Considerato anche il fatto che tale fattore è sempre ≤ 1 , nella verifica in esame lo si è posto pari a 1, commettendo un errore (in eccesso, e quindi conservativo) di minima entità.

4.1 INTENSITÀ DI PIOGGIA

Per la stima dell'intensità di precipitazione con assegnato tempo di ritorno è stata utilizzata la metodologia VAPI, che adotta la seguente legge intensità-durata, specifica della zona in cui si trova il bacino: $I = K_T \alpha t^{\eta-1}$ [mm/h]

K_T : fattore di crescita probabilistico;

α ed η : parametri relativi alle curve di probabilità pluviometriche medie areali.

In pratica, la dipendenza dal periodo di ritorno è assegnata mediante la distribuzione di K_T , mentre i coefficienti della legge intensità-durata sono caratteristici della specifica zona in cui si trova il bacino. La distribuzione del fattore di crescita è alla base della metodologia adottata nel progetto VAPI, che fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione dei massimi annuali delle piogge e delle portate al colmo. Facendo riferimento all'informazione idrologica disponibile sul territorio, in termini di densità spaziale di stazioni di misura e di numerosità campionaria delle serie storiche, le altezze di precipitazione giornaliere, rilevate alle stazioni pluviometriche, il VAPI ha individuato 6 sottozone omogenee dal punto di vista pluviometrico.

La zona in esame ricade nella sottozona omogenea n. 4, in cui la Curva di Possibilità Pluviometrica risponde alla seguente equazione:

$$h(t) = 24,70 t^{0,256}$$



Fig. 2 – Sottozone omogenee.

Per quanto concerne il fattore di crescita, per assegnato tempo di ritorno, per la sottozona omogenea n. 4, si ha la seguente formula:

$$K_T = 0,5648 + 0,415 \ln T$$

I valori costanti del fattore di crescita ricavati dalla formula su esposta sono:

T (anni)	2	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500
K _T (SZO n.4)	0.85	1.23	1.52	1.81	1.90	1.98	2.10	2.19	2.48	2.76	3.14

4.2 TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per la valutazione dell'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena (intensità critica) è stato utilizzato l'approccio proposto da Giandotti, secondo cui la portata di massima piena generata dalle piogge si ottiene per precipitazioni di durata pari al tempo di corrivazione. Il tempo di corrivazione dipende dalle caratteristiche morfologiche del bacino e dalla sezione oggetto di studio. La formula proposta da Giandotti per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino t_c [ore] è la seguente:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A_b} + 1,5L_a}{0,8\sqrt{Z_m - Z_0}}$$

Dove:

A_b = area bacino [kmq]

L_a = lunghezza dell'asta principale del bacino [km]

Z_m = quota media del bacino [m.s.l.m.]

Z_0 = quota della sezione di chiusura del bacino [m.s.l.m.]

4.3 COEFF. DI AFFLUSSO

Il coefficiente di deflusso esprime la capacità di infiltrazione del bacino, per cui dipende dalle caratteristiche del suolo, dalle condizioni di umidità precedenti all'inizio dell'evento di pioggia, nonché dalle caratteristiche fisiche del bacino (copertura, estensione, permeabilità eccetera). Il metodo impiegato nel presente studio è quello del "Curve Number" CN, del *Soil Conservation Service* [SCS, 1972]. Tale metodo determina l'infiltrazione cumulata riferita all'intero fenomeno di piena attraverso l'applicazione della nota equazione di bilancio:

$$P_{eff} = Q = P - P_{loss}$$

in cui P_{eff} , P_{loss} e P rappresentano rispettivamente i volumi di pioggia netta, persa e totale per l'evento in esame, e Q il deflusso superficiale corrispondente.

Con l'ausilio del metodo CN (Curve Number), si è visto che il rapporto tra il volume affluito e il volume perduto per infiltrazione è, mediamente compreso tra 0,5 e 0,65.

Il parametro *CN* è un fattore decrescente della permeabilità e risulta legato a:

1. tipologia litologica del suolo;
2. uso del suolo;
3. grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato.

Per quanto riguarda la natura del suolo, l'SCS ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi:

Tabella 1 - Classificazione dei tipi idrologici di suolo secondo il metodo SCS-CN

<i>Tipo idrologico di suolo</i>	<i>Descrizione</i>
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

È da sottolineare che il metodo per quanto basato su considerazioni circa l'andamento temporale delle perdite nella formulazione originaria è stato proposto per stimare il deflusso relativo all'intero fenomeno di piena e risulta quindi del tutto equivalente ad un metodo di stima del coefficiente di afflusso.

$$C_{CN} = \frac{P}{P_{eff}}$$

I valori riportati in questa tabella si riferiscono alla condizione di umidità precedente all'inizio dell'evento di tipo standard - *Antecedent moisture condition* (AMC classe 2) in letteratura -.

Per condizioni antecedenti all'evento molto umide (AMC tipo 3) si adotta la seguente relazione:

$$CN_{III} = CN_{II} / (0,43 + 0,0057 \times CN_{II})$$

Sulla base di quanto sopra esposto e considerando un suolo di **tipo C** con scarsa capacità di infiltrazione a saturazione, a favore di sicurezza, si sono assunte condizioni di suolo molto umide (AMC tipo 3) prima dell'evento che, tuttavia, sono tipiche dei periodi invernali durante i quali sono più frequenti le precipitazioni di carattere eccezionale.

Parametri metodo CN Ciaolino, Colonnello, Signora e Imperatore		Parametri metodo CN Imperatore – tratto urbano	
CN III	84	CN III	88
I	4.84	I	3.46
S	48.38	S	34.64

Dove la depurazione iniziale *Ia* è stata assunta pari a *S/10*.

I risultati dell'analisi idrologica sono consultabili in allegato alla presente relazione.

Nella tabella seguente sono riportate le principali caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici di interesse in corrispondenza delle sezioni indagate:

Corpo ricettore	Sezione	Ubicazione	A_b	L_a	Z_0	Z_{max}	Z_m	tc
-	-	-	[km ²]	[km]	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	[ore]
f.so Ciaolino	Sez A1	SS167	1.34	2.8	658	1100	879	221
f.so Ciaolino	Sez A2	Via di Mezzo	1.54	3.9	594	1100	847	253
f.so Ciaolino (confluenza)	Sez A3	Via Fontana 1961	1.62	4.5	576	1100	838	262
f.so Colonnello	Sez B1	SS167	0.24	1.1	652	780	716	64
f.so Colonnello	Sez B2	Via di Mezzo	0.48	2.3	593	780	687	94
f.so Colonnello	Sez B3	Via Fontana 1961	0.55	2.7	571	780	676	105
f.so della Signora	Sez C1	IMBOCCO	1.86	3.6	668	1100	884	216
f.so della Signora	Sez C2	SS167	1.89	3.8	658	1100	879	221
f.so della Signora	Sez C3	Via Fontanelle	2.60	5.4	566	1100	833	267
f.so Imperatore	Sez D1	Inizio collettore	0.32	1.1	680	815	748	68
f.so Imperatore	Sez D4	via M. Rigillo	0.50	1.5	660	815	738	78
f.so Imperatore	Sez D6	Via Pesaro	0.66	1.8	651	815	733	82
f.so Imperatore	Sez D10	Via Garibaldi	0.74	2.0	636	815	726	90
f.so Imperatore	Sez D17	P.zza Fortunato	0.89	2.3	622	815	719	97
f.so Imperatore	Sez D20	Via Galiano	1.13	2.7	616	815	716	100
f.so Imperatore	Sez D24	Diramazione Depuratore	1.41	3.2	588	815	702	114
f.so Imperatore	Sez D27	Canale a sezione trapezia	1.57	3.6	572	815	694	122
f.so Trentatre (confluenza)	Sez E1	Via Fontana 1961	1.85	3.7	576	1100	838	262
f.so dell'Arena	Sez F1	Via Fontana 1961	3.50	4.1	560	1100	830	270

Tabella 2 – Dati relativi all’analisi idrologica

Dove:

A_b = area bacino [kmq]

L_a = lunghezza dell’asta principale del bacino [km]

Z_0 = quota della sezione di chiusura del bacino [m.s.l.m.]

Z_{max} = quota massima del bacino [m.s.l.m.]

Z_m = quota media del bacino [m.s.l.m.]

lc = altezza di pioggia (mm/h)

5. ANALISI IDRAULICA

Dal punto di vista strettamente idraulico le verifiche sono state effettuate attraverso l'applicazione di un modello afflussi-deflussi basato sulla teoria tempo-area e con l'ausilio di un modello idraulico per la soluzione delle equazioni del moto a pelo libero ovvero in pressione, in base al caso di studio. Si è deciso di concentrare l'attenzione in corrispondenza delle sezioni fluviali dove le opere di regimazione e gli attraversamenti stradali hanno indotto un ragguardevole restringimento alla sezione di deflusso della corrente e, pertanto, meritevoli di uno studio più approfondito. Come si evince dalla planimetria allegata, le sezioni di attraversamento insistono sulla S.S.167, Via di Mezzo, Via Fontana 1961 e Via Fontanelle.

Sulla scorta delle risultanze derivanti dall'applicazione della metodologia VAPI, sono stati determinati i valori di portata al colmo di piena per tempo di ritorno $T_R = 30, 200$ e 500 anni per ciascuna sezione fluviale oggetto di indagine.

5.1 IL MODELLO MATEMATICO

L'analisi idraulica circa i fossi Ciaolino, Colonnello e della Signora è stata condotta con deflusso a moto permanente mediante una procedura di calcolo basata sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale con l'ausilio del software HEC-RAS⁴ distribuito dal WRCS (Water Resources Consulting Service) per conto dell'US Army Corps of Engineers (si rimanda in Appendice per maggiori informazioni).

Il sistema di calcolo in modo permanente è concepito per applicazioni nella sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e per gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno in caso di esondazioni dei corsi d'acqua. Nei calcoli idraulici si è tenuto conto dell'effetto di ostruzione indotto dagli attraversamenti, delle elevate scabrezze in gioco e, inoltre, è stato possibile valutare il cambiamento nelle caratteristiche di moto dovuto alla rettifica della sezione fluviale. I calcoli sono stati eseguiti considerando il deflusso dell'acqua in condizioni miste (è il programma che calcola di volta in volta se il moto è super-critico o sub-critico, ovvero in condizioni di corrente a carattere (veloce) o fluviale (lento); il valore del numero di Froude lungo le differenti sezioni è variabile a secondo se la corrente è lenta o veloce.

L'interferenza con i deflussi di piena da parte degli attraversamenti (ponti) che intersecano i vari fossi è stata schematizzata, nel modello matematico di simulazione, come condizione di deflusso di tipo libero e/o in pressione ("culvert") più stramazzo (nel caso di sormonto); la geometria dei ponti è caratterizzata dai valori delle rispettive luci libere di deflusso, dalle quote

dell'estradosso/intradosso e dalle dimensioni della luce sfiorante, rilevate nel corso della campagna topografica. Nelle simulazioni sono stati considerati, cautelativamente, i seguenti valori del coefficiente di scabrezza n di Manning:

- per il fondo alveo e i tratti di sponda intensamente vegetati, $n = 0.6 \text{ m}^{1/3}$
- per il fondo alveo e i tratti di sponda moderatamente vegetati, $n = 0.04 \text{ m}^{1/3}$
- per le aree golenali è stato assunto un valore di n compreso tra 0.08 e 0.12 $\text{m}^{1/3}$, in funzione della geomorfologia circostante.

Per quanto riguarda, invece, la verifica idraulica del fosso Imperatore, il carattere idraulico e la necessità di analizzare eventuali casi di moto in pressione, ha suggerito l'utilizzo di Marte DEFLUX, che implementa il codice di calcolo SWMM (Storm Water Management Model) sviluppato dall'US EPA (United States Environmental Protection Agency) per la modellazione dinamica del processo afflussi-deflussi usato per simulare quantitativamente e qualitativamente un evento di pioggia singolo oppure di lungo periodo principalmente in aree urbane.

Nell'occasione è stato utilizzato la componente Extran⁵ che permette il calcolo e la modellazione delle reti di fognatura in moto quasi dinamico e consente di studiare: fenomeni di rigurgito, flusso a pelo libero o in pressione, inversioni di flusso, ingressi/uscite di portata.

È importante tener presente che, in fase di modellazione idraulica, i fenomeni di trasporto solido non sono stati oggetto di studio; tuttavia sono stati adottati opportuni coefficienti di scabrezza, con cui si è tenuto conto della fitta vegetazione presente in alveo. Infine, ipotesi assolutamente non trascurabile, la verifica idraulica è stata condotta considerando sia i tratti intubati e sia le sezioni fluviali libere e non interessate da fenomeni di occlusione, che altrimenti comporterebbero effetti peggiorativi e, verosimilmente, un significativa alterazione dei risultati con situazioni di rischio assai più critiche.

I risultati dello studio idraulico sono consultabili in allegato alla presente relazione.

⁴ Hac-Ras (Hydrologic Engineering Service - River Analysis System) distribuito dal WRCS (Water Resources Consulting Service) per conto dell' US Army Corps of Engineers, è un software di modellazione digitale per la soluzione dell'equazione monodimensionale per il calcolo del profilo del pelo libero in condizioni di moto permanente.

⁵ Extran è il componente idraulico di SWMM 4.40 (Storm Water Management Model) per il calcolo dinamico della propagazione del fluido nelle reti a pelo libero, basato sulla risoluzione completa delle equazioni di De Saint Venant che governano il fenomeno idraulico. Extran risolve le equazioni di De Saint Venant che governano il fenomeno idraulico utilizzando il metodo 'dynamic wave simulation' (Roesner, L.A. et al,1988). Il modello di risoluzione idraulica utilizzato è quasi dinamico poiché effettua il calcolo della rete per passi di tempo successivi, ricalcolando le condizioni al contorno all'inizio di un nuovo periodo di simulazione.

6. VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

6.1 F.SO CIAOLINO

Il fosso è caratterizzato principalmente da alveotipo monocursale sinuoso con tratti rettilinei. Per quanto concerne la geometria delle sezioni fluviali, l'alveo è inciso, le sponde sono generalmente ripide e coperte da alberi e cespugli che vanno diradandosi verso valle e sporadicamente sono riconoscibili orli di argini golenali.

Il fosso è caratterizzato da uno spiccato regime torrentizio che alterna periodi di siccità a periodi di piene di discreta intensità. Nel tratto esaminato sono presenti tre attraversamenti stradali, che determinano un apprezzabile restringimento della sezione di piena e favoriscono situazioni localizzate di erosione principalmente spondale e di deposito sul fondo.

Di seguito si esaminano gli attraversamenti che sono ubicati, da monte verso valle, lungo il profilo del fosso, evidenziandone il carattere idraulico nonché la presenza di eventuali criticità che vanno ad influenzare il normale deflusso della corrente per tempi di ritorno $T_r = 200$ anni.

6.1.1 Attraversamento S.S. 167

Dall'analisi dei risultati si evince che la portata duecentennale è ben contenuta all'interno delle sponde lì dove il fosso ha conservato la profondità e la configurazione originali. Le criticità idrauliche emergono in prossimità delle opere d'arte e, in particolare, in corrispondenza del tratto in cui l'alveo è stato intubato per circa 200 metri con una tubazione metallica a sezione circolare ($d=1.800$ mm), la quale ha inizio immediatamente a valle dell'attraversamento stradale della S.S.167.

L'opera comporta un notevole restringimento della sezione idrica nonché una forte interferenza al deflusso delle portate in caso di piena e all'evoluzione morfologica dell'alveo. Sulla base della verifica idraulica condotta, la sezione del tubo non risulta in grado di smaltire la portata duecentennale (15,3 mc/s); in tale situazione si presume un effetto di rigurgito con conseguente innalzamento dei livelli idrici immediatamente a monte dell'attraversamento, nonché un funzionamento in pressione, sebbene parziale, del tratto intubato. Benché il tirante calcolato in fase di simulazione si mantenga al di sotto dell'estradosso del ponte per circa 30cm, tale situazione è, tuttavia, prossima alle condizioni di sormonto.

L'ostruzione, anche parziale, della luce di deflusso provocherebbe l'innalzamento dei livelli idrici a tergo del ponte, con conseguente interessamento della sede stradale. Tale condizione di rischio rende ancor più necessaria la manutenzione all'imbocco per l'asportazione

del materiale detritico e la predisposizione di pennelli trasversali per trattenere eventuali materiali grossolani che possano ostruire ovvero danneggiare il manufatto.



Fig. 3 – Sez. a monte dell'attraversamento su S.S.167



Fig. 4 – Sez. terminale del tratto intubato in Zona C10

In aggiunta, si dovrebbe prevedere una batteria di briglie selettive in serie, che offra maggiori garanzie per quanto concerne la protezione dell'attraversamento e benefici certamente più consistenti circa la trattenuta del trasporto solido e il contenimento dei livelli idrici; lo scopo infatti è di trattenere non solo i massi di grandi dimensioni, ma soprattutto i materiali ingombranti, come ceppaie e tronchi d'albero, che potrebbero essere causa di ostruzione. In ogni caso, il corretto funzionamento delle briglie di trattenuta (o briglie selettive) è necessario prevedere un'adeguata manutenzione sia della struttura, sia del volume disponibile al deposito, rimuovendo periodicamente il materiale sedimentato a tergo. A tale scopo bisognerebbe garantire l'accessibilità alle macchine operatrici.

6.1.2 Attraversamento Via di progetto

L'attraversamento stradale, in c.a. precompresso, si sviluppa su unica campata di luce pari a circa 25m senza che vi siano pile in alveo.



Fig. 5 – Tratto a monte dell'attraversamento



Fig. 6 – Vista da monte dell'attraversamento.

Sulla base della verifica idraulica, non si ravvisano elementi di criticità e, sebbene la strada non sia in esercizio, il manufatto è apparso in buono stato e non sembra in grado di

determinare restringimenti apparenti della sezione di piena ovvero di innescare fenomeni di sormonto. Si può affermare che, in questo tratto, il grado di interferenza dovuto all'opera stradale è pressoché nullo, sia rispetto al deflusso della piena e sia rispetto all'evoluzione morfologica dell'alveo.

6.1.3 Attraversamento Via di Mezzo

In questo tratto il fosso presenta un profilo abbastanza sinuoso, caratterizzato da sinuosità irregolare e da un alveo totalmente ingombro da vegetazione cespugliosa e arbustiva. L'attraversamento, in cattive condizioni manutentive, ha muri di spalla in pietra e comporta un visibile restringimento della sezione di deflusso sebbene la larghezza della luce sia abbastanza corrispondente a quella dell'alveo attivo.



Fig. 7 – Sez. subito a monte di via di Mezzo



Fig. 8 – Tratto a valle di Via di Mezzo

La quota di intradosso del manufatto (c.a. 3,0m) è sensibilmente più bassa dei cigli spondali e offre discreti margini di sicurezza in occasione della portata duecentennale (16,9 mc/s); infatti il corrispondente tirante idrico si mantiene a 2,10m dall'intradosso della struttura. La presenza della tubazione di acquedotto, situata sotto l'intradosso del ponte, riduce il franco di sicurezza a 1,0m.

Le sponde appaiono stabili e con una tendenza all'avanzamento contenuta; la folta presenza di vegetazione in alveo, che testimonia l'assenza di una opportuna e periodica attività di manutenzione, se da un lato mitiga la cinetica della corrente dall'altro favorisce l'innalzamento dei livelli idrici e, a maggior ragione, in prossimità dei punti in cui si hanno restringimenti della sezione fluviale. Pertanto, una corretta pulizia del fondo alveo, a monte e a valle del manufatto, migliorerebbe l'efficienza idraulica del l'opera di attraversamento che, tuttavia, presenta un livello di rischio modesto, specie se confrontato con quello delle restanti sezioni indagate.

6.1.4 Attraversamento Via Fontana 1961

L'attraversamento è situato a valle della confluenza tra il f.so Ciaolino e il f.so Trentatre, per cui insiste sul vallone dell'Arena e solo per comodità di trattazione è esaminato in questo paragrafo. L'attraversamento è in discrete condizioni, ha muri spondali in c.a. che inducono un restringimento evidente della sezione del fosso, specie in termini di altezza, provocando situazioni di deposito sia a monte che a valle della struttura. L'accumulo è ulteriormente incoraggiato da una ragguardevole espansione della sezione immediatamente a valle del manufatto, nonché dalla presenza di una soglia di fondo che, riducendo la pendenza, comporta un abbattimento localizzato delle velocità favorendo il deposito dei detriti trasportati dalla corrente. Su sponda sinistra è situata un'opera di difesa longitudinale costituita da gabbionate metalliche poco rinverdite, che protegge la stessa dall'erosione.

La sezione, già ristretta, è anche attraversata da due condotte metalliche idrico-fognarie, di cui una di grosse dimensioni (diametro 400mm), la cui presenza aumenta il livello di attenzione e impone un franco di sicurezza più severo. Dalla simulazione di calcolo idraulico, risulta un margine di 0,90m rispetto alla sommità inferiore del manufatto in occasione della portata duecentennale.



Fig. 9 – Sez. immediatamente a monte del manufatto



Fig. 10 – Tratto a monte dell'attraversamento



Fig. 11 - Sez. a valle di via Fontana 61



Fig. 12 – Espansione a valle dell'attraversamento

Nel complesso, la tendenza evolutiva dell'erosione è evidente soprattutto in corrispondenza della sponda sinistra e si osservano fenomeni di approfondimento del fondo

solo a monte dell'attraversamento. Appare stringente la rimozione del materiale detritico e dei rifiuti ingombranti, nonché la messa in opera di gabbionate rinverdate anche a monte del manufatto al fine di stabilizzare le sponde d'alveo e contrastarne l'avanzamento.

L'attraversamento è abbastanza lontano dagli insediamenti urbani ed eventuali esondazioni interesserebbero prevalentemente aree agricole; tuttavia la strada su cui ricade l'opera è oggetto di un traffico veicolare con tendenza all'aumento.

6.2 F.SO COLONNELLO

Il fosso è caratterizzato da alveotipo monocursale sinuoso con tratti rettilinei. Nella parte apicale appare inciso e profondo, mentre nel tratto urbano non è sempre possibile distinguere l'alveo dall'area golenale, in quanto la superficie urbanizzata e le colture sono soventi a ridosso del fosso. Tale aggressione è particolarmente evidente nella zona commerciale c.d. CIR, dove una serie di fabbricati sono stati edificati proprio sul tracciato del fosso, causandone la completa interruzione e costringendo le acque pluviali a disperdersi utilizzando la strada Enrico Mattei come via di fuga, che a sua volta le "canalizza" fino alla via Potenza (ndr. Ex S.S.93), generando ovvio intralcio al traffico veicolare nonché grave pericolo per la pubblica incolumità.



Fig. 13 - Interruzione fosso Colonnello sulla S.S.93 Fig. 14 - Attrav. f.so Colonnello su S.S.93 interrotto

In secondo luogo, il trasporto solido proveniente da monte ha inevitabilmente provocato il progressivo interrimento del fosso, a ritroso, fino all'opera di attraversamento di via Fontana 1961, aumentando il rischio di sormonto del manufatto e l'area soggetta a eventuale alluvionamento.

Nella parte pedemontana si osservano tendenze all'approfondimento a valle delle opere d'arte, mentre la tendenza al deposito è evidenziata, solo localmente, a tergo dei restringimenti dove, l'innescarsi di fenomeni di rigurgito favorisce l'erosione spondale e la parzializzazione della sezione di deflusso. L'azione erosiva della corrente interessa, principalmente, le sponde; in ogni caso, le portate di magra non producono importanti instabilità, poiché le sponde presentano una fitta vegetazione cespugliosa e arbustiva che conferisce un benefico effetto stabilizzante e protettivo.

6.2.1 Attraversamento S.S.167

Nel tratto in esame l'alveo è abbastanza approfondito e ha una larghezza di circa 3,0 metri, con sponde ripide e sufficientemente stabili. L'attraversamento non è in asse rispetto alla direzione della corrente, influenzando così l'evoluzione morfologica del fosso e contrastando il flusso della corrente. Il restringimento indotto dalla struttura è rilevante e, la capacità di smaltimento delle acque è minacciato dall'avanzamento delle colture e dalla vegetazione che, fino alla scorsa estate, ostruivano la sezione di deflusso (come si evince dalle foto sotto riportate) quasi completamente.



Fig. 15 - Sez. immed. a monte dell'attraversamento



Fig. 16 - Es. avanzamento delle colture in alveo

Grazie all'intervento della Comunità Montana, la corretta delimitazione delle colture, associata ad operazioni di risagomatura dell'alveo nel tratto a monte del manufatto, e l'accurata rimozione dei sedimenti ha permesso di ripristinare l'officiosità idraulica dell'attraversamento.



Fig. 17 - sez. di attraversamento dopo gli interventi



Fig. 18 - Pulizia del fosso a monte del manufatto

Sebbene la tubazione di fognatura sia di intralcio al libero deflusso, tali interventi hanno permesso di pervenire a condizioni di sicurezza e sufficienza idraulica della sezione.

In considerazione della ridotta estensione del bacino scolante che produce una modesta portata di piena a 200 anni (3,4 mc/s), i livelli idrici derivanti dal calcolo idraulico non sono tali da indurre rischi di sormonto della struttura. Tuttavia è consigliabile compiere con periodicità il taglio, l'estirpazione e l'allontanamento dall'alveo dei materiali di rifiuto provenienti dalle attività

umane, poiché, in occasione di eventi eccezionali e in presenza di suolo imbibito, l'incremento dei livelli di falda contribuisce all'aumento delle portate superficiali.

6.2.2 *Attraversamento Via di progetto*

L'attraversamento stradale, in c.a. precompresso, si sviluppa su unica campata di luce pari a circa 15 m senza che vi siano pile in alveo. Sulla base della verifica idraulica, non si ravvisano elementi di criticità e, sebbene la strada non sia in esercizio, il manufatto è apparso in buono stato e non sembra in grado di determinare restringimenti apparenti della sezione di piena ovvero di innescare fenomeni di sormonto. Si ravvisa una folta presenza di vegetazione arborea e arbustiva che ne impedisce l'accesso e riduce l'officiosità idraulica della struttura. In ogni caso si può affermare che, in questo tratto, il grado di interferenza indotto dall'opera è molto basso, sia rispetto al deflusso della piena e sia rispetto all'evoluzione morfologica dell'alveo.

6.2.3 *Attraversamento Via di Mezzo*

In questo tratto il fosso presenta un profilo abbastanza sinuoso, caratterizzato da sinuosità irregolare e localmente ingombro da vegetazione arbustiva. In seguito ai danni provocati dall'evento di piena del '96, è stato realizzato l'inalveamento del fosso lungo l'intera sede stradale di Via di Mezzo, con l'ausilio di un cunicolo in c.a., a sezione regolare e lungo circa 20 metri.



Fig. 19 - Vista a monte del manufatto in via di Mezzo



Fig. 20 - Particolare accesso a tergo del manufatto

Il manufatto, tipo tombino, causa un restringimento notevole della sezione di deflusso, aggravato dalla significativa presenza di vegetazione e depositi in prossimità dell'imbocco. Motivo di ulteriore restringimento della sezione è rappresentato, in sponda sinistra, dalla tendenza all'avanzamento da parte delle arature adiacenti. La verifica idraulica della sezione, per portata di piena a 200 anni (5,5 mc/s), ha dato esito insoddisfacente; il tirante atteso si mantiene a soli 0,80 m dall'intradosso della struttura, senza generare fenomeni di sormonto che, tuttavia, sono da temere visto il modesto franco a disposizione. Migliori condizioni di

deflusso si avrebbero, da una parte attraverso una ricalibratura della sezione dell'alveo e operazioni di risagomatura a monte dell'attraversamento, specie in sponda sinistra, e dall'altra rimuovendo la vegetazione in alveo e abbassando la quota di fondo del tratto cementificato allo scopo di migliorarne l'efficienza idraulica. Ad ogni modo, non si può prescindere da una corretta e periodica attività di manutenzione volta ad evitare condizioni di ingombro che andrebbero a parzializzare la sezione utile al deflusso delle piene.

6.2.4 Attraversamento Via Fontana 1961

Come detto in precedenza, in questo tratto si riscontra un progressivo interrimento del fosso, la cui incisione scompare in prossimità della zona CIR.



Fig. 21 - Interrimento dell'att. in via Fontanelle



Fig. 22 - Avanzamento in sponda sx delle arature

La tendenza al deposito è favorita anche dal rigurgito provocato dalla completa interruzione del fosso, che, come evidenziato in fase di modellazione, genera l'esonazione delle sponde e la conseguente dispersione delle acque sulla via Enrico Mattei. Ciò ha comportato la costruzione, da parte dei privati, di muri perimetrali a protezione dei fabbricati prospicienti la strada, per evitare l'allagamento anche in occasione di eventi di pioggia ordinari.



Fig. 23 - Via Enrico Mattei



Fig. 24 - Traccia del passaggio delle acque pluviali

A maggior rischio di alluvionamento è l'area immediatamente a ridosso del fosso che è principalmente zona agricola; a valle sono presenti fabbricati a uso commerciale (ndr. zona CIR) e sporadiche abitazioni residenziali.

Si rendono necessarie opere per lo smaltimento delle acque superficiali che, a rigore, dovrebbero essere realizzate congiuntamente al ripristino del tracciato del fosso, il rimodellamento dell'alveo fino all'originale confluenza con il fosso della Signora e l'attivazione di misure per una corretta regimentazione del trasporto solido, prevalentemente dovuto all'adiacenza delle arature che, nella fattispecie, sono facilmente erodibili (ad es. proteggendo e stabilizzando le sponde con l'ausilio di gabbionate di pietrame rinverdite).

Si fa presente che è difficile quantificazione l'estensione delle aree inondabili a valle della via Fontana 1961, poiché la capacità di smaltimento delle portate di piena è influenzata dall'elevato grado di antropizzazione, dal contributo/interferenza dei cosiddetti alvei-strada (ndr. Via Enrico Mattei), nonché dalla presenza di solchi e incisioni formatisi in seguito all'interruzione forzata del fosso. Un aggiornato rilievo plano-altimetrico dei luoghi permetterebbe di pervenire, sulla base dei livelli idrici relativi alla portata di riferimento (6,0 mc/s), ad una più precisa delimitazione delle aree inondabili. Tuttavia, l'assenza di arginature e cigli golenali, eleva la probabilità di osservare fenomeni di alluvionamento anche in corrispondenza di piene ordinarie.

6.3 F.SO IMPERATORE

Il fosso Imperatore è deputato allo scolo di gran parte delle acque di drenaggio urbano del Comune di Rionero, sia nere che bianche. Lungo l'intero tracciato urbano il fosso è coperto e procede in cunicolo a meno della parte terminale (in prossimità dell'impianto di depurazione), dove corre a cielo aperto con sezione di deflusso rivestita in calcestruzzo.

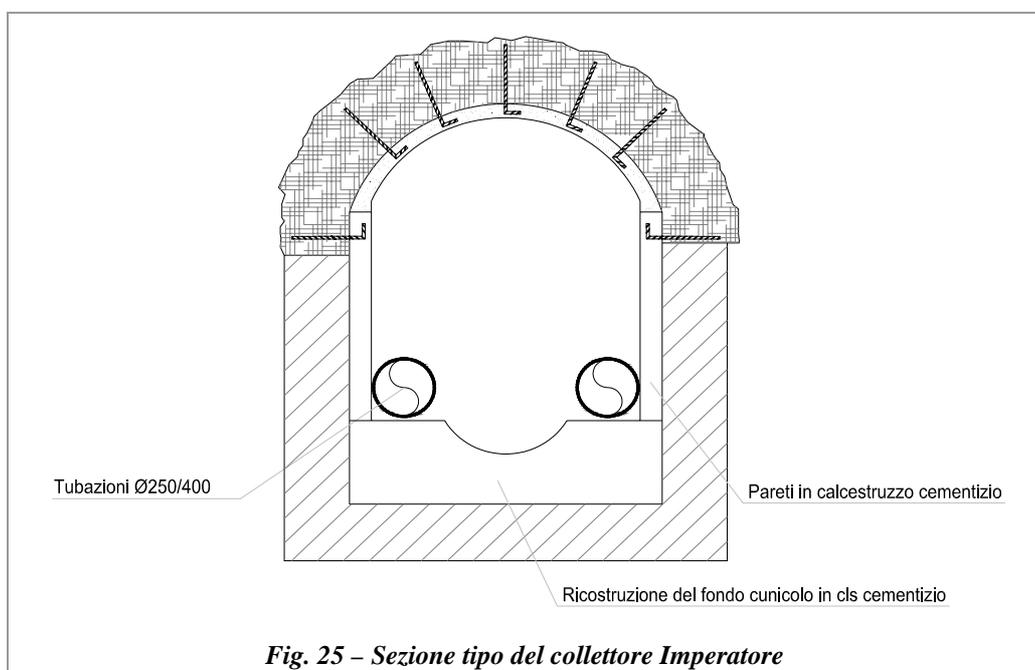


Fig. 25 – Sezione tipo del collettore Imperatore

Per quanto riguarda la verifica idraulica del collettore c.d. Imperatore, si fa presente che lungo tutto il cunicolo sono in corso i lavori di risanamento, che prevedono la risagomatura del fondo e della savanella centrale. Se ne deduce che tali interventi comporteranno delle

modifiche che non altereranno la sostanza dell'attuale funzionamento idraulico se non per le scabrezze in gioco.

L'imbocco del collettore si trova in cima alla Via Guido Rossa, all'interno di un pozzettone sghiaiatore di circa 40 mc e disposto lateralmente alla sede viaria. La vasca, a cielo aperto, è parzializzata da una griglia trasversale che, posta immediatamente a monte della sezione di imbocco del collettore (d=1200mm), serve a trattenere il materiale grossolano trasportato dall'influente. Infine, una griglia continua (lunga c.ca 3 metri) disposta trasversalmente alla strada, ha il compito di intercettare il deflusso superficiale generato dal bacino di monte e di conferirlo all'interno del suddetto pozzettone. Altre grate sono state disposte, in serie, lungo la strada fino ad arrivare alla via Michele Rigillo (Ex S.S.93), in modo da captare progressivamente il deflusso superficiale e, quindi, preservare le zone di valle intensamente urbanizzate.



Fig. 26 – Pozzetto sghiaiatore



Fig. 27 – Pozzetto sghiaiatore in testa al collettore



Fig. 28 – grata posta al lato del pozzettone



Fig. 29 – grata di intercettazione lungo la strada

Il pozzettone sopra descritto (2,5m x 5,5m x 3,5m) è disposto sul fianco della strada, pertanto nonostante le dimensioni, la possibilità di intercettare le acque di scorrimento superficiale generate dalla portata di piena, risulta ridotta. Tuttavia, si è proceduto alla simulazione idraulica sollecitando la rete con la portata di piena per i vari tempi di ritorno. Il passaggio del colmo di piena genera funzionamenti in pressione transitori lungo il collettore solo per tempi di ritorno superiori a 200 anni.

Le maggiori condizioni di crisi si hanno nel tratto di via Garibaldi (NODO 13), dove il collettore subisce un restringimento di sezione, peraltro accentuato dall'inserimento delle nuove tubazioni destinate ad accogliere le portate di nera. In sintesi, il sistema fognario è adeguato allo smaltimento della portata trentennale e va in crisi per portate superiori. Il funzionamento in pressione è stato analizzato in condizioni di moto quasi vario, da cui è emerso che le condizioni di crisi sono transitorie e dovute principalmente al passaggio del colmo di piena. Se ne deduce che la realizzazione in testa al collettore di un'apposita vasca in c.a., in grado di intercettare efficacemente le acque influenti e, allo stesso tempo, di mitigarne la cinetica con l'ausilio di opportuni dispositivi di dissipazione (come ad es. batterie di gradini o di pilastrini frangicorrente, eccetera), permetterebbe di ridurre il rischio di funzionamenti in pressione e l'insorgenza di criticità idrauliche lungo il collettore.

6.3.1 Intervento risolutore

A tal proposito si propone di elevare l'efficacia dell'opera e assicurare un regolare smaltimento delle acque che vi defluiscono, mediante l'aggiunta di una altra griglia continua, disposta parallelamente a quella esistente. La batteria di griglie dovrà essere realizzata in modo da creare un avvallamento e funzionare, dal punto di vista idraulico, come sfioratore per bassi carichi e come luce a battente per carichi più elevati. Le griglie dovranno essere del tipo "concave" in modo da ottimizzare la capacità di captazione dell'acqua in arrivo e, altresì, consentire il passaggio di mezzi pesanti (classe di resistenza C250/D400).

L'opera idraulica composta da pozzettone + griglia è disposta trasversalmente alla strada e impegna l'intera carreggiata, che nel punto in esame subisce un allargamento dovuto all'inserimento del pozzettone sghiaiatore. Dovendo verificare se la portata influente sia correttamente smaltita, si assume che la corrente in arrivo si distribuisca parte nel pozzettone e parte nella griglia, proporzionalmente alla larghezza delle due opere idrauliche:

PORTATA IDRICA IN ARRIVO AL POZZETTONE

$$Q_1 = Q_{tot} \times L_1 / (L_{tot}) = 4,3 \times 2,5 / 5,5 = 1,95 \text{ mc/s}$$

PORTATA IDRICA IN ARRIVO ALLA GRIGLIA

$$Q_2 = Q_{tot} \times L_2 / (L_{tot}) = 4,3 \times 3,0 / 5,5 = 2,32 \text{ mc/s}$$

dove Q_{tot} è la portata idrica duecentennale (4,3 mc/s), posta alla base della verifica idraulica, L_1 e L_2 sono, rispettivamente, la larghezza del pozzettone sghiaiatore e della griglia continua. Dunque, Q_1 e Q_2 rappresentano le portate idriche di riferimento. Tuttavia, applicando la classica formula del deflusso in una luce a stramazzo e considerando un tirante idrico h di

0,65 m (desunto dai risultati della modellazione idraulica per periodo di ritorno a 200 anni), la portata effettivamente smaltita dalle due opere è:

PORTATA IDRICA SMALTITA DAL POZZETTONE

$$Q1^* = Co \times L1 \times h \times (2gh)^{0,5} = 0,4 \times 2,5 \times 0,65 \times (2 \times 9,81 \times 0,65)^{0,5} = 2,32 \text{ mc/s}$$

PORTATA IDRICA SMALTITA DALLA GRIGLIA

$$Q2^* = Co \times L2_{eff} \times h \times (2gh)^{0,5} = 0,4 \times 1,35 \times 0,65 \times (2 \times 9,81 \times 0,65)^{0,5} = 1,25 \text{ mc/s}$$

dove Co è il coeff. di deflusso per luce a stramazzo (formula di Poleni), mentre $L2_{eff}$ rappresenta la larghezza effettiva della griglia al passaggio della corrente e risulta pari a $0,45 \times L2$ (larghezza al netto della barre).

Pertanto si ha:

$Q1^* > Q1$: il pozzettone è in grado di smaltire la propria quota parte di flusso idrico;

$Q2^* < Q1$: la griglia esistente è sottodimensionata per smaltire la portata influente.

A tal proposito si suggerisce di realizzare, immediatamente dopo quella esistente e di pari dimensioni, un'altra griglia continua, conferendo un profilo concavo al tratto di pavimentazione intermedio, affinché tale avvallamento aumenti la capacità di smaltimento della suddetta batteria di griglie.

Inoltre si rappresenta che, alla stregua di quella esistente, la nuova griglia dovrà essere collegata al pozzettone sghiaiatore mediante una luce passante di forma rettangolare ($b \times h$: $0,8\text{m} \times 0,7\text{m}$), in modo da garantire il corretto deflusso dell'acqua senza indurre fenomeni di rigurgito.

Infatti, anche in caso di pieno carico, la luce rettangolare così dimensionata è in grado di smaltire la portata intercettata dalla griglia ($Q2^*$):

$$Q3^* = Cq \times A \times (2gh)^{0,5} = 0,6 \times (0,8 \times 0,7) \times (2 \times 9,81 \times 1,2)^{0,5} = 1,38 \text{ mc/s}$$

$$Q3^* > Q2^*$$

Dove Cq è il coeff. di deflusso per luce a battente, mentre A rappresenta l'area della sezione di passaggio.

In allegato sono riportate piante e particolari costruttivi, prima e dopo l'intervento.

6.4 F.SO DELLA SIGNORA

Il fosso è intubato già a partire dalla zona apicale, a monte della S.S.167, con l'ausilio di una tubazione in cemento vibrato del diametro di 1800 mm. Rispetto ai fossi sopra descritti è quello che presenta maggiori criticità, poiché la tubazione destinata allo smaltimento delle acque pluviali è assolutamente insufficiente; nell'ipotesi di portata duecentennale (19,4 mc/s) si avrebbe deflusso in pressione lungo l'intera tubazione e rigurgito in corrispondenza della sezione di imbocco, con formazione di un invaso e conseguente rischio di superamento dei cigli spondali. La priorità degli interventi deve certamente riguardare il fosso della Signora sia perché a ridosso del centro abitato e sia per l'insufficienza della sezione di deflusso della tubazione.



Fig. 30 – imbocco tubazione



Fig. 31 – sezione a monte dell'imbocco

Sebbene la sezione di imbocco si presenti pulita e sgombra da materiale detritico (grazie ai recenti interventi di manutenzione straordinaria), la presenza di vegetazione arbustiva lungo tutto il tratto montano è assai fitta, per cui la mancanza di opere di trattenuta trasversali non garantisce adeguata protezione dell'opera idraulica che, mostra un'ovvia propensione alla formazione di ostruzioni. Per tale insufficienza idraulica si possono ipotizzare due soluzioni:

- Sostituzione o, più presumibilmente, raddoppio del collettore esistente in modo da garantire una sezione di deflusso adeguata a smaltire portate di piena ;
- intercettazione del vallone in una sezione a monte della S.S.167 e diversione verso altri canali di portata idonea.

6.4.1 Attraversamento Via Fontanelle

In questo punto il fosso non è più intubato e si riscontra un andamento leggermente sinuoso con alveo inciso e sponde molto vegetate. L'attraversamento stradale, con muri di spalla in c.a., è in cattivo stato manutentivo e, sebbene sia delimitato con una recinzione, è

oggetto di continui scarichi anomali che, oltre a comprometterne l'efficienza idraulica, generano una intollerabile condizione di degrado in tutta l'area.



Fig. 32 – Sez. a monte di via Fontanelle Fig. 33 – sezione a valle dell'attraversamento

Benché il restringimento indotto sulla sezione fluviale sia evidente, il manufatto non è da considerarsi a rischio di sormonto per la portata di piena a 200 anni (24,4 mc/s); per di più le eventuali portate idriche sono ridotte dall'effetto "collo di bottiglia" indotto dal tratto di monte, dove il fosso, essendo intubato, non permette il corretto deflusso delle portate di piena. A questo si aggiunge l'assenza di un sistema razionale di raccolta e smaltimento delle acque di pioggia, che sarebbe stato d'obbligo realizzare per sopperire al ricoprimento del fosso che, a fronte di sezioni profonde fino a quindici metri, in origine, attraversava l'intero abitato.

7. AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA

L'area oggetto di studio ricade nei territori di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia, per cui in materia di assetto idraulico e geomorfologico risponde alle norme tecniche di attuazione contenute nel Piano di Bacino Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI). Il PAI è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologia necessario a ridurre gli attuali livelli di pericolosità e a consentire uno sviluppo sostenibile del territorio nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso.

A tal fine, sulla base dei livelli idrici derivanti dalla portata di piena con T_R pari a 30, 200 e 500 anni, sono state delimitate rispettivamente le aree ad *alta*, *media* e *bassa pericolosità idraulica*, evidenziando, altresì, le direttrici del deflusso meteorico superficiale. La pericolosità per portate superiori, nel caso specifico, è stata ritenuta trascurabile.

È una previsione e, nella fattispecie, un'azione di tipo conoscitivo che vuole fornire un quadro attento circa le aree vulnerabili e del rischio al quale sono sottoposte le persone ed i beni in esse presenti. La delimitazione è finalizzata ad individuare, per un assegnato tempo di

ritorno e in riferimento allo stato attuale dei luoghi, le aree soggette a potenziale inondazione e, in prossimità di queste, gli elementi a rischio nonché il tipo di vulnerabilità in modo da pervenire, nota che sia la pericolosità dell'evento, ad una stima del danno.

Sulla tavola del rischio idraulico – allegato n. 13 - oltre alle aree inondabili sono indicati i punti critici del reticolo oggetto di indagine, tra i quali si segnalano:

- gli attraversamenti a rischio di sormonto e inadeguati a smaltire la Q 200 anni;
- le situazioni di ostruzione degli alvei, di qualunque natura esse siano;
- le aree a rischio di sovralluvionamento;

Sono state inoltre indicati gli attraversamenti che garantiscono un adeguato franco di sicurezza e quelli che, invece, presentano un rischio di sormonto in occasione della portata duecentennale. A quest'attitudine è stato assegnato un *grado di vulnerabilità idraulica* per esprimere il livello di criticità del manufatto: elevato, moderato oppure basso. Tale valutazione deriva dallo stato di manutenzione del manufatto e dell'alveo, e ovviamente dall'esito dell'analisi idraulica, ovvero, dal franco di sicurezza dell'opera qualora esso sia risultato, rispettivamente, inferiore a 1 metro, compreso tra 1m e 2m, e superiore a 2 metri per eventi di piena con T_R pari a 200 anni. Non si hanno informazioni circa lo stato manutentivo dei tratti intubati e nulla si può dire circa l'integrità strutturale; l'assenza in lunghi tratti di arginature e cigli golenali, eleva la probabilità di osservare fenomeni di esondazione anche in corrispondenza di eventi di piena con tempi di ritorno inferiori a 200 anni, specie nella zona a valle di via Fontana 1961 dove il fosso Colonnello è stato interrotto. Tuttavia si rileva che, a parte la situazione sopra citata, non si evidenziano ulteriori aree soggette ad *alta pericolosità idraulica*⁶.

⁶ Area ad alta pericolosità idraulica (A.P.): porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o pari a 30 anni.

8. CONCLUSIONI

Da quanto sopra esposto emerge la necessità, al fine di mitigare il rischio idraulico, di intervenire in primo luogo sul fosso della Signora e nelle porzioni di monte dei bacini idrografici, in corrispondenza delle quali maggiore è lo stato di abbandono e più intenso è il trasporto solido, poiché è più efficace l'attività erosiva da parte delle acque incanalate e dilavanti. Gli interventi proposti non possono ritenersi di per sé sufficienti al contenimento delle portate di piena, se non inseriti in un piano generale di sistemazione dell'intero bacino idrografico, che preveda una serie di interventi⁷:

1) interventi strutturali di tipo estensivo a scala di bacino, tramite sistemazioni idraulico-forestali ed idraulico-agrarie, volte a migliorare l'assetto idrologico complessivo e a ridurre la produzione di sedimenti, e quindi la portata solida in arrivo al reticolo idrografico, mediante la riduzione dei processi erosivi e la stabilizzazione dei versanti;

2) interventi strutturali di tipo intensivo in alveo volti, da un lato ad incrementare la capacità di contenimento delle piene, e quindi le capacità di smaltimento delle portate liquide e solide dei fossi nelle situazioni che mostrano maggiore criticità, attraverso risagomature delle sezioni idrauliche, adeguamento delle luci dei ponti ed innalzamento delle sommità arginali; dall'altro a regimare il trasporto solido durante eventi di piena particolarmente intensi, riducendo la portata solida mediante l'arresto “discriminato” del materiale di dimensioni maggiori, compresi i corpi galleggianti di varia natura, lasciando invece passare quelli più fini, con la realizzazione delle briglie selettive in aree idonee all'invaso di materiale senza aggravare le locali condizioni di rischio idraulico;

3) interventi non strutturali di controllo e manutenzione per assicurare il mantenimento della piena funzionalità ed efficacia delle opere esistenti e di tutti gli interventi realizzati.

Le situazioni di rischio idraulico esposte nei precedenti capitoli indicano la necessità di adottare provvedimenti atti al loro controllo ed alla sicurezza delle aree e degli insediamenti ad esse soggiacenti. Accanto a provvedimenti “strutturali” sono necessari provvedimenti legislativi, amministrativi e assicurativi tesi ad impedire la presenza e a sfavorire il permanere di insediamenti nelle aree soggette a rischio idraulico di esondazione. Lasciando libere tali aree si offrono alla corrente le naturali irregolarità, nonché le occasioni di dissipazione energetica e laminazione, con benefica riduzione dei colmi nei tratti vallivi ad elevato grado di urbanizzazione. Purtroppo l'incessante pressione antropica che si è sviluppata a ridosso dei

⁷Gli interventi strutturali consistono in opere di sistemazione attiva o passiva, che mirano a ridurre la pericolosità dell'evento, abbassando la probabilità di accadimento oppure attenuandone l'impatto, come ad es. argini, vasche di laminazione, sistemazioni idraulico-forestali, consolidamento delle sponde, etc. Gli interventi non strutturali consistono in azioni finalizzate alla riduzione del danno attraverso l'introduzione di vincoli che impediscano o limitino l'espansione urbanistica in aree a rischio, la pianificazione di emergenza, la realizzazione di sistemi di allertamento e di reti di monitoraggio.

fossi, e l'occlusione delle opere di scolo (caditoie, grate, cunette ecc), ha provocato situazioni oggi molto difficili da correggere anche con provvedimenti di carattere strutturale. Notevoli benefici, con un conseguente dimagrimento delle aree soggette a rischio idraulico medio/basso, si avrebbero in seguito all'esecuzione delle attività stringenti illustrate nel cap. 9, quali: operazioni di pulizia dell'alveo attivo con rimozione della vegetazione arborea e arbustiva, interventi di regimazione del trasporto solido con l'ausilio di briglie selettive nel tratto medio-alto dei fossi, interventi di stabilizzazione delle sponde lungo i tratti in erosione mediante tecniche di ingegneria naturalistica, protezione e salvaguardia delle sezioni di imbocco dei tratti intubati.

Un mancato o non adeguato intervento nell'area montana inficia qualsiasi intervento nelle zone di valle poiché, non attenuando gli incrementi delle portate liquide e solide in occasione di piogge particolarmente intense, si richiedono maggiori dimensioni degli specchi per lo smaltimento delle portate di piena e si accresce la necessità di avere, nelle zone di piana, arginature sempre più alte ed aree più estese da destinare a potenziale alluvionamento.

La sistemazione della parte di monte del bacino, quindi, comporterebbe non solo un miglioramento delle condizioni idrauliche del bacino idrografico nel suo tratto pedemontano ma anche in quello di valle, dove è ubicata la maggior parte della popolazione e delle infrastrutture antropiche. A tale riguardo si fa presente che un'efficace politica di tutela del territorio può essere sviluppata facendo ricorso, ove possibile, all'uso di tecniche di ingegneria naturalistica che, oltre ad essere opere a basso impatto, consentono nella gran parte dei casi di affrontare efficacemente le criticità sopra esposte nel rispetto dei naturali equilibri ecologico-ambientali. Tale aspetto è meritevole di particolare attenzione, dato che l'area del Vulture è stata classificata come Zona di Protezione Speciale (*ndr. All. A - supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale 24.07.2007, serie generale n.170*) e, allo stesso tempo, ricade nel bacino idrominerario omonimo che, in virtù dell'elevata valenza naturalistica e floro-faunistica, nonché per le emergenze e siti di grande importanza, rientra all'interno della perimetrazione del futuro parco regionale del Vulture.

9. APPENDICE

9.1 IL MODELLO MATEMATICO

Per la simulazione idraulica dei fossi Ciaolino, Colonnello e Signora è stato utilizzato il programma HEC-RAS (Hydrologic Engineering Service - River Analysis System), sviluppato dal Corpo degli Ingegneri dell'esercito degli Stati Uniti e largamente utilizzato a livello mondiale. Il programma è capace di gestire un'intera rete di canali, un sistema dendritico o un singolo tratto fluviale; è possibile simulare il comportamento della corrente in regime sub-critico, supercritico o misto. Nella procedura di calcolo il programma schematizza il fiume come un canale rettilineo fra due sezioni consecutive, cosicché l'immissione dei riferimenti geografici non ha alcuna rilevanza sui risultati della computazione.

HEC-RAS adotta un sistema di riferimento locale per ciascuna sezione. La procedura di calcolo consiste nel ricercare la soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia. Il sistema Hec-Ras calcola iterativamente la soluzione della suddetta equazione fra due sezioni fluviali successive. Per ricostruire il profilo del pelo libero di corrente è stata utilizzata la procedura di calcolo in moto permanente.

9.1.1 Implementazione e costruzione del modello

Per costruire il modello idraulico nel programma sono stati eseguiti i passi seguenti:

- immissione dei dati geometrici;
- impostazione del modello matematico;
- visualizzazione dei risultati;
- taratura del modello.

In primo luogo sono stati costruiti schematicamente nel programma i due sistemi fluviali in esame. In seguito, sono stati inseriti i dati relativi alle diverse sezioni note: queste sono state ordinate con numeri crescenti man mano che si risale dalla prima sezione di valle fino a monte.

Nel caso di presenza di opere d'arte il sistema di calcolo richiede una accurata descrizione; nel caso in esame vi sono due ponti e una culvert lungo il profilo del Ciaolino, tre ponti per quanto concerne il Colonnello e una culvert sul f.so della Signora.

Poiché Hec-Ras è un programma monodimensionale, quindi interpreta il tratto d'alveo come se questo fosse un canale rettilineo, non è necessario immettere la reale conformazione fluviale ma basta limitarsi ad inserire le sezioni alla giusta distanza l'una dall'altra. In ogni caso è possibile mantenere le informazioni geografiche dei punti inserendo le loro coordinate georeferenziate; questa operazione ha solo la funzione di mantenere associata al punto la sua informazione geografica e non interferisce con l'elaborazione numerica. Il software permette, tramite l'inserimento di dati geometrici e fisici riguardanti il corso d'acqua, di calcolare il modello idraulico e di visualizzarne i risultati sia attraverso una rappresentazione tabellare che attraverso una rappresentazione grafica bi e tridimensionale per un riscontro immediato dei risultati.

Dopo l'inserimento dei dati geometrici e delle condizioni al contorno per l'analisi a moto permanente, si è inserito all'interno del software la portata al colmo di piena rispetto alla quale è stata effettuata la simulazione del modello idraulico. L'ultimo passaggio è stato poi quello della calibrazione del modello matematico che consiste nella variazione dei parametri finché questo non è in grado di simulare, con accuratezza accettabile, gli eventi realmente osservati e/o documentati.

9.1.2 Ipotesi di calcolo

Le verifiche sono state condotte in moto permanente e sono state effettuate con il sussidio del programma di calcolo automatico Hec-Ras, basato sulla risoluzione iterativa dell'equazione dell'energia in una dimensione:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove, in riferimento alle sezioni 1 e 2, si ha che:

Y1, Y2 sono le larghezze delle sezioni bagnate;

Z1, Z2 sono le altezze;

V1, V2 sono le velocità;

α_1 , α_2 sono i coefficienti di velocità;

g è l'accelerazione gravitazionale;

h_e è la perdita di carico.

Le sezioni sono state riportate nel modello del programma di calcolo con una numerazione crescente dalla foce verso monte e poi interpolate tra loro con passo variabile in modo da creare una maggiore continuità del modello. Per le condizioni al contorno di monte si è considerato il flusso dell'acqua in regime di moto uniforme e per quelle di valle si è inserito un livello noto del pelo libero (di moto uniforme o di critica): in questo modo il programma è in grado di risolvere il profilo da monte verso valle se la corrente risulta veloce e da valle verso monte se la corrente risulta lenta.

Inoltre, nel modello di calcolo, si è tenuto conto anche della curvatura dei corsi d'acqua, riportando le distanze tra due sezioni, misurate lungo la riva destra, il centro e la riva sinistra.

Una volta introdotte tutte le sezioni nel programma, sono stati aggiunti eventuali ponti e/o tombinature come vere e proprie strutture (utilizzando l'opzione "bridges" e assumendo la larghezza del ponte pari alla lunghezza del tratto tombinato) in modo da verificare se per ogni sezione è garantito un adeguato franco di sicurezza.

Hec-Ras calcola l'energia persa dalla corrente nell'attraversare un tombino considerando:

- le perdite di carico che avvengono nel torrente immediatamente a valle della struttura dove vi è un espansione dei filetti fluidi;

- la perdita dovuta alla struttura stessa;

- le perdite localizzate nel tratto di fosso a monte del tombino, dove il flusso subisce una contrazione per potere passare attraverso le aperture.

I calcoli sono stati eseguiti considerando il deflusso dell'acqua in condizioni miste (è il programma che calcola di volta in volta se il moto è super-critico o sub-critico, ovvero in condizioni di corrente a carattere torrentizio (veloce) o fluviale (lento); il valore del numero di Froude lungo le differenti sezioni è variabile a secondo se la corrente è lenta o veloce.

9.2 CRITICA DELLE IPOTESI

Per quanto riguarda le simulazioni effettuate sui fossi Ciaolino, Colonnello e Signora, a parte le approssimazioni introdotte adottando:

- uno ietogramma rettangolare,
- una pioggia uniformemente distribuita sull'area,
- le perdite idrologiche proporzionali all'intensità di precipitazione (coefficiente C_{CN}),

le ipotesi che stanno alla base del calcolo idraulico del tempo caratteristico implicano ulteriori approssimazioni, le cui conseguenze devono essere ben comprese. In particolare:

- l'ipotesi di *moto uniforme* implica che nell'equazione della quantità di moto vengano trascurati tutti i termini, salvo quello relativo alle forze di massa e la resistenza al moto. Ciò significa che il deflusso non dà luogo ad un'onda, ma il colmo è raggiunto contemporaneamente in tutti i tronchi, anche se soltanto nel tronco di calcolo si raggiunge il massimo colmo. Ciò contrasta con l'effettivo svolgimento del fenomeno, perché il colmo si sposta nel tempo da monte verso valle e la rete si svuota a monte mentre si riempie a valle;
- l'ipotesi di *funzionamento autonomo* è condizione necessaria ma non sufficiente, per il moto uniforme nei singoli tratti. Questa ipotesi è assunta in tutti i modelli semplici. Nei casi in cui tale ipotesi risulta irrealistica - ossia quando i canali a monte vengono fortemente rigurgitati dai canali a valle - è necessario ricorrere a modelli più sofisticati;
- l'ipotesi di *funzionamento sincrono* non è realistica, perché uno stesso evento pluviometrico non mette contemporaneamente in crisi tutta la rete: le piogge più intense e più brevi sono critiche per i bacini piccoli di monte, ma non per quelli grandi di valle; l'opposto accade per le piogge più lunghe ma meno intense. Poiché la velocità e la sezione bagnata crescono con la portata, ipotizzare che tutta la rete arrivi al colmo contemporaneamente implica che si assumano nei tronchi a monte velocità e sezioni bagnate maggiori di quelle che si verificano in occasione della pioggia critica per il tronco di calcolo. Nel caso del modello cinematico l'ipotesi di sincronismo è cautelativa, perché maggiori velocità comportano tempi di concentrazione minori, quindi altezze di pioggia critiche più elevate. Inoltre, in fase di modellazione idraulica, i fenomeni di trasporto solido non sono stato oggetto di studio; tuttavia si sono adottati coefficienti di scabrezza elevati, con cui si è tenuto conto anche della fitta vegetazione presente in alveo.
- La verifica idraulica è stata condotta considerando sia i tratti intubati e sia le sezioni fluviali senza ostruzioni e non interessate da fenomeni di occlusione, che altrimenti comporterebbero effetti peggiorativi e, verosimilmente, una significativa alterazione dei risultati con situazioni di rischio più critiche.

Corpo ricettore	Sezione	Ubicazione	Bacini	La	Z0	Zmax	Zmedia	tc	h	Ic	Ccn	P	Peff	Q[30]
			[kmq]	[km]	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	[ore]	[mm]	[mm/h]	[mm]	[mm]	[mm]	[mc/s]
f.so Ciaolino	Sez A1	SS167	1.34	2.8	658	1100	879	0.80	23.29	58.01	0.41	46.12	19.00	8.9
f.so Ciaolino	Sez A2	Via di Mezzo	1.54	3.9	594	1100	847	0.86	23.73	54.95	0.42	46.99	19.62	9.8
f.so Ciaolino (confluenza)	Sez A3	Via Fontana 1961	1.62	4.5	576	1100	838	0.91	24.11	52.44	0.42	47.74	20.17	10.0
f.so Colonnello	Sez B1	SS167	0.24	1.1	652	780	716	0.56	21.33	74.89	0.39	42.24	16.31	1.9
f.so Colonnello	Sez B2	Via di Mezzo	0.48	2.3	593	780	687	0.79	23.29	58.03	0.41	46.11	19.00	3.2
f.so Colonnello	Sez B3	Via Fontana 1961	0.55	2.7	571	780	676	0.86	23.75	54.81	0.42	47.03	19.65	3.5
												0.00		
f.so della Signora	Sez C1	IMBOCCO	1.86	3.6	668	1100	884	0.93	24.23	51.73	0.42	47.97	20.33	11.3
f.so della Signora	Sez C2	SS167	1.89	3.8	658	1100	879	0.94	24.33	51.09	0.43	48.18	20.48	11.4
f.so della Signora	Sez C3	Via Fontanelle	2.60	5.4	566	1100	833	1.11	25.36	45.32	0.44	50.21	21.95	14.3
f.so Imperatore	Sez D1	Inizio collettore	0.32	1.1	680	815	748	0.59	21.54	72.80	0.39	42.65	16.59	2.5
f.so Imperatore	Sez D4	via M. Rigillo	0.50	1.5	660	815	738	0.73	22.75	62.08	0.50	45.05	22.69	4.3
f.so Imperatore	Sez D6	Via Pesaro	0.66	1.8	651	815	733	0.81	23.42	57.07	0.51	46.38	23.75	5.3
f.so Imperatore	Sez D10	Via Garibaldi	0.74	2.0	636	815	726	0.86	23.74	54.85	0.52	47.01	24.26	5.8
f.so Imperatore	Sez D17	P.zza Fortunato	0.89	2.3	622	815	719	0.92	24.18	52.02	0.52	47.88	24.95	6.7
f.so Imperatore	Sez D20	Via Galiano	1.13	2.7	616	815	716	1.04	24.95	47.49	0.53	49.40	26.19	7.9
f.so Imperatore	Sez D24	Diramazione Depuratore	1.41	3.2	588	815	702	1.11	25.39	45.14	0.54	50.27	26.90	9.4
f.so Imperatore	Sez D27	Canale a sezione trapezia	1.57	3.6	572	815	694	1.19	25.82	43.01	0.54	51.11	27.59	10.1
f.so Trentatre (confluenza)	Sez E1	Via Fontana 1961	1.85	3.7	576	1100	838	0.85	23.68	55.30	0.42	46.88	19.55	11.5
f.so dell'Arena	Sez F1	Via Fontana 1961	3.50	4.1	560	1100	830	1.03	24.89	47.82	0.43	49.29	21.28	21.5

Tabella 3 – Caratteristiche idrauliche delle sezioni fluviali indagate per T=30 anni.

Dove Q[30] è la portata al colmo di piena per tempo di ritorno $T_R = 30$ anni e C_{CN} = coefficiente di deflusso superficiale.

Corpo ricettore	Sezione	Ubicazione	Bacini	La	Z0	Zmax	Zmedia	tc	h	Ic	Ccn	P	Peff	Q[200]
			[kmq]	[km]	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	[ore]	[mm]	[mm/h]	[mm]	[mm]	[mm]	[mc/s]
f.so Ciaolino	Sez A1	SS167	1.34	2.8	658	1100	879	0.80	23.29	80.86	0.51	64.28	32.77	15.3
f.so Ciaolino	Sez A2	Via di Mezzo	1.54	3.9	594	1100	847	0.86	23.73	76.59	0.52	65.49	33.74	16.9
f.so Ciaolino (confluenza)	Sez A3	Via Fontana 1961	1.62	4.5	576	1100	838	0.91	24.11	73.10	0.52	66.55	34.59	17.1
f.so Colonnello	Sez B1	SS167	0.24	1.1	652	780	716	0.56	21.33	104.39	0.48	58.88	28.51	3.4
f.so Colonnello	Sez B2	Via di Mezzo	0.48	2.3	593	780	687	0.79	23.29	80.89	0.51	64.27	32.77	5.5
f.so Colonnello	Sez B3	Via Fontana 1961	0.55	2.7	571	780	676	0.86	23.75	76.40	0.52	65.55	33.79	6.0
												0.00		
f.so della Signora	Sez C1	IMBOCCO	1.86	3.6	668	1100	884	0.93	24.23	72.11	0.52	66.87	34.85	19.4
f.so della Signora	Sez C2	SS167	1.89	3.8	658	1100	879	0.94	24.33	71.22	0.52	67.15	35.08	19.5
f.so della Signora	Sez C3	Via Fontanelle	2.60	5.4	566	1100	833	1.11	25.36	63.17	0.53	69.98	37.38	24.4
f.so Imperatore	Sez D1	Inizio collettore	0.32	1.1	680	815	748	0.59	21.54	101.47	0.49	59.45	28.96	4.3
f.so Imperatore	Sez D4	via M. Rigillo	0.50	1.5	660	815	738	0.73	22.75	86.54	0.60	62.80	37.47	7.2
f.so Imperatore	Sez D6	Via Pesaro	0.66	1.8	651	815	733	0.81	23.42	79.55	0.60	64.65	39.07	8.8
f.so Imperatore	Sez D10	Via Garibaldi	0.74	2.0	636	815	726	0.86	23.74	76.46	0.61	65.53	39.84	9.6
f.so Imperatore	Sez D17	P.zza Fortunato	0.89	2.3	622	815	719	0.92	24.18	72.52	0.61	66.74	40.89	10.9
f.so Imperatore	Sez D20	Via Galiano	1.13	2.7	616	815	716	1.04	24.95	66.20	0.62	68.86	42.76	12.9
f.so Imperatore	Sez D24	Diramazione Depuratore	1.41	3.2	588	815	702	1.11	25.39	62.92	0.63	70.08	43.83	15.4
f.so Imperatore	Sez D27	Canale a sezione trapezia	1.57	3.6	572	815	694	1.19	25.82	59.96	0.63	71.25	44.86	16.5
f.so Trentatre (confluenza)	Sez E1	Via Fontana 1961	1.85	3.7	576	1100	838	0.85	23.72	76.71	0.52	65.46	33.72	20.3
f.so dell'Arena	Sez F1	Via Fontana 1961	3.50	4.1	560	1100	830	1.03	24.91	66.48	0.53	68.76	36.39	37.4

Tabella 4 – Caratteristiche idrauliche delle sezioni fluviali indagate per T=200 anni.

Dove Q[200] è la portata al colmo di piena per tempo di ritorno $T_R = 200$ anni e C_{CN} = coefficiente di deflusso superficiale.

Corpo ricettore	Sezione	Ubicazione	Bacini	La	Z0	Zmax	Zmedia	tc	h	Ic	Ccn	P	Peff	Q[500]
			[kmq]	[km]	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	[ore]	[mm]	[mm/h]	[mm]	[mm]	[mm]	[mc/s]
f.so Ciaolino	Sez A1	SS167	1.34	2.8	658	1100	879	0.80	23.29	91.99	0.55	73.13	39.98	18.7
f.so Ciaolino	Sez A2	Via di Mezzo	1.54	3.9	594	1100	847	0.86	23.73	87.14	0.55	74.51	41.12	20.6
f.so Ciaolino (confluenza)	Sez A3	Via Fontana 1961	1.62	4.5	576	1100	838	0.91	24.10	83.29	0.56	75.68	42.09	20.8
f.so Colonnello	Sez B1	SS167	0.24	1.1	652	780	716	0.56	21.33	118.76	0.52	66.98	34.94	4.1
f.so Colonnello	Sez B2	Via di Mezzo	0.48	2.3	593	780	687	0.79	23.29	92.03	0.55	73.12	39.97	6.7
f.so Colonnello	Sez B3	Via Fontana 1961	0.55	2.7	571	780	676	0.86	23.75	86.92	0.55	74.58	41.17	7.3
f.so della Signora	Sez C1	IMBOCCO	1.86	3.6	668	1100	884	0.93	24.23	82.04	0.56	76.07	42.42	23.7
f.so della Signora	Sez C2	SS167	1.89	3.8	658	1100	879	0.94	24.33	81.02	0.56	76.40	42.70	23.7
f.so della Signora	Sez C3	Via Fontanelle	2.60	5.4	566	1100	833	1.11	25.36	71.87	0.57	79.62	45.41	29.6
f.so Imperatore	Sez D1	Inizio collettore	0.32	1.1	680	815	748	0.59	21.54	115.45	0.52	67.64	35.47	5.3
f.so Imperatore	Sez D4	via M. Rigillo	0.50	1.5	660	815	738	0.73	22.75	98.45	0.63	71.45	45.04	8.6
f.so Imperatore	Sez D6	Via Pesaro	0.66	1.8	651	815	733	0.81	23.42	90.50	0.64	73.55	46.90	10.5
f.so Imperatore	Sez D10	Via Garibaldi	0.74	2.0	636	815	726	0.86	23.74	86.99	0.64	74.56	47.80	11.5
f.so Imperatore	Sez D17	P.zza Fortunato	0.89	2.3	622	815	719	0.92	24.18	82.50	0.65	75.93	49.03	13.1
f.so Imperatore	Sez D20	Via Galiano	1.13	2.7	616	815	716	1.04	24.95	75.31	0.65	78.35	51.20	15.4
f.so Imperatore	Sez D24	Diramazione Depuratore	1.41	3.2	588	815	702	1.11	25.39	71.59	0.66	79.73	52.44	18.4
f.so Imperatore	Sez D27	Canale a sezione trapezia	1.57	3.6	572	815	694	1.19	25.82	68.21	0.66	81.06	53.65	19.7
f.so Trentatre (confluenza)	Sez E1	Via Fontana 1961	1.85	3.7	576	1100	838	0.85	23.68	87.71	0.55	74.35	40.98	24.2
f.so dell'Arena	Sez F1	Via Fontana 1961	3.50	4.1	560	1100	830	1.03	24.89	75.83	0.57	78.16	44.18	45.0

Tabella 5 – Caratteristiche idrauliche delle sezioni fluviali indagate per T=500 anni.

Dove Q[500] è la portata al colmo di piena per tempo di ritorno $T_R = 500$ anni e C_{CN} = coefficiente di deflusso superficiale.