



Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

A2 - AUTOSTRADA DEL MEDITERRANEO

ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL km 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA (D. Lgs. 50/2016)
già PROGETTO PRELIMINARE

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Gabriele GIOVANNINI
Ordine Ing. di Roma n. 27047

Dott. Ing. Pia IASIELLO
Ordine Ing. di Foggia n. 1895

Dott. Ing. Francesco PRIMIERI
Ordine Ing. di Viterbo n. A 861

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Serena Majetta
Ordine Geol. del Lazio n. 928

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Antonio CITARELLA

PROTOCOLLO

DATA

STUDI ED INDAGINI PRELIMINARI - IDRAULICA

Relazione Idrologica e Idraulica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L 0 4 1 1 X P 1 2 0 1

NOME FILE

T00ID00IDRRE01__C

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB. T 0 0 I D 0 0 I D R R E 0 1

C

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C	Sottosez. Polstrada e avvio procedure D.Lgs 50/2016	Mag. 2017			
B	Rimissione per avvio procedure D. Lgs. 50/2016	Lug. 2016			
A	EMISSIONE	Nov. 2012	-	-	-

Relazione Idrologica e Idraulica

INDICE

1. PREMESSA	3
2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOLOGICO SINTETICO.....	5
3.1 Schema orografico e geomorfologico	5
3.2 Schema geologico	6
3.3 Schema idrogeologico.....	6
3.4 Nubifragi e inondazioni verificatesi nell'area del bacino principale e nei bacini limitrofi...7	
4. METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO.....	8
5. STIMA DELLA PORTATA AL COLMO MEDIANTE TECNICHE DI REGIONALIZZAZIONE STATISTICA	11
5.1 Curva di crescita del regime idrologico di piena.....	12
5.2 Stima della portata indice.....	14
5.3 Stima della portata al colmo	15
6. STIMA DELLA PORTATA AL COLMO MEDIANTE METODOLOGIE STATISTICHE INDIRETTE.....	15
6.1 Analisi delle precipitazioni brevi e intense.....	16
6.2 Il metodo utilizzato	25
8. CONSIDERAZIONI SUI VALORI DI PORTATA AL COLMO: CONFRONTO DEI RISULTATI.....	30
9. LE INTERFERENZE IDRAULICHE	30

10. SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	31
10.1 Verifiche idrauliche preliminari delle opere di drenaggio.....	31
10.1.1 Calcolo dell'interasse degli embrici in rilevato	32
10.1.2 Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea.....	33
10.1.3 Verifica idraulica dei collettori	35
10.1.4 Verifica dei fossi dei guardia.....	36
11. CONCLUSIONI	38
ALLEGATI.....	38
ALLEGATO A	39
ALLEGATO B	40

1. PREMESSA

Il presente studio idrologico è stato sviluppato al fine di valutare le interazioni tra l'infrastruttura in progetto ed il reticolo idraulico di superficie e la stima delle portate per il corretto dimensionamento delle opere di regimazione delle acque superficiali interferenti e per la progettazione/verifica idraulica degli attraversamenti stradali nell'ambito del progetto di fattibilità del *“Nuovo svincolo di Eboli al Km 30+000 dell'autostrada A2 Mediterranea (già A3 Salerno-Reggio Calabria) e sistemazione della viabilità esistente.”*

Obiettivi del presente studio di carattere generale sono:

- la determinazione delle portate di massima piena prevedibili per prefissati livelli di rischio idraulico in corrispondenza dei principali corsi d'acqua interferenti con il tracciato previsto e conseguente verifica delle condizioni di deflusso;
- la determinazione delle portate di massima piena prevedibili per i corsi d'acqua minori, per prefissati livelli di rischio idraulico con progetto/verifica dei relativi manufatti di attraversamento;
- progetto di opportune opere di difesa, regimazione e sistemazione degli alvei.

Il presente studio è articolato nelle fasi seguenti:

- Definizione e caratterizzazione dei bacini idrografici mediante l'individuazione dei principali parametri morfologici quali: area, lunghezza dell'asta principale, quote massima, minima e media;
- Calcolo delle portate di massima piena per diversi tempi di ritorno su tutte le interferenze con la rete idrografica, con metodo di regionalizzazione statistica basato sul concetto di distribuzione invariante della portata rinormalizzata rispetto a una portata indice e sul calcolo della curva di crescita delle portate. Nell'ambito del Rapporto VAPI per la regione Campania è stata condotta un'analisi specifica proprio per il bacino del Fiume Sele, che ha condotto alla stima dei valori di fattore di crescita, K_T , validi per l'intero bacino, per assegnati periodi di ritorno;
- Determinazione degli afflussi meteorici mediante analisi statistica delle registrazioni delle piogge intense;
- Caratterizzazione dei bacini relativamente ai parametri influenzanti la trasformazione afflussi-deflussi quali: la litologia, la pedologia, la copertura e la permeabilità;

- Calcolo delle portate di massima piena per diversi tempi di ritorno su tutte le interferenze con la rete idrografica mediante metodo indiretto, basato sul modello di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali. Le portate sono state determinate mediante il metodo del Curve Number sviluppato dal Soil Conservation Center, scelto tra i vari metodi reperibili in letteratura;
- Confronto tra i risultati ottenuti per le portate al colmo con i due metodi utilizzati;
- Calcolo delle condizioni di deflusso delle portate di progetto, in corrispondenza degli attraversamenti dei maggiori corsi d'acqua.
- Determinazione delle portate di verifica degli elementi di drenaggio della piattaforma.

Le portate di piena sono state determinate per tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200 e 500 anni; per il progetto e la verifica degli attraversamenti dei corsi d'acqua è stato assunto il valore della portata di piena corrispondente alla probabilità di accadimento di 200 anni, mentre per gli elementi di drenaggio della piattaforma sono stati adottati tempi di ritorno pari a 25 anni tranne che i fossi di guardia che sono stati verificati a 50 anni.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Il presente studio è stato redatto in conformità agli indirizzi dettati per il settore specifico da "Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dell'Autorità di Bacino Interregionale del fiume Sele", di seguito indicato PAI. Tale autorità è stata accorpata con Decreto del Presidente della Giunta della Regione Campania n.142 del 15/05/2012 insieme all'Autorità di Bacino Destra Sele e Sinistra Sele nell'unica "Autorità di Bacino Regionale della Campania Sud ed Interregionale per il bacino idrografico del fiume Sele".

Questo Piano, sviluppato in ottemperanza del DL 180/98 (Decreto Sarno) e finalizzato alla valutazione del rischio di frana, di alluvione ed erosione costiera, ha valore sovraordinatorio sulla strumentazione urbanistica locale, come sancito dall'art. 1 bis della L. n.365 del 11 dicembre 2000.

Pertanto il PAI rappresenta uno strumento conoscitivo del territorio fisico oltre che normativo e di programmazione degli interventi necessari alla difesa e/o alla mitigazione dei rischi.

Le direttive emanate dal PAI relativamente alle specifiche tematiche sviluppate nel presente studio sono riportate essenzialmente in due atti:

- "Norme di Attuazione e Misure di Salvaguardia"
- "Linee guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d'acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree di attenzione e l'aggiornamento delle aree a rischio di

esondazione”, che fornisce gli indirizzi generali da applicare nelle attività di progettazione per i casi espressamente previsti dalle Norme di Attuazione.

E' necessario evidenziare che il progetto in esame non ricade in alcuna delle perimetrazioni delle fasce fluviali del suddetto Piano di Assetto Idrogeologico.

3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOLOGICO SINTETICO

Le informazioni contenute nel presente paragrafo 3 sono state desunte dalla relazione geologico-geotecnica allegata al presente progetto preliminare, cui si rimanda per maggiori dettagli.

Il tracciato stradale in progetto ricade della porzione di territorio della Campania centro-meridionale, in Comune di Eboli, provincia di Salerno.

Il progetto prevede la realizzazione del nuovo svincolo di Eboli dell'autostrada Salerno-Reggio Calabria, con la connessione alla viabilità locale.

Il corso d'acqua interferito dall'opera risulta quello afferente alla Sorgente in località Fontanelle che nella seguente relazione verrà indicato come bacino Fontanelle .

Il bacino imbrifero Fontanelle, sotteso dalla sezione di attraversamento stradale a valle del rilevato ferroviario , sviluppa una superficie pari a 3.65 km² ed è caratterizzato da una quota massima pari a 332,00 m s.l.m. circa ed una quota minima pari a 75,00 m s.l.m. circa e l'asta principale è di lunghezza complessiva pari a circa 2829 metri.

3.1 Schema orografico e geomorfologico

L'andamento morfologico generale risente, evidentemente, del succedersi delle diverse fasi evolutive, in senso geologico, che hanno caratterizzato l'area in esame, con particolare riferimento al Pleistocene e fino all'attuale.

Il settore in cui ricade l'intervento in progetto si trova nel settore che si sviluppa a sud dell'abitato di Eboli, del tracciato della SS 19 delle Calabrie, della Linea FS Battipaglia – Potenza e dell'Autostrada A3; esso è caratterizzato da una morfologia di versante in debole declivio, che da quote prossime ai 100 m s.l.m., in corrispondenza del tessuto urbano, degrada verso i settori meridionali dove, in corrispondenza dell'asta di collegamento alla S.P. Eboli – Mare, si raggiungono quote assolute di circa 65 m s.l.m.

Alcuni corsi d'acqua di modesto interesse attraversano, con reticolo subparallelo, convergente verso sud, l'area oggetto di studio. Tra essi i principali sono rappresentati dal Fosso della Tufara, che viene intersecato dall'asta di collegamento e dall'A3 in prossimità dello svincolo, e dal Fosso del Telegro, confluyente nel primo, e attraversato dall'A3 a poca distanza, sul lato est, dallo svincolo in progetto. Alcune linee di drenaggio minori vengono intercettate dall'asta di collegamento alla S.P. Eboli - Mare, e regimate con tombini e scotolari.

In tutto il settore posto a nord della città di Eboli, invece, la morfologia cambia decisamente, laddove si osserva una maggiore energia del rilievo, con strutture collinari che superano i

200 m di quota, in corrispondenza dell'affioramento di terreni più coerenti, di natura conglomeratica.

Nell'area d'interesse, in ragione delle caratteristiche geomorfologiche generali, non si evidenziano processi di dissesto in atto.

3.2 Schema geologico

I terreni che caratterizzano il settore di studio sono riconducibili all'evoluzione pleistocenica delle aree, riferibili in prevalenza al settore della Piana del Sele e corrispondenti, in particolare, al Supersistema Battipaglia-Persano. In corrispondenza dei principali corsi d'acqua e lungo i versanti e le depressioni morfologiche si rinvengono depositi alluvionali recenti e colluviali. Termini litologici riferibili, invece, al Supersistema di Eboli, di natura conglomeratica, affiorano esternamente all'area e non interferiscono direttamente con il progetto.

Di seguito vengono sinteticamente descritte, procedendo dalle più antiche alle più recenti, le unità affioranti nell'area esaminata, più direttamente interagenti con il progetto.

- **Supersistema Battipaglia - Persano (BP_a, b):** comprende depositi fluviali, costituiti da alternanze laterali e verticali di ghiaie sabbiose e sabbie poligeniche rubefatte (BP_a) e sedimenti di conoide alluvionale, costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e subordinate peliti sabbiose, con occasionale componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenetici intercalati. La frazione grossolana è costituita da clasti centimetrici arrotondati (BP_b). Ambiente fluviale transizionale e marino. Spessore non inferiore ai 200 m. Età: Pleistocene medio.
- **Depositi colluviali (c):** limi, limi sabbiosi e argille nerastre con ciottoli e blocchi di natura calcareo-marnosa ed arenacea e subordinata frazione piroclastica. Depositi per processi di accumulo in paleoconche per trasporto meteorico e/o gravitativo lungo i versanti. Spessore fino a circa 10 m. Età: Olocene-attuale.

3.3 Schema idrogeologico

Per la definizione degli aspetti che riguardano la circolazione idrica sotterranea le diverse unità litostratigrafiche presenti nell'area possono essere accorpate a definire complessi a comportamento omogeneo sotto l'aspetto idrogeologico.

In tale contesto per complesso idrogeologico s'intende *"l'insieme dei termini litologici simili, aventi un comportamento spaziale e giaciturale, un tipo di permeabilità prevalente in comune e un grado di permeabilità relativa che si mantiene in un campo di variazioni piuttosto ristretto"* (Civita, 1973).

In tal senso l'individuazione di complessi idrogeologici viene condotta basandosi sulle diverse caratteristiche litologiche delle formazioni e definendo il campo dei valori d'infiltrazione efficace ad essi relativi.

La suddivisione in complessi a diverso grado di permeabilità relativa viene fatta in base ai caratteri granulometrici, all'indice di fratturazione, all'indice di carsificazione, al rendimento specifico, al confronto con gli altri complessi adiacenti (Civita, 1973).

Il settore interessato dall'intervento in progetto è riferibile al Complesso idrogeologico del supersintema Battipaglia – Persano. Questo comprende l'associazione di più termini litologici differenziati, attraversati in sondaggio, comprendenti sia termini a granulometria fine (argille con intercalazioni sabbiose, argille con livelli torbosi) poco permeabili, sia termini a maggior permeabilità (sabbie argillose, ghiaie e ciottoli in matrice limo-sabbiosa) peraltro generalmente confinati in corpi a geometria lentiforme.

Tale schema, se in scala di particolare dettaglio può evidenziare una suddivisione verticale secondo uno schema di acquifero multifalda evidenzia, in realtà, un comportamento d'insieme sostanzialmente indifferenziato nella ricostruzione generale della circolazione idrica sotterranea, che può pertanto essere ricondotta ad un unico serbatoio.

La soggiacenza della superficie piezometrica della falda si aggira intorno ai 10 m dal p.c., per effetto del locale aumento della permeabilità in presenza di livelli granulari.

Le interferenze delle opere in progetto con il regime delle acque sotterranee sono limitate alla realizzazione delle fondazioni delle opere d'arte.

All'interno della coltre superficiale può instaurarsi una debole circolazione ipodermica, alimentata dalle precipitazioni dirette e dallo scorrimento subsuperficiale, che può dar luogo ad indesiderati fenomeni di imbibizione dei terreni, con conseguente scadimento delle loro proprietà geotecniche. Tale aspetto, particolarmente sfavorevole in corrispondenza della realizzazione del piano di posa dei rilevati, ha imposto la realizzazione, nei lavori di ampliamento del corrispondente tratto dell'A3, di interventi di bonifica e drenaggio. E' pertanto consigliabile prevedere la posa di una consistente bonifica con materiale arido per impedire la risalita capillare.

3.4 Nubifragi e inondazioni verificatesi nell'area del bacino principale e nei bacini limitrofi

L'area interessata dal tracciato non è particolarmente esposta ad inondazioni, in quanto i corsi d'acqua interferiti hanno un bacino di limitata estensione con portate piuttosto modeste. La porzione più a valle del territorio del Comune di Eboli, tuttavia, ricade nel bacino del Fiume Sele, in prossimità della confluenza con il Fiume Tanagro, in un tratto vallivo e meandrizzato esposto a pericoli di inondazione.

Storicamente sono stati registrati gli eventi riportati di seguito:

- **1 dicembre 1925:** straripamento del Sele a seguito di rottura degli argini, con danni gravi a infrastrutture di comunicazione (ferrovia) e campagne allagate per diversi chilometri.
- **8 Marzo 1951:** straripamento del Sele e del Tanagro a seguito di evento meteorologico, con rottura degli argini e ostruzione di ponti da parte di materiale trasportato dalla corrente. Si sono registrati danni totali, lievi e gravi a edifici civili (case

sparse e centri abitati) e industriali (manifatturieri, depositi, zootecnici); alle infrastrutture a rete (elettrodotto) e di comunicazione (ferrovia, strada statale e comunale). Le piogge torrenziali hanno determinato la rottura degli argini del Sele e l'irruzione nelle campagne con inaudita violenza. Migliaia di ettari di terreno sono stati sommersi dalle acque. Falcidiati capi di bestiame. La SS n.18 è rimasta interrotta dal Km 85+ 500 al Km 87+ 500. Sono state allagate alcune fabbriche anche con tiranti idrici superiori al metro.

- **13 dicembre 1952:** straripamento del Sele al Ponte di Albanella, allagata la SS n.18. Una frana ha provocato il deragliamento di un treno proveniente da Napoli e diretto a Lagonegro. Allagamenti ad Eboli. Danni totali a edifici civili (case sparse e centri abitati), alle infrastrutture di comunicazione (ferrovia, strada statale, strada comunale e strada provinciale) e a strutture di interesse pubblico (ponti e viadotti) Danni lievi a infrastrutture di comunicazione (ferrovia, strada statale, strada comunale e strada provinciale). Danni gravi a edifici civili (case sparse e centri abitati) e a strutture di interesse pubblico (ponti e viadotti), 2 vittime, 5 feriti e 150 senza tetto.
- **28 novembre 1974:** straripamento del Sele e del Calore Lucano con danni totali e lievi a infrastrutture di comunicazione (strada provinciale).
- **6 ottobre 1982:** straripamento del Sele con danni totali e lievi a edifici civili (case sparse).
- **26 dicembre 1993:** straripamento del Sele e del Tanagro, con rotture di argini e ostruzione della luce di ponti. Danni lievi a infrastrutture di comunicazione (strada statale). Danni gravi a edifici civili (case sparse e nuclei rurali); a infrastrutture a rete (acquedotto); a edifici di interesse artistico (chiese e beni storici e architettonici); a infrastrutture di comunicazione (autostrada e strada provinciale); a strutture di interesse pubblico (opere di regimazione fluviale). Cento miliardi di danni nel Comune di Capaccio. Annegati 500 capi di bestiame. Rovinate dal mare piantagioni di carciofi, ortaggi e fragole. 50 abitazioni evacuate e l'80% della produzione agricola distrutta, 1 vittima.

4. METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO

In generale, le soluzioni possibili dipendono da vari fattori, primi fra tutti, la disponibilità di dati osservati e la copertura spaziale della rete idrometeorologica. In relazione ai dati disponibili, sono possibili tre percorsi:

1. L'analisi statistica di una lunga serie di osservazioni di portate e volumi di piena nella sezione idrografica di interesse, qualora disponibile;
2. L'analisi statistica dell'insieme delle osservazioni di portate e volumi di piena disponibili in una regione idrologica, la quale presenti caratteristiche di omogeneità in relazione al regime di piena;

3. L'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche e la successiva trasformazione in probabilità delle portate e dei volumi di piena.

La prima impostazione è raramente percorribile, sia per la carenza di osservazioni idrometriche diffuse capillarmente lungo le reti idrografiche, sia per la relativa brevità delle serie eventualmente disponibili. Di norma, la lunghezza del periodo di osservazione non consente di estrapolare la distribuzione di probabilità nel campo delle frequenze di superamento associate a periodi di ritorno compatibili con accettabili livelli del rischio alluvionale⁽¹⁾. Di conseguenza, bisogna ricorrere giocoforza alle statistiche di insieme, tramite procedure di regionalizzazione statistica del regime di piena e successiva particolarizzazione nel sito di interesse, ovvero alla trasformazione delle statistiche delle precipitazioni in probabilità associate ai valori della portata e del volume di piena.

Le metodologie per la valutazione delle portate di piena temibili in un generico sito fluviale fanno capo a quattro aree di sviluppo.

Regionalizzazione statistica

I metodi di regionalizzazione statistica sono generalmente basati sul concetto di distribuzione invariante della portata rinormalizzata rispetto a una portata indice. Essi vengono sviluppati tramite la determinazione di curve di crescita regionali della portata normalizzata in base a idonee leggi probabilistiche del valore massimo annuale. La successiva valutazione della portata indice viene condotta in base alla sua relazione con il regime delle piogge intense e con le caratteristiche del bacino idrografico chiuso dal sito fluviale esaminato (in genere, mediante leggi di regressione statistica, anche se migliori risultati si possono conseguire tramite il metodo geomorfoclimatico distribuito, illustrato più avanti). Il campo di applicazione comprende i bacini con aree superiori alla minima e inferiori alla massima per cui si disponga di serie sufficienti di massimi annuali di portata al colmo, anche se, in assenza di questi dati, vengono impiegati talvolta dati giornalieri⁽²⁾. Poiché la curva di crescita regionale è spesso in grado di rappresentare in modo accurato gli eventi estremi, la metodologia fornisce buone prestazioni per periodi di ritorno abbastanza elevati, sempre che la delimitazione delle regioni idrologiche omogenee in relazione al regime di piena venga condotta rispettando pienamente i fondamenti teorici dell'autosomiglianza statistica della portata rinormalizzata.

Metodo razionale

I metodi fondati sul cosiddetto metodo razionale muovono dall'ipotesi di isofrequenza tra la portata temibile e il tasso di pioggia che caratterizza i nubifragi. Attraverso una

⁽¹⁾ In via indicativa, l'analisi di una singola serie di n dati di portata al colmo massima annuale, non può ragionevolmente condurre a prevedere valori di portata temibile con periodi di ritorno superiori a $2n$.

⁽²⁾ Per i piccoli bacini ove siano disponibili solamente le serie di portata giornaliera, la ricostruzione delle corrispondenti serie dei massimi annuali è soggetta a gravi incertezze e può provocare distorsioni rilevanti.

Relazione Idrologica e Idraulica

rappresentazione globale del funzionamento idrologico del bacino in esame, tali metodi trasformano la pioggia temibile in valori temibili di portata al colmo, il cui periodo di ritorno è, a rigore, quello della sollecitazione meteorica. Nei casi più semplici, la trasformazione viene rappresentata dalla formula razionale, ma sempre più sovente si fa ricorso alla simulazione tramite modelli idrologici di piena. Pur se caratterizzate da notevoli incertezze⁽³⁾, tali metodologie comportano procedure di calcolo semplici e speditive e si adattano al caso di

- (a) piccoli bacini (ovvero laddove la variabilità spaziale delle caratteristiche del bacino sia modesta),
- (b) periodi di ritorno limitati e
- (c) interventi - sia di tipo localizzato che distribuito lungo i rami di monte del reticolo - sviluppiabili soprattutto in ragione della massima resa economica, in termini di rapporto tra costi e benefici; per esempio, trovano vasta applicazione nell'ambito dell'idrologia urbana.

Metodo geomorfoclimatico

Il metodo geomorfoclimatico si basa sulla derivazione in probabilità della portata al colmo a partire dalle caratteristiche stocastiche del campo di pioggia e dalle caratteristiche fisiche del bacino esaminato. Per via dell'intrinseca capacità di descrivere la variabilità spaziale di tali caratteristiche, il metodo si presta a un'implementazione distribuita sul territorio. Esso fornisce valori di progetto tendenzialmente più accurati di quelli ottenibili con il metodo razionale, e generalmente più robusti rispetto a quelli ricavabili mediante le tradizionali tecniche di regionalizzazione statistica, congiuntamente alle quali può venire peraltro sviluppato. La maggiore precisione rispetto al metodo razionale discende dall'abbandono dell'ipotesi di isofrequenza e, soprattutto, dalla capacità di descrivere la variabilità spaziale delle caratteristiche di assorbimento e trasporto delle acque sui versanti e lungo la rete idrografica⁽⁴⁾. Il metodo geomorfoclimatico distribuito si adatta ai bacini di piccole e medie dimensioni, dove risulti significativa la variabilità spaziale delle caratteristiche geologiche, geopedologiche e di uso del suolo, e dove la rete idrografica presenti uno sviluppo articolato e complesso. Una volta prodotto lo sforzo per costruire il modello geomorfoclimatico e implementarne la consultazione mediante un supporto cartografico automatico, la previsione di piena può essere agevolmente condotta su ogni ramo del reticolo idrografico e coprire, quindi, l'intera gamma delle scale spaziali contemplata nel modello. Inoltre, il metodo si presta a valutazioni in presenza di modificazioni dello scenario climatico, delle pratiche agroforestali e, più in generale, degli usi del suolo⁽⁵⁾. In tal modo, è possibile valutare la sensibilità

⁽³⁾ Soprattutto per via della verosimiglianza, talvolta scarsa, dell'ipotesi di isofrequenza.

⁽⁴⁾ La metodologia consente anche di valutare la correlazione tra le portate e i volumi di piena temibili, offrendo così una maggiore flessibilità nella valutazione degli idrogrammi di piena, necessari per la formulazione di scenari di progetto, rispetto al metodo razionale.

⁽⁵⁾ Per esempio, quando si vuole stabilire se un intervento antropico tenda o meno a modificare il regime di piena.

del regime di piena in relazione a cicli climatici naturali e/o interventi antropici distribuiti sul territorio stesso.

Simulazione climatica

Le prestazioni della regionalizzazione statistica e del metodo geomorfoclimatico distribuito diminuiscono sensibilmente quando l'importanza delle opere, delle infrastrutture e, più in generale, degli interventi richiede la valutazione di eventi molto rari⁽⁶⁾ e quando vengano esaminati tronchi fluviali che sottendono bacini di ampia estensione⁽⁷⁾. In questo caso, tali metodi forniscono soltanto previsioni di prima approssimazione. A complemento vanno quindi prodotti scenari idrologico-climatici in grado di rappresentare la sensibilità del sistema in relazione all'eventuale non stazionarietà e persistenza a lungo termine dei fenomeni di piena, all'influenza delle utilizzazioni idrauliche e, più in generale, alle politiche di gestione delle acque. In questo caso, una simulazione del sistema, che muova dagli scenari di precipitazione a quelli di deflusso tramite una trasformazione in grado di descrivere la complessità e la variabilità interna del sistema stesso, può consentire una valutazione cautelativa del dato progettuale.

Come già esposto, nella presente relazione le portate di massima piena per diversi tempi di ritorno verranno calcolate con due metodologie, per poter procedere successivamente al confronto dei risultati ottenuti:

1. Mediante regionalizzazione statistica con stima della portata indice e calcolo della curva di crescita delle portate, in aderenza al Rapporto VAPI per la regione Campania. Tale rapporto comprende un'analisi specifica proprio per il bacino del Fiume Sele, che ha condotto alla stima dei valori del fattore di crescita, K_T , validi per l'intero bacino, per assegnati periodi di ritorno;
2. Mediante metodo indiretto, basato sul modello di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali, a partire dei dati di precipitazioni brevi ed intense registrate al pluviometro di Eboli. Le portate sono state determinate mediante il metodo del Curve Number sviluppato dal Soil Conservation Center, scelto tra i vari metodi reperibili in letteratura.

Per la verifica idraulica delle opere in progetto si avrà cura di considerare la metodologia che conduce ai risultati più gravosi.

5. STIMA DELLA PORTATA AL COLMO MEDIANTE TECNICHE DI REGIONALIZZAZIONE STATISTICA

In molti casi capita di dover stimare la portata di piena in siti fluviali sprovvisti di dati idrometrici adeguati a condurre elaborazioni statistiche che permettano un'analisi puntuale di

⁽⁶⁾ Per esempio, quelli con probabilità annuale di accadimento dell'ordine dell'uno per cento in un orizzonte decennale, che comportano la stima di portate con periodo di ritorno millenario.

⁽⁷⁾ Dove l'intervento antropico tende a modificare profondamente il regime di formazione e trasporto delle piene.

frequenza delle piene. In questi casi è consigliabile utilizzare metodi di regionalizzazione statistica e, in particolare, quelli basati sul concetto di portata indice. Questi metodi stimano la portata al colmo in base alla relazione

$$Q_c = E[Q] \cdot K_T$$

dove con il simbolo $E[Q]$ si è indicata la portata indice, che rappresenta l'informazione relativa all'ordine di grandezza dell'evento temibile e solitamente viene assunto pari al valor medio delle portate al colmo massime annue, e con K_T il fattore di crescita delle portate, che rappresenta l'informazione relativa alla frequenza dell'evento e dipende dalla distribuzione di probabilità scelta per rappresentare la variabile aleatoria costituita dalla portata al colmo massima annuale.

La moderna metodologia della regionalizzazione statistica si basa sull'ipotesi di autosomiglianza statistica a livello di regione o zona omogenea. Essa comporta l'invarianza della distribuzione del massimo annuale della portata al colmo normalizzata rispetto ad un valore indice, rappresentato dal valore atteso o da quello del cosiddetto L-moment⁽⁸⁾ di ordine zero (in pratica la media aritmetica). Per ogni zona omogenea o regione idrologica di piena è possibile stimare la curva di crescita regionale, $x_T = x(T)$ in base all'andamento della legge probabilistica che descrive la variabile $X = Q/E[Q]$, dove Q è la portata al colmo massima annuale e $E[Q]$ la portata indice.

Per identificare le regioni idrologiche di piena si possono utilizzare diverse tecniche, in modo da selezionare le aree omogenee all'interno dell'area vasta presa in esame. In caso di campioni di dimensioni modeste tratti da reti idrometriche relativamente lasche, si ottengono risultati soddisfacenti impiegando il criterio dell'invarianza di scala rispetto al bacino drenato.

5.1 Curva di crescita del regime idrologico di piena

In base ad una consolidata esperienza d'impiego, in Italia le distribuzioni più adatte a rappresentare la portata massima annuale normalizzata sono la GEV (distribuzione generalizzata del valore estremo) e la TCEV (distribuzione estrema a doppia componente esponenziale). La prima ha il vantaggio di presentare una coda che tende asintoticamente a un comportamento iperbolico, riscontrato nel comportamento estremo di numerosi fenomeni naturali. La seconda, invece, consente di descrivere modalità diverse nella genesi degli eventi estremi, associabili a fattori fisici differenti fra loro. A parità di prestazioni il modello GEV si presta ad un uso più immediato perché facilmente invertibile; in questa sede, però, si

⁽⁸⁾ Trasformazione lineare dei momenti statistici della frequenza di superamento (cfr. STEDINGER J.R., VOGEL R.M. & FOUFOULA-GEORGIU E., Frequency analysis of extreme events, in *Handbook of Hydrology*, Chapter 18, edited by D.R. Maidment, McGraw-Hill, New York, 1992).

preferisce adottare il modello TCEV in quanto è quello adottato nell'ambito del Progetto VAPI del CNR – GNDCI⁽⁹⁾.

Senza addentrarci nella descrizione dei modelli statistici adottati, per la quale si rimanda ai più moderni testi specialistici⁽¹⁰⁾, si riporta l'espressione pratica del fattore di crescita calcolato in base alla distribuzione TCEV

$$K_T = 1/\eta \cdot (\Theta^* \ln \Lambda^* + \ln \Lambda_1 + \Theta^* \ln T)$$

dove i parametri, da stimare in base alle osservazioni disponibili per la regione omogenea, per la Campania valgono:

$$\begin{aligned} \Theta^* &= 2.634 \\ \Lambda^* &= 0.350 \\ \Lambda_1 &= 13.00 \\ \eta &= 3.901 \end{aligned}$$

Nella successiva tabella si riportano i valori del fattore di crescita per i periodi di ritorno maggiormente utilizzati nella pratica, calcolati in base alla distribuzione TCEV.

TEMPI DI RITORNO (ANNI)									
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
KT	0,87	1,29	1,63	2,03	2,61	3,07	3,53	4,15	4,52

Tabella 5.1.a Fattore di crescita per i tempi di ritorno più utilizzati per bacini dell'intera regione Campania

Nell'ambito del citato Rapporto VAPI è stata condotta un'analisi specifica proprio per il bacino del Fiume Sele, che ha condotto alla stima dei valori di fattore di crescita, K_T , validi per l'intero bacino, per assegnati periodi di ritorno, e riportati nella seguente tabella.

TEMPI DI RITORNO (ANNI)									
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
KT	0,97	1,30	1,65	2,06	2,66	3,14	3,63	4,37	4,75

Tabella 5.1.b Fattore di crescita per i tempi di ritorno più utilizzati per il bacino del Fiume Sele

⁽⁹⁾ GNDCI-CNR, *Valutazione delle piene in Campania*, a cura di F. Rossi e P. Villani, Salerno, Dicembre 1994.

⁽¹⁰⁾ ROSSI F., FIORENTINO M., VERSACE P., Two component extreme value distribution for flood frequency analysis, *Water Resources Research*, 20(7), 847-856, 1984.

JENKINSON A.F., The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements, *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 87, 158, 1955.

5.2 Stima della portata indice

La stima della portata indice nei casi in cui non si disponga di osservazioni idrometriche dirette, può essere condotta costruendo un modello che ponga in relazione alcune grandezze fisiche del bacino (superficie, pendenza, lunghezza asta principale, ecc.) con la portata indice, $E[Q]$.

La struttura di tale modello può essere ottenuta essenzialmente attraverso due tipi di approcci, riconducibili a due diverse metodologie:

- a) approcci di tipo puramente empirico;
- b) approcci basati su modelli geomorfoclimatici (di cui la formula razionale è un'applicazione notevole).

L'approccio empirico fa ricorso, generalmente, a modelli di regressione di tipo logaritmico: nell'ambito del Progetto VAPI è stato applicato un legame di regressione del tipo

$$\ln E[Q] = \ln a + b \ln A$$

corrispondente all'espressione monomia

$$E[Q] = a \cdot A^b$$

che è stata tarata per l'intero territorio campano. Le formule sono riportate nella seguente tabella

	RELAZIONE	PARAMETRI		COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE
		a	b	ρ^2
1)	$E[Q] = a \cdot A^b$	1,1922	0,8384	0,9029
2)	$E[Q] = a \cdot A_{imp}^b$	6,3511	0,6387	0,9553
3)	$E[Q] = a \cdot A_{rid}^b$	3,2160	0,7154	0,9702

Tabella 5.2.a Parametri per la stima della portata indice

A è la superficie complessiva, A_{imp} è la superficie di bacino con formazioni impermeabili, A_{rid} è la superficie complessiva depurata della componente permeabile.

Nell'eventualità che si debba stimare la portata al colmo per assegnato periodo di ritorno in sezioni dotate di stazioni di misura idrometrica, la stima della portata indice, $E[Q]$, può essere agevolmente condotta utilizzando le osservazioni dirette. A tale proposito si osserva che gli errori prodotti dalle relazioni di regressione possono essere, in alcuni casi, molto rilevanti. Tale circostanza suggerisce l'opportunità di stimare la portata indice direttamente dai dati osservati ogni volta ciò sia possibile, persino nel caso in cui si disponga di un campione di osservazioni dei massimi annuali piuttosto limitato (orientativamente almeno cinque anni di dati).

Relazione Idrologica e Idraulica

Alcuni autori (Hebson e Cunnane [1987], Brath e Franchini [1998]), infatti, hanno mostrato come la stima diretta risulti in genere più accurata di quella ottenibile per via indiretta tramite tecniche di regionalizzazione, specialmente nel caso di bacini di modeste dimensioni. Nel caso in cui, invece, la sezione sia priva di misurazioni o vi siano dubbi sulla rappresentatività del campione di dati disponibile, l'uso di un'equazione di carattere regionale diventa inevitabile, salvo poi verificare attentamente l'affidabilità dei risultati proposti da tali formule. Nella seguente tabella si riportano i valori della portata indice $E[Q]$ (in m^3/s) e del coefficiente udometrico q (portata per unità di superficie, in $m^3/s \cdot km^2$), per i bacini dei corsi d'acqua

Tr	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
Kt	0.97	1.30	1.65	2.06	2.66	3.14	3.63	4.37	4.75
$Qc(m^3/s)$	3.47	4.65	5.90	7.37	9.51	11.23	12.98	15.63	16.99
$u(m^3/s \cdot km^2)$	0.95	1.27	1.62	2.02	2.61	3.08	3.56	4.28	4.65

interferiti dall'opera, stimati mediante la relazione 1) della tabella precedente.

Tabella 5.2.b Portata indice stimata per i bacini interferiti

5.3 Stima della portata al colmo

I risultati delle procedure di stima descritte in precedenza sono riportati nella seguente tabella riepilogativa, in cui sono evidenziati i valori di portata calcolati per il corso d'acqua interferito dall'opera, applicando i coefficienti di crescita ricavati per il bacino del fiume Sele.

Bacino	$A(km^2)$	$E(Q)$	$q(m^3/s \cdot km^2)$
Fontanelle	3.65	3.58	0.98

Tabella 5.3.a Portata al colmo stimata per i bacini interferiti

6. STIMA DELLA PORTATA AL COLMO MEDIANTE METODOLOGIE STATISTICHE INDIRETTE

La stima della portata al colmo per siti sprovvisti di osservazioni dirette può essere condotta tramite un approccio del tipo afflussi-deflussi, basato cioè sulla trasformazione degli afflussi meteorici registrati o stimati sul bacino in deflussi alla sezione di interesse. La maggior diffusione di strumenti di misura delle piogge (pluviometri), infatti, consente molto spesso di disporre di serie storiche sufficientemente grandi da permettere di effettuare questo tipo di stima.

Alla base di questo approccio vi è l'ipotesi che la portata al colmo ad assegnata frequenza venga prodotta da una pioggia caratterizzata dal medesimo periodo di ritorno: naturalmente questo non è sempre vero, dal momento che il processo fisico che regola la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi di piena dipende da una serie di fattori, quali le condizioni

iniziali del bacino, la morfologia, la distribuzione spazio-temporale dell'evento meteorico sul bacino, che difficilmente sono riproducibili in una modellazione matematica.

L'approccio classico è rappresentato dall'utilizzo della formula razionale, che consente di calcolare la portata al colmo di piena in base a una pioggia di intensità costante e durata corrispondente alla durata critica del bacino,

$$Q_c = A \cdot \Phi \cdot i(d_c, T, r)$$

dove A rappresenta la superficie del bacino, Φ il coefficiente di afflusso, $i(d_c, T, r)$ l'intensità di pioggia per assegnato periodo di ritorno, T, corrispondente alla durata critica d_c del bacino e raggugliata alla superficie del bacino mediante il coefficiente r.

Nel seguito si propongono alcune considerazioni sintetiche riguardo lo studio delle precipitazioni intense e la stima delle Curve di Possibilità Pluviometrica.

6.1 Analisi delle precipitazioni brevi e intense

Lo studio delle piogge intense è stato condotto prendendo in esame i dati pluviometrici registrati nella stazione di Eboli pubblicati dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano, sezione di Cagliari, nel periodo di osservazione 1955-87.

L'analisi idrologica è stata effettuata prendendo in considerazione i dati pluviometrici relativi alle precipitazioni di massima intensità e breve durata.

La determinazione delle relazioni altezza – durata – frequenza, più frequentemente indicate come curve di “possibilità pluviometrica o climatica” è stata effettuata per le piogge superiori all'ora, direttamente attraverso l'elaborazione statistica dei dati registrati a ciascun tempo di pioggia.

La conoscenza delle curve di possibilità pluviometrica consente l'estrapolazione, dai dati sperimentali raccolti, dei valori altezza – durata, e quindi intensità – durata, dell'evento pluviometrico da porre alla base dei calcoli della verifica delle opere, secondo i criteri di rischio idraulico assegnato.

L'elaborazione di tipo statistico e l'applicazione del calcolo delle probabilità alle serie storiche dei dati pluviometrici disponibili permette infatti, in funzione della conoscenza del tempo di ritorno dell'evento di pioggia di progetto, la valutazione della probabilità di superamento dell'evento (o rischio idraulico), a seguito del quale si determina l'insufficienza dell'opera nel periodo di vita tecnica della stessa.

6.1.1 Raccolta e selezione dei dati pluviometrici

Ai fini della determinazione della curva di possibilità pluviometrica relativa all'area d'interesse sono stati, come detto, presi in esame dati di pioggia registrati presso la stazione pluviometrica di Eboli pubblicati dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano, sezione di Salerno, nel periodo di osservazione 1955-87. Tale stazione è risultata quella più prossima

alla zona d'interesse con una serie storica di dati appena sufficiente per poter effettuare le elaborazioni statistiche descritte nel seguito.

Per la stazione di misura sono state raccolti i dati pluviometrici, riportati, sotto forma di tabelle, nell'Allegato A relativi alle altezze annue di precipitazione (durate di 1, 3, 6, 12 e 24 h).

6.1.2 Analisi statistica dei dati pluviometrici

Le curve di caso critico, pur fornendo alcune informazioni sul carattere degli eventi pluviometrici, non danno modo di marcare in forma esplicita ogni evento registrato con il valore della sua frequenza probabile: cioè non consentono di valutare quale sia la ricorrenza media del suo verificarsi.

L'analisi statistica degli eventi osservati consente invece di allargare il campo delle previsioni oltre il periodo di osservazione e di associare ad ogni evento un tempo di ritorno T_r , inteso come periodo, espresso in anni, nel quale mediamente l'evento viene eguagliato o superato. Alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi, che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica:

$$X(T_r) = X + F * S_x \quad (6.1.2a)$$

in cui:

- $X(T_r)$ è il valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno T_r ;
- X è il valore medio negli anni osservati;
- F è il cosiddetto valore di frequenza;
- S_x è lo scarto quadratico medio della variabile in esame.

Adottando la legge di distribuzione probabilistica più frequentemente utilizzata nel caso di valori estremi, come nel caso dei massimi annuali, cioè quella a doppio esponenziale o Gumbel, il fattore di frequenza F risulta fornito dall'espressione:

$$F = \frac{(Y(T_r)) - Y_N}{S_N} \quad (6.1.2b)$$

in cui:

- $Y(T_r) = -\ln(-\ln(T_r-1)/T_r)$
- Y_N media della variabile ridotta di Gumbel, funzione solo del numero N di osservazioni;
- S_N scarto quadratico medio della variabile ridotta di Gumbel, funzione solo del numero N di osservazioni;

si ottiene per $X(T_r)$:

$$X(T_r) = \underline{X} + \frac{S_x}{S_N} * Y_N + \frac{S_x}{S_N} * Y(T_r) \quad (6.1.2c)$$

Ovvero posto:

$$\beta = \underline{h} + \frac{S_x}{S_N} * Y_N \quad (6.1.2d)$$

$$\alpha = \frac{S_x}{S_N} \quad (6.1.2e)$$

si ha:

$$X(T_r) = \beta - \alpha \ln \left[\ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right] \quad (6.1.2f)$$

Nel caso in esame l'analisi delle precipitazioni intense è stata condotta sulle precipitazioni di massima intensità ($t_p > 1h$) per la sola stazione di Eboli.

Per l'analisi statistica si è proceduto valutando i parametri statistici della distribuzione di Gumbel relative alle serie prese in esame ovvero quelle relative alle altezze di pioggia caratterizzate da durate di 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h;

E' stato così possibile calcolare, attraverso la distribuzione di Gumbel, le altezze di pioggia $h_i(T_r)$, caratterizzate dai tempi di ritorno di 200, 100, 50, 20, 5 e 2 anni per ciascuna serie storica presa in esame.

Per caratterizzare le relative curve di possibilità pluviometrica è stata scelta una relazione del tipo monomia a due parametri:

$$h_{T_r}(t) = a_{(T_r)} * t^n \quad (6.1.2g)$$

in cui:

- $h_{T_r}(t)$ è l'altezza di pioggia in mm caduta nell'intervallo t con tempo di ritorno T_r ;
- a_{T_r} è l'altezza della pioggia oraria t con tempo di ritorno T_r ;
- n esponente numerico.

ottenuta attraverso una regolarizzazione dei valori delle altezze di precipitazione della distribuzione di Gumbel relative a durate superiori all'ora.

I vari coefficienti $a(T_r)$ e l'esponente n delle curve di possibilità climatica sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, cioè imponendo che sia minima la somma dei quadrati delle distanze degli scarti tra i logaritmi dei valori di $h(T_r)$ ed i corrispondenti valori della retta:

$$\log(h_{T_r}(t)) = n_i * \log(t) + \log a_{T_r} \quad (6.1.2h)$$

con la quale l'espressione delle curve viene linearizzata passando alla forma logaritmica.

Si sono così ottenute le curve di possibilità pluviometrica per la stazione pluviometrica di Eboli riportate nell'Allegato A in forma grafica ed individuate dai parametri riportati nei seguenti prospetto:

**CURVE DI POSSIBILITA' CLIMATICA DI
 FISSATO TEMPO DI RITORNO**

n= 0.248

Tr	GUMBEL	FRECHET	GULTON	FULLER
ai	ai	ai	ai	ai
(anni)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
500	92.6	128.3	82.6	91.9
200	83.6	104.3	75.7	82.3
100	76.9	89.1	70.4	75.0
50	70.1	76.0	65.0	67.7
25	63.3	64.8	59.6	60.5
10	54.0	52.3	52.0	50.9
5	46.8	44.1	45.7	43.6
2	35.7	34.2	35.8	34.0

Tabella 6.1.a Curve di possibilità climatica per la stazione di Eboli.

Sempre nell'allegato A sono riportati:

- le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate, nel periodo 1953-80;
- le curve di caso critico altezza-durata;
- le curve di caso critico intensità-durata;
- l'elaborazione statistica delle altezze di pioggia della durata di 1h, 3h, 6h, 12h e 24h per la stazione di Eboli;
- la regolarizzazione delle altezze di pioggia h calcolate con la distribuzione di Gumbel;
- le curve di possibilità climatica ad n costante Altezza di pioggia h (mm) – Durata t (h) e Intensità di pioggia i (mm/h) – Durata t (h);

ed i grafici relativi a:

- la regolarizzazione delle altezze di pioggia h calcolate con la distribuzione di Gumbel;

- le curve di possibilità climatica ad n variabile Altezza di pioggia $h(\text{mm})$ – Durata $t(\text{h})$ e Intensità di pioggia $i(\text{mm/h})$ – Durata $t(\text{h})$;

6.1.3 Valutazione delle perdite

Nella modellazione matematica del processo di trasformazione afflussi-deflussi, per la valutazione della pioggia netta si adottano spesso metodologie più complesse della semplice adozione di un coefficiente di deflusso. Le principali perdite idrologiche che si determinano su un bacino idrografico sono:

- l'intercettazione, l'evaporazione e l'evapotraspirazione determinate dalla vegetazione;
- la ritenzione nelle depressioni superficiali;
- l'infiltrazione nelle superfici permeabili.

L'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili dei bacini è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole, mentre meno significativo, ma non sempre trascurabile, potendo raggiungere in alcuni casi l'entità di alcuni millimetri di pioggia, è la perdita che avviene sul bacino per l'immagazzinamento delle depressioni superficiali del terreno, dalle quali l'acqua viene successivamente sottratta per evaporazione o infiltrazione.

Le perdite dovute all'intercettazione, all'evaporazione e alla evapotraspirazione risultano modeste nell'ambito dei singoli eventi di piena. Esse assumono invece maggiore importanza quando vengano presi in conto periodi di notevole durata comprendenti anche numerosi eventi di pioggia poco rilevanti. Ne consegue che tali perdite vengono normalmente nono considerate nell'ambito dei modelli di piena, mentre devono essere tenute in conto quando si faccia riferimento a modelli completi.

Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione

La perdita per intercettazione ed evaporazione è l'aliquota di precipitazione che è trattenuta dalla vegetazione e, assorbita da questa o restituita all'atmosfera attraverso l'evaporazione, non raggiunge il suolo. L'altezza totale di pioggia intercettata è, quindi, sommo di una quantità molto piccola (0.2 - 1.2 mm) trattenuta sul fogliame e da una quantità che, evaporando, continuamente si rinnova. Quest'ultima è proporzionale, oltre che alla superficie bagnata e alla durata della pioggia, anche a un fattore di evaporazione strettamente dipendente dalla temperatura e dall'umidità dell'aria. Così la perdita per intercettazione ed evaporazione è essenzialmente concentrata all'inizio dell'evento piovoso ed è percentualmente tanto più alta quanto più piccolo è l'ammontare della precipitazione. Ne consegue che, anche per aree boschive, o con densa copertura a verde, la perdita per intercettazione ed evaporazione, nel caso di singolo evento meteorico con elevata intensità e concentrato nel tempo, assume valori percentuali molto piccoli.

La perdita per evapotraspirazione dipende invece da un processo simile a quello dell'evaporazione, solo che in questo caso l'acqua viene sottratta dai primi strati del terreno, nei quali è pervenuta per infiltrazione, dalle piante, e reimpressa nell'atmosfera tramite la traspirazione. Questo fenomeno, mentre influenza il bilancio annuo rendendo, nel tempo, il terreno di nuovo idoneo ad assorbire maggiori quantità d'acqua per infiltrazione, è praticamente da non considerare nel caso del singolo evento con elevata intensità e concentrato nel tempo, in quanto in questo caso la sua azione sulla variazione di capacità d'infiltrazione nel terreno è trascurabile.

Nel caso di modelli di piena applicati a bacini idrografici per la stima della massima portata al colmo di piena da assumere a base del dimensionamento di interventi di sistemazione idraulica, date anche le caratteristiche delle precipitazioni massime in tale caso utilizzate, ed in favore di sicurezza, queste due prime cause di perdita sono, quindi, normalmente trascurate.

Ritenzione nelle depressioni superficiali

Prima che le precipitazioni su un bacino diano luogo a scorrimento superficiale si verifica ulteriore sottrazione di un volume che può essere considerato composto da due termini: la quantità d'acqua necessaria a "bagnare" la superficie scolante (rappresentata dal velo d'acqua sul suolo soggetto alla tensione superficiale) e la quantità d'acqua che va ad immagazzinarsi nelle vere e proprie depressioni del suolo. Questi volumi, infatti, non sono più disponibili al deflusso e vengono riportati nel ciclo idrologico solo per effetto della evaporazione e dell'infiltrazione alla fine della pioggia. E' evidente che l'entità di tali perdite dipende strettamente dal tipo e dallo stato di copertura del bacino.

In letteratura sono ormai disponibili diversi metodi per la valutazione quantitativa del fenomeno della ritenzione, alcuni basati sulla stima globale della parte di precipitazione iniziale del pluviogramma di progetto che viene intercettata, altri basati sulla determinazione dell'andamento temporale del fenomeno di riempimento e saturazione delle depressioni; tutti ovviamente fortemente dipendenti dalla natura e dalle caratteristiche del terreno.

Tuttavia, quello che qui si deve notare è che dette perdite, oltre che essere iniziali, possono normalmente avere, specie su bacini antropizzati e di modeste estensioni, modesta entità, talchè, appena si considera un evento meteorico non isolato, ma inserito in un più ampio contesto di un periodo piovoso, la probabilità che dette capacità siano ormai riempite è molto alta. Ne consegue la considerazione che nei modelli indirizzati alle portate di progetto non solo è irrilevante considerare queste perdite, ma anzi è opportuno trascurarle, tenuto conto che l'ipotesi di evento di pioggia critico all'interno di un più ampio periodo piovoso è certamente molto più realistica di quella di evento isolato non preceduto da alcuna precipitazione, anche di piccola altezza.

Infiltrazione nei suoli impermeabili

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso in alveo.

Si definiscono:

infiltrazione: la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo;

capacità d'infiltrazione: la massima velocità con cui un suolo, in qualsiasi condizione, è capace di assorbire acqua.

Se l'entità di pioggia è inferiore alla capacità di infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale. Risulta quindi fondamentale conoscere il valore della capacità di infiltrazione dei diversi suoli, nelle varie condizioni.

Il fenomeno dell'infiltrazione può essere considerato come una successione di tre fasi: l'entrata della pioggia nella superficie del suolo, la propagazione attraverso la tessitura di questo e la conseguente saturazione dei vuoti presenti. Ognuna di queste fasi influenza la capacità di infiltrazione: infatti l'acqua sottratta dal suolo non potrà essere maggiore di quanto possa entrare nella sua superficie né più di quanto consenta la trasmissione verso il basso attraverso la tessitura dei vari strati di terreno attraversati e, d'altra parte, a parità di infiltrazione in superficie, il fronte di umidità nel terreno avanzerà tanto più velocemente quanto minore è la porosità di questo.

La capacità di infiltrazione dipende quindi non solo dalla tessitura del terreno, ma anche dallo stato dello strato superficiale di questo e, istante per istante, dallo spessore del suolo saturo d'acqua. Una compattazione superficiale dovuta al transito di mezzi o al calpestio tende infatti a ridurre la capacità di infiltrazione, mentre la coltivazione del suolo, i prati e i boschi tendono ad aumentarla; l'aumento nel tempo, durante un evento, dello strato saturo di suolo tende, inoltre, a ridurre la capacità di infiltrazione, a causa del corrispondente aumento della lunghezza dello strato attraverso cui l'acqua deve filtrare.

Vi sono in generale due differenti approcci per determinare l'andamento nel tempo della capacità di infiltrazione: uno è basato sull'interpretazione teorica del fenomeno della infiltrazione, mentre l'altro tende a rappresentare tale fenomeno attraverso metodi di tipo empirico.

Per le applicazioni pratiche i metodi empirici o idrologici sono molto diffusi, in quanto di più semplice implementazione e di uso più consolidato. Nel caso in esame, la procedura utilizzata per il calcolo delle perdite, è quella del "Curve Number" (CN) del Soil Conservation Service. Questa procedura, sviluppata nel 1972, viene ormai largamente utilizzata per l'interpretazione della dinamica temporale delle perdite, anche se originariamente non fu proposta a tale scopo.

La procedura si basa sull'utilizzo della seguente equazione:

$$h_{netta}(t) = \frac{[H(t) - I]^2}{H(t) - I + S}$$

dove:

$h_{netta}(t)$ è l'altezza di pioggia netta di durata t ;

$H(t)$ è l'altezza di pioggia lorda di stessa durata t ;

S è l'altezza d'acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione;

I è l'assorbimento iniziale, che viene assunto usualmente pari a $0.2 \cdot S$

Il valore di S dipende dal valore del parametro CN, caratteristico del terreno, attraverso la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

I valori del CN vengono normalmente determinati in funzione delle caratteristiche di permeabilità del terreno e dell'uso del suolo dello stesso. Relativamente alla permeabilità, il Soil Conservation Service distingue quattro diversi tipi di suolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella seguente.

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Compende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico, come mostrato nella seguente tabella.

Tipo di copertura (uso del suolo):	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Terreno coltivato:				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo:				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie:				
buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati:				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi:				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali (impermeabilità media %):				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	75	83	87
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabili, tetti	98	98	98	98
Strade:				
Pavimentate con cordoli - fognature	98	98	98	98
inghiaiate o selciate e con buche	76	85	89	91
in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve e tabelle sperimentali determinate dal Soil Conservation Service.

Per tali curve è stata determinata anche una funzione di interpolazione, per renderne più agevole l'utilizzo.

$$CN_{AMCI} = \frac{4.2CN}{10 - 0.058CN} \qquad CN_{AMCIII} = \frac{23CN}{10 + 0.13CN}$$

La tabella seguente riporta i valori di conversione del CN dalle condizioni di classe AMC II alle classi AMC I e AMC III.

Classe AMC		
I	II	III
100	100	100
87	95	98
78	90	96
70	85	91
57	75	88
51	70	85
45	65	82
40	60	78
35	55	74
31	50	70
15	30	50
9	20	37
4	10	22
0	0	0

Le condizioni di umidità antecedenti l'evento, secondo il Soil Conservation Service, possono essere ricavate sulla base della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato, secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Classe di AMC	Precipitazione totale nei 5 giorni precedenti l'evento(mm)	
	<i>Stagione di riposo</i>	<i>Stagione di crescita</i>
I	< 12.7	< 35.5
II	12.7 – 28.0	35.5 – 53.3
III	> 28.0	> 53.3

6.2 Il metodo utilizzato

Il modello afflussi – deflussi che si è ritenuto di utilizzare nell'ambito del presente studio idrologico, è, come già esposto, un modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse, che combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni, mediante le metodologie più sopra esposte, con il metodo del Curve Number,

del SCS per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- calcolo del tempo di corrivazione;
- calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
- calcolo della pioggia netta;
- calcolo della portata al colmo.

Alla base della procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- che la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- che il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- che la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza;

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma.

6.2.1 Dati di base

Una volta identificato il bacino idrografico di interesse sulla cartografia disponibile, si è proceduto al calcolo della quota media (H_{med}) e del Curve Number (CN) medio tramite un software in grado di effettuare elaborazioni di analisi spaziale.

La procedura adottata per il calcolo della quota media è stata la seguente:

- Delimitazione dei bacini idrografici sulla base della cartografia CTR 1:5.000;
- Intersezione di tali poligoni con il Modello Digitale del Terreno (DEM: Digital Elevation Model) costituito da maglie quadrate di 75 metri di lato ad ognuna delle quali è associato un valore della quota altimetrica.

Il risultato dell'intersezione tra il DEM dell'intera area di studio e il poligono corrispondente al bacino ha generato una tabella nella quale sono riportate le quote di ciascuna cella e il numero di celle del bacino che hanno quella determinata quota.

Tramite specifiche funzioni di analisi del GIS è stata ricavata la quota media pesata di ciascun bacino con la formula:

$$\sum H_i * A_i / A_{tot}$$

Analogo è stato il procedimento usato per il calcolo del Curve Number medio di ciascun bacino. In questo caso però è stata utilizzata come base la carta dell'uso del suolo e la carta della permeabilità del terreno desunta dalla carta litologica. Ad ogni tipologia di uso del suolo è stata attribuita la corrispondente classe di CN relativa alla classe di permeabilità del terreno in quell'area.

Quindi è stata fatta l'intersezione tra questa e tutti i poligoni relativi ai bacini analizzati.

Anche in questo caso, mediante analoghe elaborazioni di analisi spaziale si ottengono i valori di CN relativi a ciascuna cella ricadente nel bacino stesso.

Effettuando la media pesata del Curve Number data dalla formula:

$$\Sigma CN_i * A_i / A_{tot}$$

si ottengono infine i valori medi di CN per ogni bacino.

Per il bacino Fontanelle in esame i risultati ottenuti con la metodologia precedentemente descritta vengono di seguito riportati:

NUMERO D'ORDINE	DENOMINAZIONE BACINO	CN II	CN III
1	Fontanelle	53	72

Coefficienti CN dei bacini interferiti

6.2.2 Calcolo del tempo di corrivazione

Il calcolo del tempo di corrivazione, t_c , si rende necessario in quanto con esso si individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale.

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a due diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di estensione limitata, con aree drenate al di sotto dei 10 km².

Tutte le formulazioni risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale.

Per bacini di superficie compresa tra 1 e 10 km² si può adottare la formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 (A / I)^{0.50}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione in ore;
- A, l'area del bacino in km²;

- I , è la pendenza media dell'asta fluviale in m/m.

la formula di Pasini valida per bacini di estensione limitata:

$$t_c = \frac{0.108(A * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione in ore;
- A , l'area del bacino in km²;
- L , la lunghezza dell'asta fluviale in km;
- I , è la pendenza media del reticolo idrografico in m/m.

I calcoli idrologici del tempo di corrivazione e delle portate al colmo sono ovviamente riferiti alla sezione di chiusura relativa all' attraversamento del tracciato di progetto.

L'ubicazione delle sezioni di chiusura, così come la perimetrazione dei relativi bacini idrografici, è riportata nella Corografia dei bacini allegata al progetto.

Nella tabella seguente sono riportati i principali parametri idrologici dei bacini necessari al calcolo dei tempi di corrivazione.

BACINO	COD	S	L asta pr	i media asta	Ho	Hmax	Hmedia
		kmq	km	m/m	m.s.l.m.	m.s.l.m.	m.s.l.m.
Fontanelle	1	3.63	2.83	0.01	85	332	210

Di seguito è riportata la tabella di sintesi dei risultati ottenuti dall'applicazione delle formule sopra descritte:

			Ventura	Pasini	Adottato
BACINO	COD	S	Tc	Tc	Tc
		kmq	h	h	h
Fontanelle	1	3.65	2.42	2.35	2.35

Tra i vari metodi esposti si ritiene di adottare, ai fini delle verifiche di progetto, i valori riscontrati con l'applicazione della formula di Pasini per il bacino di interesse (considerando tempi di corrivazione minimi di 10 minuti).

6.2.3 Stima delle portate di massima piena

Utilizzando i valori dei diversi parametri precedentemente stimati si sono determinate per ciascun bacino le portate di piena al colmo per i tempi di ritorno prefissati, mediante la formula

$$Q_c = P_n * A / 3,6 * t_c$$

dove:

- Q_c è il valore della massima portata al colmo (m^3/s);
- t_c è il tempo di corrivazione (ore) (vedi tabella precedente sui tempi di corrivazione);
- $P_n(t_c, T_r)$ è l'altezza di pioggia netta (mm), corrispondente alla durata pari al tempo di corrivazione (t_c), dedotta dalla curva di possibilità pluviometrica di tempo di ritorno assegnato (T_r) (Vedi tabella precedente sulle altezze di pioggia netta);
- A è l'area del bacino (km^2) (vedi tabella precedente sui parametri morfometrici dei bacini)

I valori risultanti vengono riportati nella tabella seguente.

<i>Pioggia lorda</i>					<i>Pioggia netta</i>				
<i>h (20)</i>	<i>h (50)</i>	<i>h (100)</i>	<i>h (200)</i>	<i>h (500)</i>	<i>h_n (20)</i>	<i>h_n (50)</i>	<i>h_n (100)</i>	<i>h_n (200)</i>	<i>h_n (500)</i>
<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
75.48	86.67	95.06	103.42	114.45	26.18	33.59	39.45	45.50	53.78

6.2.3.a *Stima della pioggia lorda e netta per il bacino Fontanelle.*

<i>Portata</i>					<i>Coefficiente udometrico</i>				
<i>Q_n (20)</i>	<i>Q_n (50)</i>	<i>Q_n (100)</i>	<i>Q_n (200)</i>	<i>Q_n (500)</i>	<i>u_n (20)</i>	<i>u_n (50)</i>	<i>u_n (100)</i>	<i>u_n (200)</i>	<i>u_n (500)</i>
<i>m³/s</i>	<i>m³/s</i>	<i>m³/s</i>	<i>m³/s</i>	<i>m³/s</i>	<i>m³/s*km²</i>	<i>m³/s*km²</i>	<i>m³/s*km²</i>	<i>m³/s*km²</i>	<i>m³/s*km²</i>
11.29	14.48	17.00	19.61	23.18	3.09	3.97	4.66	5.37	6.35

6.2.3.b *Stima delle portate e dei coefficienti udometrici per il bacino Fontanelle.*

8. CONSIDERAZIONI SUI VALORI DI PORTATA AL COLMO: CONFRONTO DEI RISULTATI

L'indisponibilità di dati relativi ad osservazioni di eventi di piena nei bacini idrografici interferiti dall'opera stradale in progetto, ha reso necessario ricorrere a due metodi per la stima delle portate al colmo:

1. Metodo di regionalizzazione statistica basato sul concetto di distribuzione invariante della portata rinormalizzata rispetto a una portata indice e sul calcolo della curva di crescita delle portate. Nell'ambito del citato Rapporto VAPI per la regione Campania è stata condotta un'analisi specifica proprio per il bacino del Fiume Sele, che ha condotto alla stima dei valori di fattore di crescita, K_T , validi per l'intero bacino, per assegnati periodi di ritorno.
2. Metodo indiretto basato sul modello di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali, a partire dai dati relativi a precipitazioni brevi ed intense registrati da stazioni pluviometriche ricadenti nell'ambito dei bacini interferiti. Le portate sono state determinate mediante il metodo del Curve Number sviluppato dal Soil Conservation Center, scelto tra i vari metodi reperibili in letteratura.

Le portate al colmo corrispondenti ai vari tempi di ritorno, calcolate con i due metodi citati, differiscono in maniera sensibile tra di loro, come è possibile notare dalla tabella riassuntiva seguente.

N°	NOME BACINO	T_c (ore)	METODOLOGIA UTILIZZATA PER IL CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO	Portata al colmo	Portata al colmo	Portata al colmo	Portata al colmo	Portata al colmo
				$Q(T_r=20)$ (m^3/s)	$Q(T_r=50)$ (m^3/s)	$Q(T_r=100)$ (m^3/s)	$Q(T_r=200)$ (m^3/s)	$Q(T_r=500)$ (m^3/s)
1	Fontanelle	2.35	VAPI	7.37	9.51	11.23	12.98	15.63
1	Fontanelle	2.35	Metodo razionale	11.29	14.48	17.00	19.61	23.18

Tabella 8.a - Confronto tra le portate al colmo ottenute con i due metodi utilizzati per il calcolo

Viene pertanto considerata, nelle successive verifiche degli attraversamenti, la portata duecentennale più gravosa, derivante dal calcolo con il metodo razionale, in favore di sicurezza.

9. LE INTERFERENZE IDRAULICHE

L'unica interferenza idraulica di interesse per la progettazione dello svincolo è il Fosso Fontanelle. Le opere idrauliche previste in progetto riguardanti tale bacino sono il

Relazione Idrologica e Idraulica

prolungamento dello scatolare 2.00 x 2.00 metri subito a valle del rilevato ferroviario ed il prolungamento dello scatolare esistente di dimensione 4.00x3.00 metri esistente sulla rotonda finale dell'asse V1 fino a raccordarsi a monte allo scatolare già esistente ed a valle al canale a sezione aperta che si immette nel Canale Tiranna.

L'opera prevista è uno scatolare 6.00x3.00 metri che consente di mantenere inalterata la sezione idraulica esistente del Canale interferito.

Tal soluzione è stata prevista anche in relazione alla presenza in corrispondenza della rotonda R1 sia di collettori acque bianche che acque nere, come meglio rappresentato nella planimetria interferenze T00IN00INTPP01_A; quindi l'eventuale spostamento planimetrico del canale interferito avrebbe posto ulteriori problematiche di interferenza con gli stessi.

10. SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

La raccolta delle acque meteoriche dalla piattaforma stradale avviene mediante le seguenti opere di drenaggio della piattaforma stradale:

- Fosso di guardia rivestito posto al piede del rilevato o in testa alle scarpate dei tratti in trincea. È stata adottata la sezione trapezia rivestita in c.a. con pendenza della scarpata di 1:1, con larghezza del fondo e delle scarpate pari a 50 cm come riportato nella planimetria idraulica. Il fosso di guardia, oltre a ricevere le acque provenienti dalla piattaforma mediante canalizzazioni di embrici disposte ad interasse pari a 20 metri nella rampe 2,3 dove la sezione stradale risulta in rilevato, raccoglie anche le acque provenienti dalle aree esterne limitrofe per una fascia variabile in funzione della naturale inclinazione del bacino dominante.
- Cunette alla francese con tubo in pead sottostante nei tratti in trincea laddove necessario. In questo caso l'acqua della carreggiata viene raccolta e convogliata nell'apposita tubazione sottostante per mezzo di pozzetti grigliati con caditoia disposti ad interasse pari a 20 metri tranne che nel tratto compreso tra le sezioni 18-21 dell'asse V1 ove è pari a 10 metri.

Sono state inoltre verificate tutte le opere idrauliche atte al collettamento della piattaforma stradale con i criteri di seguito esposti.

10.1 Verifiche idrauliche preliminari delle opere di drenaggio

La verifica di un idoneo dimensionamento delle opere atte al drenaggio complessivo dell'infrastruttura è stato effettuato, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K_s \cdot R_i^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}} \quad (10.1.a)$$

in cui:

- V= velocità media del flusso (m/s)
- K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R^i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \cdot A \quad (10.1.b)$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K_s=60 m^{1/3}/s$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $K_s=70 m^{1/3}/s$ per le per le tubazioni.

Sulla base della stima delle piogge e delle portate di progetto prima evidenziate, e della geometria prevista per canalette, fossi di guardia e collettori, sono stati verificati gli elementi di drenaggio secondo i criteri di seguito illustrati. La verifica di tutti gli elementi di collettamento delle acque di piattaforma è stata condotta considerando, l'intensità di pioggia relativa ad una durata dell'evento di 10 min ($i = 243,30 \text{ mm/h}$) riferita ad un tempo di ritorno di 25 anni, mentre i soli fossi di guardia sono stati verificati considerando un'intensità critica per un tempo di ritorno pari a 50 anni ed una durata sempre pari a 10 minuti ($i = 270 \text{ mm/h}$). Nelle Tabelle allegate in Allegato B sono riportate le verifiche dei vari elementi di piattaforma.

10.1.1 Calcolo dell'interasse degli embrici in rilevato

Sulle scarpate dei rilevati delle rampe sono previste canalette di scarico, costituite da embrici, per l'allontanamento dalla sede stradale delle acque meteoriche che si raccolgono nella banchina limitata all'estremità esterna dall'arginello.

Si realizza così un canale di bordo triangolare con una larghezza $b = 1 \text{ m}$, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua dipendente dalla pendenza trasversale i della carreggiata.

Per la determinazione dell'interasse tra gli embrici si, utilizza la formula di Gauckler-Strickler, applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = K A R^{2/3} i^{1/2} \quad (10.1.1.a)$$

con $K_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ sec}^{-1}$ (pari a Manning $n = 0.014$)

Con pendenza trasversale p_t che varia tra 2.5% e 7.0%, si ha:

$A = \text{area bagnata} = p_t B^2/2$

$C = \text{contorno bagnato} = B(1+p_t)$

$R = \text{raggio idraulico} = A/C = B/2 p_t / (1 + p_t)$

In Allegato B vengono riportati le tabelle delle verifiche condotte nelle diverse tratte, in funzione della pendenza longitudinale e trasversale della strada, le portate massime smaltibili dal canale triangolare di bordo con l'ipotesi di allagamento di un metro, e gli interassi massimi ammissibili stante la caratterizzazione pluviometrica adottata per il presente progetto.

10.1.2 Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea

Nelle sezioni stradali in trincea si prevede l'allontanamento delle acque di piattaforma tramite il sistema cunetta, caditoia, collettore.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler, avendo fissato il massimo riempimento $y = 10 \text{ cm}$.

La portata vale:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_i^{2/3} \cdot i_c^{1/2}; \quad (10.1.2.a)$$

$K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ (Coefficiente di Gauckler - Strickler);

$i_c =$ pendenza longitudinale della piattaforma stradale nel tratto considerato;

$A_c =$ Area Bagnata in mq;

$R_i =$ Raggio Idraulico in m,

con

$$A_c = \frac{b \cdot y}{2} = \frac{b^2 j}{2}; \quad (10.1.2.b)$$

Dove:

b = larghezza della cunetta in m

R = Raggio idraulico in m

C = Contorno bagnato, con

$$C = y \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{j^2}} \right) = y \left(1 + \frac{1}{j} \right); \quad (10.1.2.c)$$

Per $j < 10\%$ è allora possibile stimare la velocità e la portata smaltite dal tratto di piattaforma in esame tramite le seguenti formule approssimate:

$$v = 0,63 * k_s * j^{\frac{2}{3}} * b^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}; \quad (10.1.2.d)$$

$$Q_{smalt} = 0,315 * k_s * j^{\frac{5}{3}} * b^{\frac{8}{3}} * i^{\frac{1}{2}}; \quad (10.1.2.e)$$

La portata affluente è stata calcolata con la formula seguente:

$$Q_{aff} = \frac{(\Phi_1 \cdot l + \Phi_2 \cdot S) \cdot L \cdot i(25, \tau)}{3600}; \quad (10.1.2.f)$$

dove:

L = sviluppo massimo assegnabile alla cunetta in m;

Q = portata massima di smaltimento in l/s;

l = larghezza di piattaforma più cunetta in m;

S = larghezza media, in proiezione orizzontale, della scarpata verticale;

Φ_1 = coefficiente di deflusso della superficie pavimentata = 0.9;

Φ_2 = coefficiente di deflusso della scarpata = 0.5.

Sostituendo la portata Q smaltibile nella formula della Q affluente è possibile una volta nota la geometria e le caratteristiche del tratto considerato calcolare la lunghezza massima di piattaforma drenabile dall'elemento di margine.

In sostanza, quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, la cunetta non sarà più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui si dovrà prevedere una caditoia, che consenta di deviare le acque defluenti nel tubo collettore posto al di sotto della cunetta.

Con questo procedimento si ricava l'interasse tra i pozzetti di raccolta; il calcolo dell'interasse massimo prima dello scarico è stato determinato tratta per tratta.

In ogni caso per provvedere alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui, nel caso sotto la cunetta ci sia una tubazione corrente tale interasse viene limitato a 20 m.

10.1.3 Verifica idraulica dei collettori

Il diametro D dei tubi di collegamento tra i pozzetti di raccolta sottostanti la cunetta o attraversanti la carreggiata e quelli di allontanamento, è stata effettuata con la formula di Gauckler-Strickler :

con

$K = 1/n = 70 \text{ m}^{1/3} /\text{s}$ per le tubazioni in c.a.;

$K = 1/n = 90 \text{ m}^{1/3} /\text{s}$ per le tubazioni in acciaio;

ed ipotizzando un riempimento massimo delle tubazioni pari a pari a 70-80% al fine di garantire un sensibile margine di sicurezza e una corretta funzionalità nello smaltimento delle acque drenate dalla piattaforma stradale.

$$Q_{smalt} = K_s \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} ; \quad (10.1.3.a)$$

con:

- i = pendenza longitudinale della tubazione
- $A = \pi D^2/4$ = Area Bagnata in m^2 ;
- $C = \pi D$ = Contorno bagnato in m;
- $R = D/4$ = Raggio idraulico in m;

Con lo stesso procedimento adottato al punto precedente è possibile confrontare la Q smaltibile con quella affluente e valutare una volta fissato il grado di riempimento , che nel caso in esame è assunto pari al 70%, che la tubazione riesca effettivamente a drenare la portata afferente al tratto di piattaforma competente.

$$Q_{aff} = \frac{(\Phi_1 \cdot 1 + \Phi_2 \cdot S) \cdot L \cdot i(25, \tau)}{3600} \quad (10.1.3.b)$$

I collettori usati hanno diametri $\phi=400$ mm per tutta l'estesa ove previsti.

Per permettere l'ispezionabilità dei collettori si è posto pari a circa 20 metri l'interasse massimo dei pozzetti, a meno del tratto compreso tra le sezioni 18-21 dell'asse V1 ove risulta pari a 10 metri .

10.1.4 Verifica dei fossi di guardia

Le acque provenienti dalla sede stradale e da certe zone laterali, strade a mezza costa o in trincea, sono di regola raccolte, con continuità da un piccolo fossato laterale, detto fosso di guardia, anch'esso parallelo all'asse stradale.

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera a difesa del corpo stradale; essi servono per convogliare negli impluvi naturali le acque superficiali che, per la naturale conformazione del terreno, verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato od a invadere le trincee provocando, così, cedimenti dei rilevati o delle scarpate delle trincee.

In generale, la sezione di un fosso di guardia ha forma trapezia. Di norma per i canali in terra la scarpa è compresa fra 1/1 e 2/1 il primo di tali valori è ammissibile solo per terreni prevalentemente argillosi, compatti, con sponde rivestite in zolle, il secondo è adoperato, invece, nel caso di terreni sciolti. Nella pratica delle costruzioni stradali, di solito, si usa rivestire le sponde e il fondo del fosso con calcestruzzo magro. Questa soluzione consente notevoli economie nella manutenzione rispetto ai fossi con sponde in terra; infatti, il rivestimento in c.l.s. fa sì che le opere d'arte non necessitino di periodici lavori di risagomatura e asportazione della vegetazione, la quale potrebbe condizionare il libero deflusso delle acque.

La tipologia di fosso di guardia adottata per l'asse principale è a forma trapezia con rivestimento in cls ed ha le dimensioni di seguito riportate:

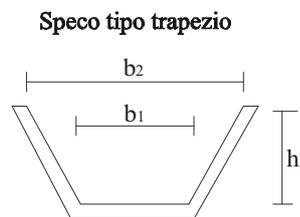


Fig. 10.14.a

Tipo	b1 (cm)	b2 (m)	h1 (m)
Trapezia	50.000	1.500	50.000

Per il calcolo della portata massima transitabile nello speco è stata utilizzata la formula di Gauckler – Strickler:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_I^{2/3} \cdot j_c^{1/2}; \quad (10.1.4.b)$$

Tale portata è stata confrontata con quella calcolata tramite la formulazione seguente:

$$Q_{\text{aff}} = \frac{(\Phi_1 \cdot S_{\text{piatt}} + \Phi_2 \cdot S_{\text{scarpate}} + \Phi_3 \cdot S_{\text{esterna}}) \cdot L \cdot i(50, \tau)}{3600} \quad (10.1.4.c)$$

Dove:

Q_{aff} = è la portata in l/s afferente al tratto di fosso in esame;

Φ_1 = è il coefficiente di deflusso relativo alla piattaforma stradale (adimensionale);

Φ_2 = è il coefficiente di deflusso relativo alle scarpate del rilevato stradale (adimensionale);

Φ_3 = è il coefficiente di deflusso relativo alla superficie esterna drenata afferente al tratto di fosso da verificare (adimensionale);

$S_{\text{piatt,scarpate,esterna}}$ = sono rispettivamente le aree drenate in m² della piattaforma delle scarpate e della superficie esterna in m²;

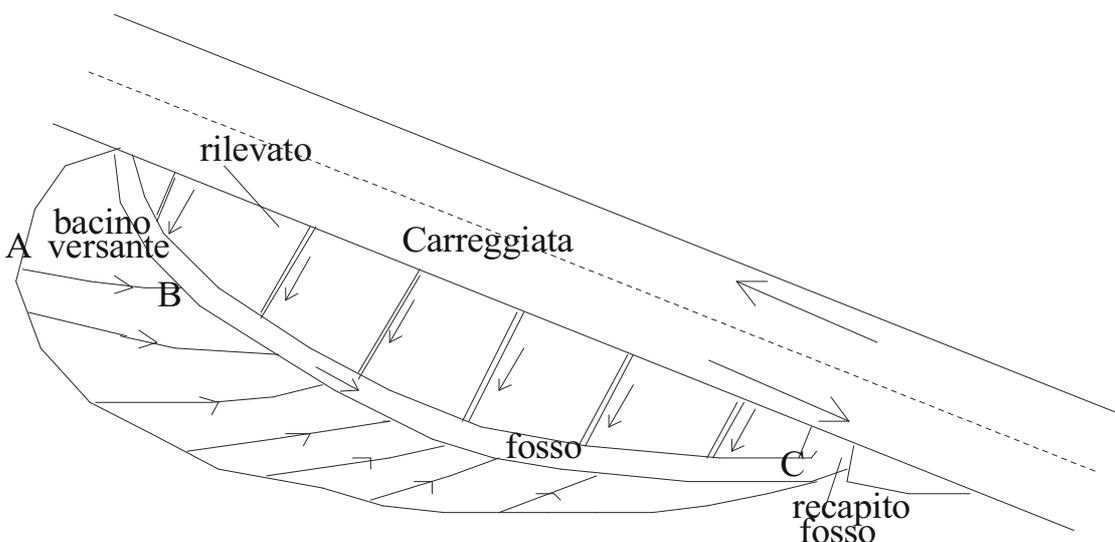
Nella figura di seguito riportata è rappresentato schematicamente un bacino imbrifero ed il percorso compiuto dal volume dell'acqua partito dal punto A distante più di ogni altro dalla sezione di chiusura C, per defluire attraverso quest'ultima, scorrendo dapprima lungo il versante AB e defluendo poi nel fosso lungo BC.

La verifica del fosso di guardia è stata condotta determinando dalla curva di probabilità pluviometrica riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni, l'intensità di pioggia relativa ad una durata di 10 min ($i = 270 \text{ mm/h}$)

Le verifiche idrauliche dei fossi di guardia sono state effettuate tratto per tratto considerando la pendenza della rotazione dei cigli del corpo stradale nel tratto considerato.

Il grado di riempimento considerato accettabile per il fosso di guardia è pari al 70% dello stesso.

Utilizzando lo speco a sezione trapezia prima visto, la portata terminale del fosso di guardia potrà essere smaltita con un franco di sicurezza di circa 10 cm.



11. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state calcolate le portate di piena relative ai corsi d'acqua interferenti con il tracciato stradale aventi tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200 e 500 anni.

Le verifiche idrauliche delle opere di attraversamento dei corsi d'acqua minori saranno condotte nelle successive fasi progettuali a valle dell'acquisizione di rilievi topografici di dettaglio che consentano la caratterizzazione geometrica delle opere e delle condizioni di deflusso del Fosso Fontanelle nella parte di bacino sia a monte che a valle del rilevato ferroviario con l'acquisizione di sezioni idrauliche.

In assenza di tali informazioni è stato deciso il prolungamento delle opere idrauliche esistenti a valle del rilevato ferroviario nell'area interessata dall'intervento, al fine di garantire la continuità idraulica delle stesse e di evitare nuove interferenze nel nodo della rotatoria R1. L'eventuale ipotesi di spostamento del fosso posizionato margine strada dell'asse V1 in corrispondenza della rotatoria appare non perseguibile sia in relazione ai raggi di curvatura ammissibili per il raccordo con le opere esistenti sia per la presenza di reti di acque bianche e miste al di sotto della sede stradale in Via San Vito Martire, che vincolerebbe le quote di attraversamento dell'opera idraulica, al fine di evitare nuove interferenze con tali reti, ad opere non funzionali dal punto di vista dello smaltimento delle portate nelle condizioni di esercizio.

Tutte le restanti opere di smaltimento sono state verificate con le metodologie sopra esposte e sono stati individuati i recapiti finali delle acque di piattaforma come meglio rappresentato nella Corografia dei bacini.

ALLEGATI

ALLEGATO A: CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER IL PLUVIOMETRO DI EBOLI, DISTRIBUZIONE DI GUMBEL

ALLEGATO B: VERIFICA DELLE OPERE DI DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE

ALLEGATO A

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

Nord 5048732 Est 406618 QUOTA 1275 m s.m.

PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITA' E BREVE DURATA (mm)

ANNO	1h	3h	6h	12h	24h
1954	22.50	72.50	74.50	74.50	77.00
1955	20.50	38.00	39.70	43.00	64.00
1956	35.60	54.80	54.80	54.80	61.00
1957	30.20	35.60	56.20	64.00	96.00
1958	47.60	52.40	52.40	59.60	74.60
1959	28.00	48.00	61.80	62.80	63.60
1960	31.00	58.80	60.00	60.40	60.60
1961	82.00	84.00	84.00	84.00	84.00
1962	36.00	59.00	87.20	113.00	113.20
1963	50.00	57.60	65.00	76.20	82.00
1964	51.00	54.20	80.00	85.40	111.40
1965	46.00	56.00	56.00	58.40	81.00
1966	30.00	38.00	45.00	61.60	93.20
1967	52.00	58.00	60.40	61.00	77.00
1968	45.20	52.00	52.00	59.80	91.40
1969	20.00	30.00	49.40	71.80	74.20
1970	28.00	53.00	62.20	73.20	85.40
1971	19.40	20.60	25.00	32.60	53.40

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

CURVE DI CASO CRITICO Atezza h(mm) - Durata t (h)

CASO	DURATA (h)				
	1	3	6	12	24
1	82.00	84.00	87.20	113.00	113.20
2	52.00	72.50	84.00	85.40	111.40
3	51.00	59.00	80.00	84.00	96.00
4	50.00	58.80	74.50	76.20	93.20
5	47.60	58.00	65.00	74.50	91.40
6	46.00	57.60	62.20	73.20	85.40
7	45.20	56.00	61.80	71.80	84.00
8	36.00	54.80	60.40	64.00	82.00
9	35.60	54.20	60.00	62.80	81.00
10	31.00	53.00	56.20	61.60	77.00
11	30.20	52.40	56.00	61.00	77.00
12	30.00	52.00	54.80	60.40	74.60
13	28.00	48.00	52.40	59.80	74.20
14	28.00	38.00	52.00	59.60	64.00
15	22.50	38.00	49.40	58.40	63.60
16	20.50	35.60	45.00	54.80	61.00
17	20.00	30.00	39.70	43.00	60.60
18	19.40	20.60	25.00	32.60	53.40

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

CURVE DI CASO CRITICO Intensita' i (mm/h) - Durata t (h)

CASO	DURATA (h)				
	1	3	6	12	24
1	82.0	28.0	14.5	9.4	4.7
2	52.0	24.2	14.0	7.1	4.6
3	51.0	19.7	13.3	7.0	4.0
4	50.0	19.6	12.4	6.4	3.9
5	47.6	19.3	10.8	6.2	3.8
6	46.0	19.2	10.4	6.1	3.6
7	45.2	18.7	10.3	6.0	3.5
8	36.0	18.3	10.1	5.3	3.4
9	35.6	18.1	10.0	5.2	3.4
10	31.0	17.7	9.4	5.1	3.2
11	30.2	17.5	9.3	5.1	3.2
12	30.0	17.3	9.1	5.0	3.1
13	28.0	16.0	8.7	5.0	3.1
14	28.0	12.7	8.7	5.0	2.7
15	22.5	12.7	8.2	4.9	2.7
16	20.5	11.9	7.5	4.6	2.5
17	20.0	10.0	6.6	3.6	2.5
18	19.4	6.9	4.2	2.7	2.2

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

ADATTAMENTO SU CARTA PROBABILISTICA DI GUMBEL DELLA SERIE ai

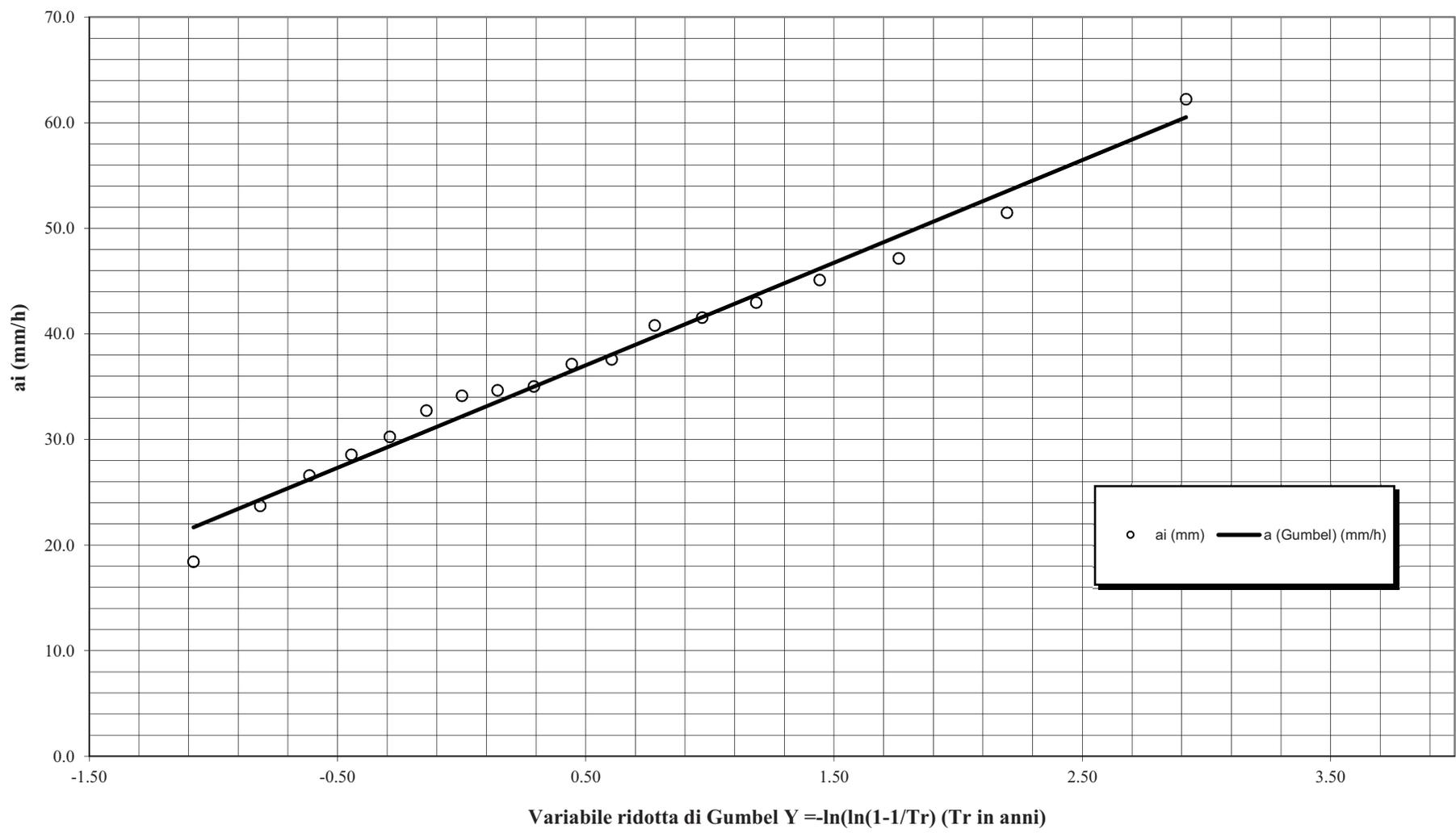
CASO	ai	Trc	fc	Pc	lnPc	Y=-ln(-lnPc)	a (Gumbel)
(adim)	(mm/h)	(anni)	(anni ⁻¹)	(anni ⁻¹)	(anni ⁻¹)	(anni ⁻¹)	(mm/h)
1	62.2	19.00	0.05	0.95	-0.05	2.92	60.53
2	51.5	9.50	0.11	0.89	-0.11	2.20	53.52
3	47.1	6.33	0.16	0.84	-0.17	1.76	49.29
4	45.1	4.75	0.21	0.79	-0.24	1.44	46.19
5	43.0	3.80	0.26	0.74	-0.31	1.19	43.70
6	41.5	3.17	0.32	0.68	-0.38	0.97	41.59
7	40.8	2.71	0.37	0.63	-0.46	0.78	39.73
8	37.6	2.38	0.42	0.58	-0.55	0.60	38.05
9	37.1	2.11	0.47	0.53	-0.64	0.44	36.49
10	35.0	1.90	0.53	0.47	-0.75	0.29	35.01
11	34.7	1.73	0.58	0.42	-0.86	0.15	33.59
12	34.1	1.58	0.63	0.37	-1.00	0.00	32.19
13	32.7	1.46	0.68	0.32	-1.15	-0.14	30.80
14	30.3	1.36	0.74	0.26	-1.34	-0.29	29.37
15	28.6	1.27	0.79	0.21	-1.56	-0.44	27.87
16	26.6	1.19	0.84	0.16	-1.85	-0.61	26.22
17	23.7	1.12	0.89	0.11	-2.25	-0.81	24.29
18	18.4	1.06	0.95	0.05	-2.94	-1.08	21.68

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

ADATTAMENTO SU CARTA PROBBABILISTICA

Yr (anni ⁻¹)	ai (mm)	a (Gumbel) (mm/h)
2.92	62.23	60.53
2.20	51.47	53.52
1.76	47.15	49.29
1.44	45.11	46.19
1.19	42.97	43.70
0.97	41.54	41.59
0.78	40.81	39.73
0.60	37.59	38.05
0.44	37.14	36.49
0.29	35.02	35.01
0.15	34.67	33.59
0.00	34.14	32.19
-0.14	32.74	30.80
-0.29	30.25	29.37
-0.44	28.56	27.87
-0.61	26.60	26.22
-0.81	23.71	24.29
-1.08	18.43	21.68

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
Adattamento in carta di Gumbel della serie ai (mm/h)



STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

Casi critici per le durate di 1,3,6,12,24 h
e valori a_i calcolati con n = 0.2482

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

CALCOLO DELLA LEGGE: $h_i(t) = a_i t^{n_i}$ PER L'IESIMO CASO CRITICO (AD n VAR) E
CALCOLO DELLA PENDENZA MEDIA n DELLE RETTE NEL PIANO LOGARITMICO

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

CALCOLO DELLA LEGGE: $h_i(t) = a_i t^{n_i}$ PER L'IESIMO CASO CRITICO
AD N COSTANTE CON n = 0.2482

Caso critico (adim.)	t [h]					a _i (mm/h)	t [h]					log(a _i)	CURVE CASO CRITICO(n var)				C.critico (adim.)	N durate = 5					a _i (mm/h)	
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h		1	3	6	12	24		a _i	n _i	n _{med}	t [h]		t [h]	t [h]	t [h]	t [h]			
	h (mm)		log(h)	log(h)	log(h)	log(h)	log(h)		(mm/h)	(adim.)	(adim.)	log(a _i *)		log(a _i *)	log(a _i *)	log(a _i *)	log(a _i *)							
1	82.0	84.0	87.2	113.0	113.2	62.2	1.913814	1.924279	1.940516	2.053078	2.053846	1.889865	1	77.6	0.117	0.248	1	1.914	1.806	1.747	1.785	1.711	1.7940	62.2
2	52.0	72.5	84.0	85.4	111.4	51.5	1.716003	1.860338	1.924279	1.931458	2.046885	1.73182	2	53.9	0.221		2	1.716	1.742	1.731	1.664	1.704	1.7116	51.5
3	51.0	59.0	80.0	84.0	96.0	47.1	1.70757	1.770852	1.90309	1.924279	1.982271	1.702924	3	50.5	0.208		3	1.708	1.652	1.710	1.656	1.640	1.6735	47.1
4	50.0	58.8	74.5	76.2	93.2	45.1	1.69897	1.769377	1.872156	1.881955	1.969416	1.694562	4	49.5	0.194		4	1.699	1.651	1.679	1.614	1.627	1.6543	45.1
5	47.6	58.0	65.0	74.5	91.4	43.0	1.677607	1.763428	1.812913	1.872156	1.960946	1.669259	5	46.7	0.199		5	1.678	1.645	1.620	1.604	1.618	1.6332	43.0
6	46.0	57.6	62.2	73.2	85.4	41.5	1.662758	1.760422	1.79379	1.864511	1.931458	1.661071	6	45.8	0.190		6	1.663	1.642	1.601	1.597	1.589	1.6184	41.5
7	45.2	56.0	61.8	71.8	84.0	40.8	1.655138	1.748188	1.790988	1.856124	1.924279	1.652504	7	44.9	0.192		7	1.655	1.630	1.598	1.588	1.582	1.6108	40.8
8	36.0	54.8	60.4	64.0	82.0	37.6	1.556303	1.738781	1.781037	1.80618	1.913814	1.582909	8	38.3	0.237		8	1.556	1.620	1.588	1.538	1.571	1.5751	37.6
9	35.6	54.2	60.0	62.8	81.0	37.1	1.55145	1.733999	1.778151	1.79796	1.908485	1.578596	9	37.9	0.236		9	1.551	1.616	1.585	1.530	1.566	1.5699	37.1
10	31.0	53.0	56.2	61.6	77.0	35.0	1.491362	1.724276	1.749736	1.789581	1.886491	1.533773	10	34.2	0.262		10	1.491	1.606	1.557	1.522	1.544	1.5443	35.0
11	30.2	52.4	56.0	61.0	77.0	34.7	1.480007	1.719331	1.748188	1.78533	1.886491	1.52398	11	33.4	0.269		11	1.480	1.601	1.555	1.517	1.544	1.5400	34.7
12	30.0	52.0	54.8	60.4	74.6	34.1	1.477121	1.716003	1.738781	1.781037	1.872739	1.522129	12	33.3	0.262		12	1.477	1.598	1.546	1.513	1.530	1.5332	34.1
13	28.0	48.0	52.4	59.8	74.2	32.7	1.447158	1.681241	1.719331	1.776701	1.870404	1.485845	13	30.6	0.287		13	1.447	1.563	1.526	1.509	1.528	1.5150	32.7
14	28.0	38.0	52.0	59.6	64.0	30.3	1.447158	1.579784	1.716003	1.775246	1.80618	1.46122	14	28.9	0.274		14	1.447	1.461	1.523	1.507	1.464	1.4807	30.3
15	22.5	38.0	49.4	58.4	63.6	28.6	1.352183	1.579784	1.693727	1.766413	1.803457	1.393164	15	24.7	0.331		15	1.352	1.461	1.501	1.499	1.461	1.4557	28.6
16	20.5	35.6	45.0	54.8	61.0	26.6	1.311754	1.55145	1.653213	1.738781	1.78533	1.352215	16	22.5	0.344		16	1.312	1.433	1.460	1.471	1.443	1.4249	26.6
17	20.0	30.0	39.7	43.0	60.6	23.7	1.30103	1.477121	1.598791	1.633468	1.782473	1.310111	17	20.4	0.334		17	1.301	1.359	1.406	1.366	1.440	1.3750	23.7
18	19.4	20.6	25.0	32.6	53.4	18.4	1.287802	1.313867	1.39794	1.513218	1.727541	1.218647	18	16.5	0.309		18	1.288	1.195	1.205	1.245	1.385	1.2655	18.4

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
ELABORAZIONE STATISTICA DELLA SERIE ai

PARAMETRI STATISTICI DELLA SERIE ai

Numero dati serie	N	18.00
Media ridotta	Y_N	0.519800
Dev.Standard ridotta	S_N	1.078500
	Y_N/S_N	0.481966
Media $\mu = \mu(x_i)$	μ	37.23
Std. Dev. $(x_i) s$	S_x	10.48
Coeff. di variante	C_v	0.28
MODA β	$\beta = \mu - Y_N/S_N * S_x$	32.18
$1/\alpha$	$1/\alpha = S_N/S_x$	0.10

PARAMETRI DELLA SERIE Ina_i

Media $(\ln(x_i))$	μ'	3.58
Std.Dev. $(\ln(x_i))$	σ'	0.29
Coeff. di variante Log	C_v'	0.08
Moda	$\beta = \mu - Y_N/S_N * \sigma$	3.45
Alfa	$\alpha = S_N/\sigma$	4.42
$\exp(\beta)$	Ξ_{01}	31.44

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
ELABORAZIONE STATISTICA DELLA SERIE ai

Serie ordinata delle ai					Probabilità Cumulata							
Caso critico (adim.)	ai (mm/h)	ln(ai) (mm/h)	Tr (anni)	fc (anni ⁻¹)	GUMBEL		FRECHET		GULTON		FULLER	
					P(xi)	P(xi)-F(xi)	P(xi)	P(xi)-F(xi)	P(xi)	P(xi)-F(xi)	P(xi)	P(xi)-F(xi)
1	62.23	4.13	19.00	0.9474	0.9556	0.0083	0.9522	0.0048	0.97141	0.02405	0.96614	0.01877
2	51.47	3.94	9.50	0.8947	0.8717	0.0230	0.8929	0.0018	0.89406	0.00068	0.90551	0.01077
3	47.15	3.85	6.33	0.8421	0.8071	0.0350	0.8463	0.0042	0.82793	0.01418	0.85721	0.01510
4	45.11	3.81	4.75	0.7895	0.7677	0.0217	0.8164	0.0269	0.78633	0.00314	0.82655	0.03707
5	42.97	3.76	3.80	0.7368	0.7195	0.0174	0.7778	0.0409	0.73459	0.00225	0.78735	0.05050
6	41.54	3.73	3.17	0.6842	0.6827	0.0015	0.7467	0.0625	0.69484	0.01063	0.75610	0.07189
7	40.81	3.71	2.71	0.6316	0.6627	0.0312	0.7293	0.0977	0.67323	0.04165	0.73859	0.10701
8	37.59	3.63	2.38	0.5789	0.5638	0.0151	0.6351	0.0561	0.56579	0.01316	0.64452	0.06557
9	37.14	3.61	2.11	0.5263	0.5488	0.0225	0.6196	0.0933	0.54953	0.02322	0.62904	0.10272
10	35.02	3.56	1.90	0.4737	0.4741	0.0004	0.5377	0.0640	0.46895	0.00473	0.54588	0.07220
11	34.67	3.55	1.73	0.4211	0.4613	0.0403	0.5228	0.1017	0.45520	0.03415	0.53045	0.10939
12	34.14	3.53	1.58	0.3684	0.4416	0.0732	0.4992	0.1308	0.43407	0.06565	0.50589	0.13747
13	32.74	3.49	1.46	0.3158	0.3890	0.0732	0.4334	0.1177	0.37813	0.06234	0.43519	0.11940
14	30.25	3.41	1.36	0.2632	0.2954	0.0323	0.3058	0.0427	0.28020	0.01705	0.28409	0.02093
15	28.56	3.35	1.27	0.2105	0.2342	0.0236	0.2169	0.0063	0.21744	0.00692	0.15839	0.05214
16	26.60	3.28	1.19	0.1579	0.1694	0.0115	0.1235	0.0344	0.15256	0.00534	-0.01452	0.17241
17	23.71	3.17	1.12	0.1053	0.0916	0.0136	0.0310	0.0743	0.07763	0.02763	-0.33622	0.44148
18	18.43	2.91	1.06	0.0526	0.0163	0.0363	0.0000	0.0526	0.01104	0.04159	-1.21168	1.26431

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
ELABORAZIONE STATISTICA DELLA SERIE ai

Test di Kolmogorov-Smirnov

e adattamento della legge di distribuzione di probabilità al set di dati

Livello significativo	α	0.05
Valore critico	D^*	0.320

Funzione di densità di probabilità	GUMBEL	FRECHET	GULTON	FULLER
Tutta la serie di dati				
MAX P(x)-F(x) =	0.073	0.131	0.066	1.264
Σ P(x)-F(x) =	0.480	1.013	0.398	2.869
Solo il 1° e 2° caso critico				
MAX P(x)-F(x) =	0.023	0.005	0.024	0.019
Σ P(x)-F(x) =	0.031	0.007	0.025	0.030

CURVE DI POSSIBILITA' CLIMATICA DI FISSATO TEMPO DI RITORNO

n= 0.248

Tr (anni)	GUMBEL ai (mm/h)	FRECHET ai (mm/h)	GULTON ai (mm/h)	FULLER ai (mm/h)
500	92.6	128.3	82.6	91.9
200	83.6	104.3	75.7	82.3
100	76.9	89.1	70.4	75.0
50	70.1	76.0	65.0	67.7
25	63.3	64.8	59.6	60.5
10	54.0	52.3	52.0	50.9
5	46.8	44.1	45.7	43.6
2	35.7	34.2	35.8	34.0

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

CURVE DI CASO CRITICO - ALTEZZA h(mm)-DURATA Tp(h)

CASO CRITICO	Altezza h(mm)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
I CASO	82.0	84.0	87.2	113.0	113.2
II CASO	52.0	72.5	84.0	85.4	111.4
III CASO	51.0	59.0	80.0	84.0	96.0
IV CASO	50.0	58.8	74.5	76.2	93.2
V CASO	47.6	58.0	65.0	74.5	91.4
VI CASO	46.0	57.6	62.2	73.2	85.4

CURVE DI CASO CRITICO - INTENSITA' i(mm/h)-DURATA Tp(h)

CASO CRITICO	Intensita' i(mm/h)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
I CASO	82.0	28.0	14.5	9.4	4.7
II CASO	52.0	24.2	14.0	7.1	4.6
III CASO	51.0	19.7	13.3	7.0	4.0
IV CASO	50.0	19.6	12.4	6.4	3.9
V CASO	47.6	19.3	10.8	6.2	3.8
VI CASO	46.0	19.2	10.4	6.1	3.6

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

REGOLARIZZAZIONE DELLE CURVE DI CASO CRITICO:

ALTEZZA h(mm)-DURATA T_p(h)

$(h_i(t)=a_i t^{ni}$ ESPONENTE n VARIABILE PER TP>1h)

CASO CRITICO	Altezza h(mm)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
CURVA I C.C.	77.6	88.3	95.8	103.9	112.7
CURVA II C.C.	53.9	68.7	80.1	93.3	108.8
CURVA III C.C.	50.5	63.4	73.3	84.6	97.8
CURVA IV C.C.	49.5	61.2	70.0	80.1	91.6
CURVA V C.C.	46.7	58.1	66.7	76.6	88.0
CURVA VI C.C.	45.8	56.5	64.5	73.6	83.9
I CASO	82.0	84.0	87.2	113.0	113.2
II CASO	52.0	72.5	84.0	85.4	111.4
III CASO	51.0	59.0	80.0	84.0	96.0
IV CASO	50.0	58.8	74.5	76.2	93.2
V CASO	47.6	58.0	65.0	74.5	91.4
VI CASO	46.0	57.6	62.2	73.2	85.4

CASO CRITICO	Intensita' i(mm/h)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
CURVA I C.C.	77.6	29.4	16.0	8.7	4.7
CURVA II C.C.	53.9	22.9	13.3	7.8	4.5
CURVA III C.C.	50.5	21.1	12.2	7.1	4.1
CURVA IV C.C.	49.5	20.4	11.7	6.7	3.8
CURVA V C.C.	46.7	19.4	11.1	6.4	3.7
CURVA VI C.C.	45.8	18.8	10.7	6.1	3.5
I CASO	82.0	28.0	14.5	9.4	4.7
II CASO	52.0	24.2	14.0	7.1	4.6
III CASO	51.0	19.7	13.3	7.0	4.0
IV CASO	50.0	19.6	12.4	6.4	3.9
V CASO	47.6	19.3	10.8	6.2	3.8
VI CASO	46.0	19.2	10.4	6.1	3.6

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

REGOLARIZZAZIONE DELLE CURVE DI CASO CRITICO:

ALTEZZA h(mm)-DURATA Tp(h)

$(h_i(t)=a_i t^n$ ESPONENTE n COSTANTE PER TP>1h)

CASO CRITICO	Altezza h(mm)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
CURVA I C.C.	62.2	81.7	97.1	115.3	137.0
CURVA II C.C.	51.5	67.6	80.3	95.4	113.3
CURVA III C.C.	47.1	61.9	73.6	87.4	103.8
CURVA IV C.C.	45.1	59.3	70.4	83.6	99.3
CURVA V C.C.	43.0	56.4	67.0	79.6	94.6
CURVA VI C.C.	41.5	54.6	64.8	77.0	91.4
I CASO	82.0	84.0	87.2	113.0	113.2
II CASO	52.0	72.5	84.0	85.4	111.4
III CASO	51.0	59.0	80.0	84.0	96.0
IV CASO	50.0	58.8	74.5	76.2	93.2
V CASO	47.6	58.0	65.0	74.5	91.4
VI CASO	46.0	57.6	62.2	73.2	85.4

CASO CRITICO	Intensita' i(mm/h)-Durata t(h)				
	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
CURVA I C.C.	62.2	27.2	16.2	9.6	5.7
CURVA II C.C.	51.5	22.5	13.4	7.9	4.7
CURVA III C.C.	47.1	20.6	12.3	7.3	4.3
CURVA IV C.C.	45.1	19.8	11.7	7.0	4.1
CURVA V C.C.	43.0	18.8	11.2	6.6	3.9
CURVA VI C.C.	41.5	18.2	10.8	6.4	3.8
I CASO	82.0	28.0	14.5	9.4	4.7
II CASO	52.0	24.2	14.0	7.1	4.6
III CASO	51.0	19.7	13.3	7.0	4.0
IV CASO	50.0	19.6	12.4	6.4	3.9
V CASO	47.6	19.3	10.8	6.2	3.8
VI CASO	46.0	19.2	10.4	6.1	3.6

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI

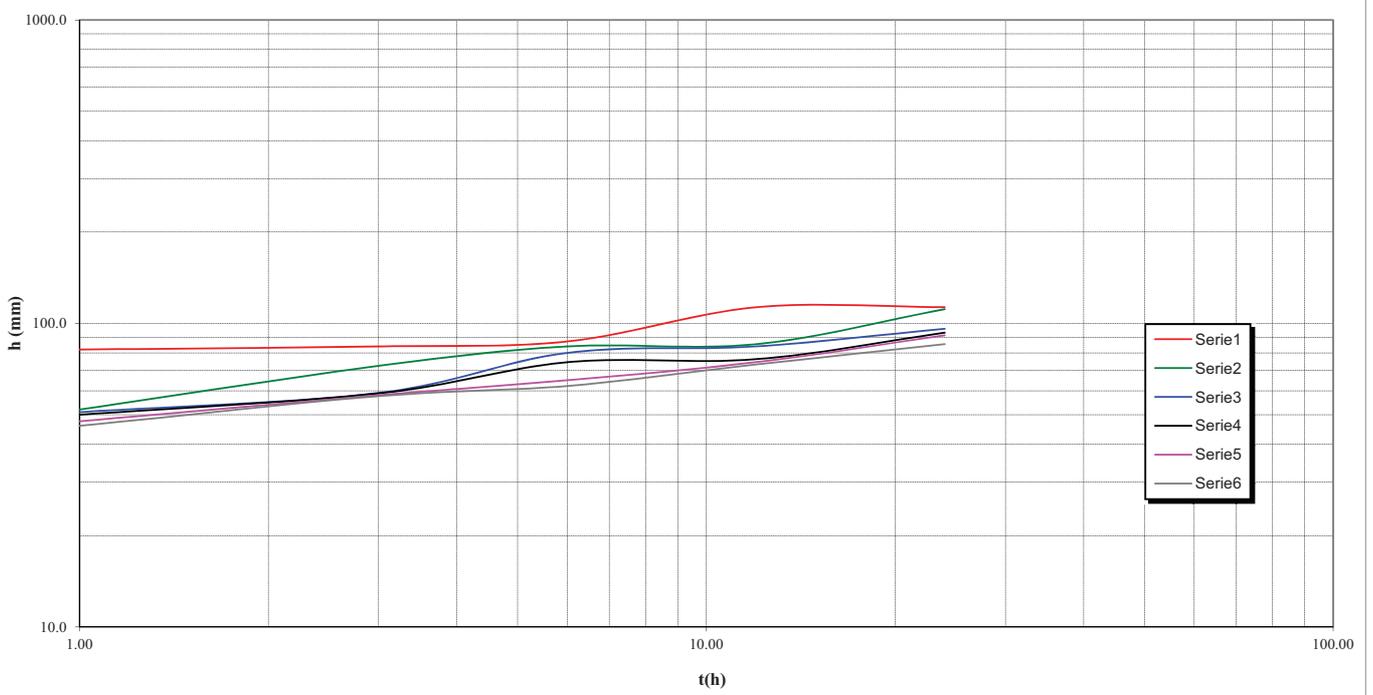
CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA ALTEZZA h(mm)-DURATA Tp(h)

($h_i(t)=a_i t^n$ ESPONENTE n COSTANTE PER TP>1h)

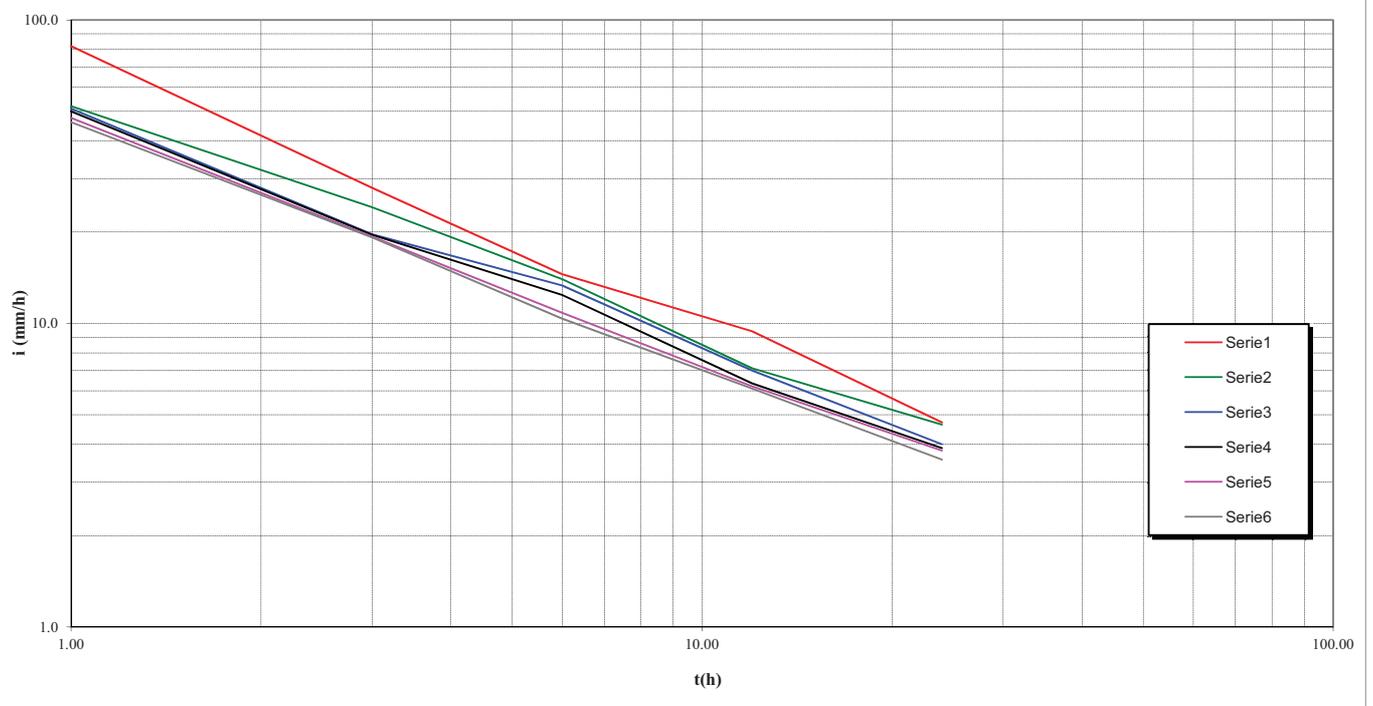
TR	Altezza h(mm)-Durata t(h)				
(anni)	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
TR=500	92.6	121.6	144.4	171.5	203.7
TR=200	83.6	109.9	130.5	155.0	184.1
TR=100	76.9	101.0	119.9	142.5	169.2
TR=25	63.3	83.1	98.7	117.2	139.2
TR=10	54.0	71.0	84.3	100.1	119.0
TR=5	46.8	61.4	72.9	86.6	102.9
I CASO	82.0	84.0	87.2	113.0	113.2
II CASO	52.0	72.5	84.0	85.4	111.4
III CASO	51.0	59.0	80.0	84.0	96.0
IV CASO	50.0	58.8	74.5	76.2	93.2
V CASO	47.6	58.0	65.0	74.5	91.4
VI CASO	46.0	57.6	62.2	73.2	85.4

TR	Intensità i(mm/h)-Durata t(h)				
(anni)	1.00	3.00	6.00	12.00	24.00
TR=500	92.6	40.5	24.1	14.3	8.5
TR=200	83.6	36.6	21.7	12.9	7.7
TR=100	76.9	33.7	20.0	11.9	7.1
TR=25	63.3	27.7	16.4	9.8	5.8
TR=10	54.0	23.7	14.1	8.3	5.0
TR=5	46.8	20.5	12.2	7.2	4.3
I CASO	82.0	28.0	14.5	9.4	4.7
II CASO	52.0	24.2	14.0	7.1	4.6
III CASO	51.0	19.7	13.3	7.0	4.0
IV CASO	50.0	19.6	12.4	6.4	3.9
V CASO	47.6	19.3	10.8	6.2	3.8
VI CASO	46.0	19.2	10.4	6.1	3.6

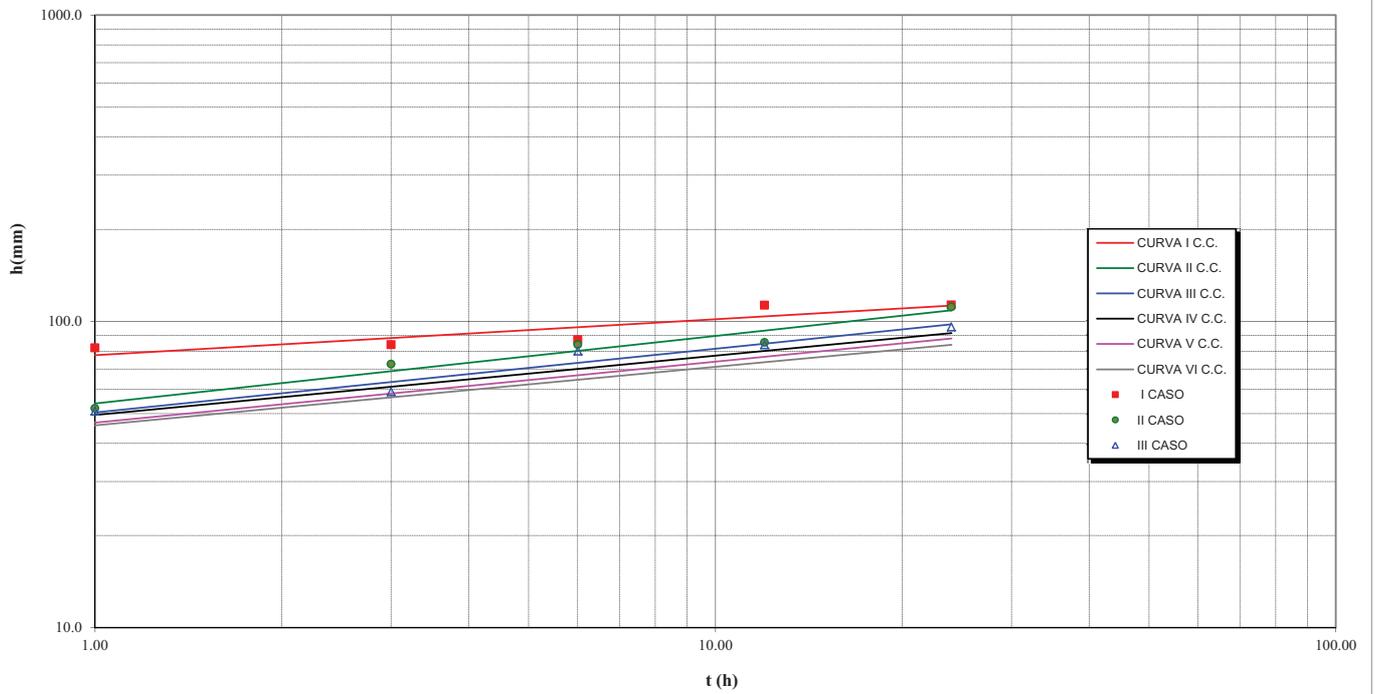
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
CURVE DI CASO CRITICO
Altezza h(mm)-Durata t(h)



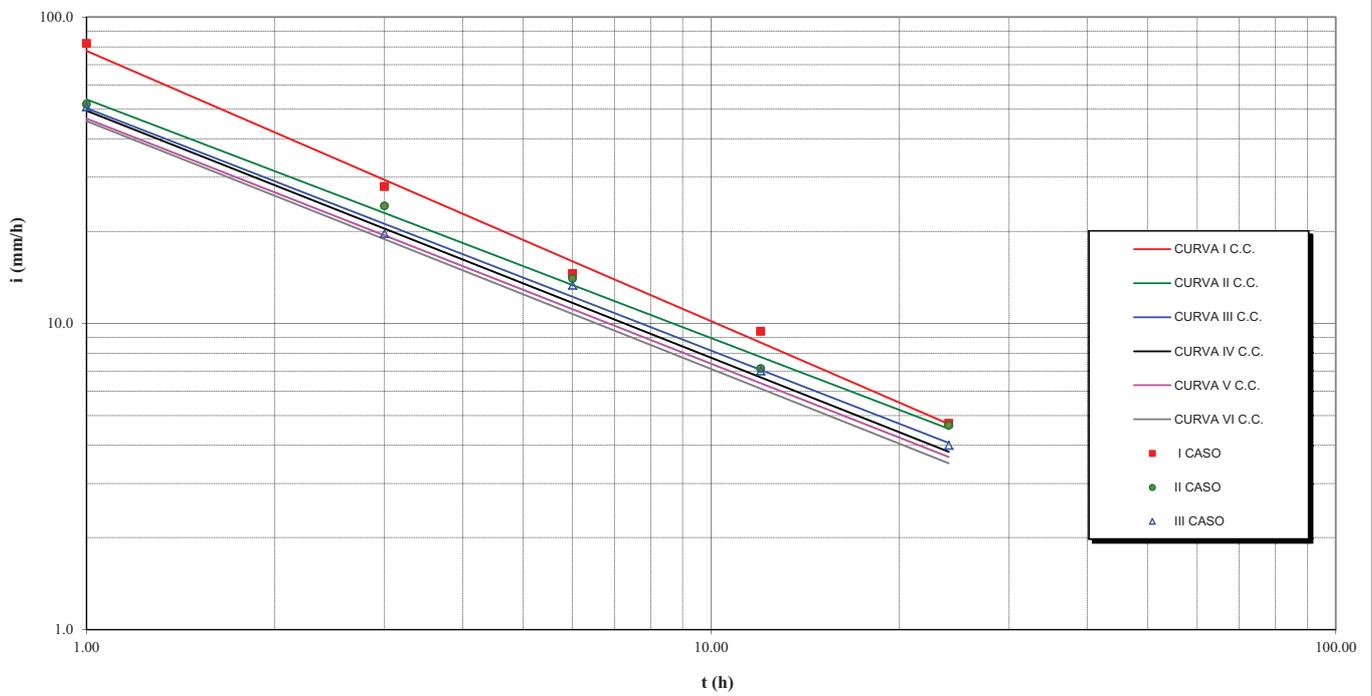
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
CURVE DI CASO CRITICO
Intensità i(mm/h)-Durata t(h)



STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
REGOLARIZZAZIONE CURVE CASO CRITICO (n=var)
Altezza h(mm)- Durata t(h)



STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EBOLI
REGOLARIZZAZIONE CURVE CASO CRITICO (n= var)
Intensità i(mm/h)-Durata t(h)



ALLEGATO B

DETERMINAZIONE INTERASSE MASSIMO EMBRICI

DATI DI PIOGGIA

a(coeff. curva possibilita' climatica)= **mm/h**
 n(esponente curva possibilita' climatica)= **adim.**
 To(tempo di corrvazione)= **5.00 min**
 ic(intensità pioggia critica)= **243.30 mm/h**

PARAMETRI

φ(coeff.deflusso carreggiata)= **0.90 adim.**
 φs(coeff.deflusso scarpate)= **0.50 adim.**
 K(coeff.di scabrezza)= **70 m^{1/3}/s**
 m(coeff.di efflusso)= **0.60 adim.**
 a(% vuoti griglia)= **0.50 adim.**

LEGENDA DEI SIMBOLI

le=larghezza carreggiata **10.50** Qc= portatata massima canale triangolare imax=interasse massimo embri
 ls=larghezza scarpata V=velocità deflusso i prog=interasse di progetto
 b=larghezza cunetta q= portatata unitaria cunetta Cq=coeff. di contrazione
 i=pendenza longitudinale yo=tirante massimo hc=carico sulla soglia
 J=pendenza trasversale F=n. di Froude D= diametro del bocchettone
 Q1= portatata assorbita dal bocchettone
 Q2= portatata non assorbita dal bocchettone

ASS V1

RILEVATO	Rettilifio / Curva	Pr. iniz. (m)	Pr. fin. (m)	lc (m)	ls (m)	b (m)	i (%)	J (%)	Qc (l/s)	V (m/s)	q (l/sm)	yo (m)	Ho (m)	yo/Ho (adim)	F (adim)	imax (m)	i prog (m)
RIL	rettilifio	0	78	6.00	1.00	1.00	4.90	4.00	23	1	0.05	0.04	0.11	0.38	1.82	57	20
RIL	curva	108	175	6.00	1.00	1.00	7.00	2.00	9	1	0.02	0.02	0.06	0.35	1.94	22	20
RIL	curva	175	240	6.00	1.00	1.00	7.00	2.00	9	1	0.02	0.02	0.06	0.35	1.94	22	20

RAMPA 2

RILEVATO	Rettilifio / Curva	Pr. iniz. (m)	Pr. fin. (m)	lc (m)	ls (m)	b (m)	i (%)	J (%)	Qc (l/s)	V (m/s)	q (l/sm)	yo (m)	Ho (m)	yo/Ho (adim)	F (adim)	imax (m)	i prog (m)
RIL	rettilifio	139	154	6.00	1.00	1.00	4.80	7.00	57	2	0.11	0.07	0.21	0.34	1.98	144	20
RIL	curva	58	139	6.00	1.00	1.00	7.00	7.00	69	2	0.14	0.07	0.27	0.26	2.39	174	20

RAMPA 2

RILEVATO	Rettilifio / Curva	Pr. iniz. (m)	Pr. fin. (m)	lc (m)	ls (m)	b (m)	i (%)	J (%)	Qc (l/s)	V (m/s)	q (l/sm)	yo (m)	Ho (m)	yo/Ho (adim)	F (adim)	imax (m)	i prog (m)
RIL	curva	0	60	6.00	1.00	1.00	4.80	7.00	57.44	1.64	0.11	0.07	0.21	0.34	1.98	144	20
RIL	curva	60	108	6.00	1.00	1.00	2.60	7.00	42	1	0.08	0.07	0.14	0.48	1.46	106	20
RIL	curva	108	259	6.00	1.00	1.00	7.00	7.00	69	2	0.14	0.07	0.27	0.26	2.39	174	20

DETERMINAZIONE INTERASSE MASSIMO EMBRICI O CADITOIE

DATI DI PIOGGIA

a(coeff. curva possibilita' climatica)=
 n(esponente curva possibilita' climatica)=
 To(tempo di corrivazione) = **10.00**
 ic(intensità pioggia critica) = **243.30**

mm/h
 adim.
 min
 mm/h

lc=largh carreggiata

PARAMETRI

φc(coeff.deflusso carreggiata)= **0.90** adim.
 φs(coeff.deflusso scarpate)= **0.50** adim.
 K(coeff.di scabrezza)= **70** m1/3/s
 m (coeff.di eflusso)= **0.60** adim.
 a(% vuoti griglia)= **0.50** adim.

LEGENDA DEI SIMBOLI

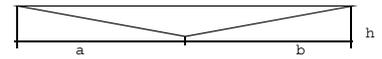
lc=larghezza carreggiata **10.50** Qc= portata massima canale triangolare imax=interasse massimo caditoie
 ls=larghezza scarpata V=velocità deflusso bc=larghezza caditoia
 b=larghezza cunetta q= portata unitaria cunetta lc=lunghezza caditoia
 i=pendenza longitudinale yo=tirante massimo V0=velocità limite
 J=pendenza trasversale F=n. di Froude lo=lungh.min.assorbimento portata frontale

ASSE v1

TRATTO	Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	lc (m)	ls (m)	b (m)	i (%)	J (%)	Qc (l/s)	V (m/s)	q (l/sm)	yo (m)	Ho (m)	yo/Ho (adim)	F (adim)	imax (m)
TR	rettilifilo	245	335	3.00	1.00	1.00	0.50	2.50	3.33	0.27	0.01	0.03	0.03	0.87	0.54	15.4
TR	curva	335	381	6.00	6.00	1.00	3.50	7.00	49.05	1.40	0.10	0.07	0.17	0.41	1.69	86.4

TAB.1- VERIFICHE IDRAULICHE CUNETTE DI RACCOLTA

a (mm/h) =	110.0	k (ml/3/s) =	60.00
n (adim.) =	0.5	Ab (m2) =	0.045
tc (min) =	10.0	Cb (m) =	0.927
ic (mm/h) =	270.0	Ri (m) =	0.049



RAMPA V1

LATO	PROG.m	PROG.v	Qcm	Qcv	larg. carr.	larg. scarp..	lung. (m)	RECAPITO	Ap. (m²)	As (m²)	Q TRAT.PREC (l/s)	Q TOT (l/s)	i (m/m)	Qmax (l/s)
DESTRO	40.0	120.0	81.9	79.8	6.5	2.0	80.000	CUNETTA	520.0	160.0	0.0	41.1	0.026	57.92
DES-SIN	120.0	140.0	81.9	81.7	3.3	2.0	20.000	CUNETTA	65.0	40.0	0.0	5.9	0.011	37.26
DESTRO	140.0	245.0	81.7	77.3	6.5	4.0	105.000	CUNETTA	682.5	420.0	5.9	67.7	0.042	73.41

RAMPA R1

LATO	PROG.m	PROG.v	Qcm	Qcv	larg. carr.	larg. scarp..	lung. (m)	RECAPITO	Ap. (m²)	As (m²)	Q TRAT.PREC (l/s)	Q TOT (l/s)	i (m/m)	Qmax (l/s)
SINISTRO	55.8	100.0	80.1	79.7	6.5	0.5	44.200	CUNETTA	287.3	22.1	0.0	20.2	0.010	35.57
SINISTRO	55.8	20.0	79.7	79.5	3.3	0.5	35.800	CUNETTA	116.4	17.9	20.2	28.7	0.004	23.80

CALCOLO PORTATA DI DIMENSIONAMENTO COLLETTORE A TEMPO DI CORRIVAZIONE COSTANTE

DATI DI INPUT

K(Glaucker)=	70.00	m^{1/3}/s
a(coeff. curva possibilita' climatica Tr=100 anni)=		mm/h
n(esponente curva possibilita' climatica)=		adim.
Tc(tempo corrivazione)	10.00	min
lc=intensita' pioggia critica	243.30	mm/h
fc(coeff.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
fs(coeff.deflusso scarpate)=	0.60	adim.

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.inz=progressiva iniziale
 prog.fin=progressiva finale
 L=lunghezza tratto in m
 bp=larghezza carreggiata
 bs=larghezza scarpata

J=pendenza tratto
 Tc=tempo di corrivazione
 Sc=superficie carreggiata
 Ss=superficie scarpate

Stot=superficie totale
 Qprec= port. di pioggia tratto prec.
 Qp= portata di pioggia tratto
 h=tirante idrico
 h/DN=grado riempimento tubazione

Qs= portata smaltita
 V=velocita'
 DN=diametro collettore

COLLETTORI ASSE V1

Denominaz.	prog.inz (m)	prog.fin. (m)	L (m)	bp (m)	bs (m)	J (%)	MATERIALE	K	DN (mm)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Stot (m ²)	Q prec. (l/s)	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	Qs (l/s)	V (m/s)	VER. SI/NO
Asse V1 17-22	245.0	335.0	90.0	6.0	1.0	0.2	PEAD	70.0	400.0	546.0	90.0	636.0	0.0	36.9	0.28	0.7	71.0	0.8	SI
Asse V1 22-26	335.0	381.0	46.0	6.0	1.0	0.2	PEAD	70.0	400.0	282.0	46.0	328.0	0.0	19.0	0.28	0.7	71.0	0.8	SI

VERIFICHE IDRAULICHE DEI FOSSI DI GUARDIA

LEGENDA SIMBOLI

Pr.iniz.=Progressiva iniziale bp.=Larghezza carr. 6.0 be.=Larghezza fascia esterna J min.=Pendenza minima h= Tirante idrico Q cal.=Portata addotta
 Pr.fin.=Progressiva finale A p.=Superficie pavimentata A e.=Superficie esterna K=Coeff.scabrezza A b.=Area bagnata Vc=velocità del deflusso
 l=Lunghezza tratto Re=Larghezza scarpata Qpr=Portata tratto precedente bf.=Larghezza base fosso Cb.=Contorno bagnato c=h tanβ
 Re=Recapito A p.=Superficiecarpata Qcal=Portata tratto p.spo.=Pendenza sponde Ri.=Raggio idraulico

PARAMETRI

DATI DI PIOGGIA:

q(mm/h)=	
h(adim)=	
ic(min)=	10.000
ic(max)=	270.000

COEFFICIENTI DI DEFLUSSO

Cs(adim)=	1.000
Cs(adim)=	0.500
Ce(adim)=	0.400

RAMPA V1

TRATTO	Rettilineo / Curva	SCOLO CURVA	LATO	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	l (m)	Re (adim)	bp (m)	A p. (m²)	bs (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	J min (%)	K (m1/3/s)	bf (m)	p.spo. gradi	c (m)	h (m)	A b. (m²)	Cb. (m)	Ri (m)	Q cal. (l/s)	Vc (m/s)	VERIF. SI/NO
tr	curva		sinistra	120	260	140.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	280.0	20.0	2800.0	0.0	94.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	300	340	40.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	80.0	10.0	400.0	94.5	109.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		destra	200	260	60.0	f.guardia	3.00	180.0	0.0	0.0	50.0	3000.0	0.0	103.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI

RAMPA R1

TRATTO	Rettilineo / Curva	SCOLO CURVA	LATO	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	l (m)	Re (adim)	bp (m)	A p. (m²)	bs (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	J min (%)	K (m1/3/s)	bf (m)	p.spo. gradi	c (m)	h (m)	A b. (m²)	Cb. (m)	Ri (m)	Q cal. (l/s)	Vc (m/s)	VERIF. SI/NO
tr	curva		destra	120	260	140.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	280.0	20.0	2800.0	0.0	94.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	300	340	40.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	80.0	10.0	400.0	94.5	109.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	curva		destra	0	55	55.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	55.0	5.0	275.0	0.0	10.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	curva		destra	55	100	45.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	45.0	20.0	900.0	10.3	39.0	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	curva		destra	100	118	18.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	18.0	20.0	360.0	39.0	50.5	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	0	55	55.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	55.0	5.0	275.0	0.0	10.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	55	118	63.4	f.guardia	0.00	0.0	0.0	0.0	10.0	634.4	10.3	29.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI

RAMPA R2

TRATTO	Rettilineo / Curva	SCOLO CURVA	LATO	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	l (m)	Re (adim)	bp (m)	A p. (m²)	bs (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	J min (%)	K (m1/3/s)	bf (m)	p.spo. gradi	c (m)	h (m)	A b. (m²)	Cb. (m)	Ri (m)	Q cal. (l/s)	Vc (m/s)	VERIF. SI/NO
rl	curva		destra	189	267	78.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	156.0	20.0	1560.0	0.0	52.7	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	300	340	40.0	f.guardia	0.00	0.0	2.0	80.0	10.0	400.0	52.7	67.7	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		destra	0	55	55.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	55.0	5.0	275.0	0.0	10.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	curva		destra	55	100	45.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	45.0	20.0	900.0	10.3	39.0	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	curva		destra	100	118	18.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	18.0	20.0	360.0	39.0	50.5	0.20	60	0.500	45.0	1.40	1.40	2.66	4.46	0.60	5057.4	1.90	SI
tr	rettilineo		sinistra	0	55	55.0	f.guardia	0.00	0.0	1.0	55.0	5.0	275.0	0.0	10.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI
tr	rettilineo		sinistra	55	118	63.4	f.guardia	0.00	0.0	0.0	0.0	10.0	634.4	10.3	29.3	0.20	60	0.500	45.0	0.40	0.40	0.36	1.63	0.22	352.8	0.98	SI