

**S.S. 693 - SSV del Gargano S.S.  
89 Garganica Collegamento Vico  
del Gargano - Mattinata  
Tratto Vico del Gargano - Vieste**



**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

COD. **BA322**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - SIPAL - TECNIC - GDG - ICARIA - AMBIENTE**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Vladimiro Rotisciani  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n. A376

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Marco Abram  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2808

**IL RESPONSABILE DI PROGETTO**

Dott. Ing. Alberto Sanchirico

**IL R.U.P.**

Dott. Ing. Rocco Lapenta

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**



Dott.Ing. N.Granieri  
Dott.Ing. V.Truffini  
Dott.Ing. T.Berti Nulli  
Dott.Arch. A.Bracchini  
Dott.Ing. E.Bartolucci  
Dott.Ing. L.Spaccini  
Dott.Ing. L.Casavecchia  
Dott.Geol. G.Cerquiglini  
Dott.Ing. F.Durastanti  
Dott.Ing. M.Abram  
Dott.Arch. C.Presciutti  
Dott. Agr. F.Berti Nulli  
Dott. M. De Tursi

**MANDANTI:**



Dott. Ing. A.Turso  
Dott. Ing. J.Turaglio  
Dott. Ing. F.Stoppa  
Dott. Ing. A.Dipierro



Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. C.Consorti  
Dott. Ing. E.Loffredo  
Dott. Ing. S.Sacconi



Prof. Ing. S.Canale  
Dott. Ing. C.Sanna  
Dott. Ing. C.Nardi  
Dott. Ing. F.Volonino  
Dott. Ing. M.Schinco



società di ingegneria  
Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Dott. Ing. G.Pulli  
Dott. Ing. V.Piunno



consulenza & ingegneria  
esperienza per l'ambiente  
Dott. Ing. A.Lucioni  
Dott.Arch. M. Paglini  
Dott.Arch. F.Marsiali  
Dott. M.Pizzato  
Agr. M.T. Colacresi



**IDROLOGIA ED IDRAULICA**

**Relazione idrologica e idraulica**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00-ID00-IDR-RE01			
BA322	F 22	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE01	B	varie
B	INTEGRAZIONE	11/2022	F.Macchioni	V.Rotisciani	N.Granieri
A	EMISSIONE	07/2022	F.Macchioni	V.Rotisciani	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Relazione idrologica e idraulica

### INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE – DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....</b>	<b>7</b>
<b>3.1</b>	<b>BACINO IDROGRAFICO DI ZONA – GENERALITÀ.....</b>	<b>8</b>
3.1.1	BACINO IDROGRAFICO DI SAN MENAIO E DEL TORRENTE CALENELLA.....	10
3.1.1.1	IDROGRAFIA .....	10
3.1.2	BACINO IDROGRAFICO DEI TORRENTI ULSO E CHIANARA .....	12
3.1.2.1	IDROGRAFIA .....	13
3.1.3	BACINO IDROGRAFICO DEI TORRENTI MACCHIE, SAN GIULIANO E PIANO PICCOLO .....	13
3.1.3.1	IDROGRAFIA .....	14
3.1.4	BACINO IDROGRAFICO DEL CANALE MACININO .....	15
3.1.4.1	IDROGRAFIA .....	15
3.1.5	BACINO IDROGRAFICO DEL GARGANO ORIENTALE E SUD-ORIENTALE.....	15
3.6	PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO.....	16
<b>4</b>	<b>PERICOLOSITÀ E RISCHIO IDRAULICO.....</b>	<b>18</b>
<b>5</b>	<b>INTERFERENZA COL RETICOLO IDROGRAFICO.....</b>	<b>20</b>
5.1	IDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI .....	23
<b>6</b>	<b>STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO.....</b>	<b>27</b>
6.1	PREMESSA.....	27
6.2	PROCEDURA VA.PI.....	27
6.2.1	Metodologia di calcolo.....	27
6.3	ANALISI STATISTICA DEI DATI PLUVIOMETRICI.....	33
6.4	VALORI ASSUNTI.....	42
6.5	TEMPO DI CORRIVAZIONE E PORTATE DI PROGETTO .....	43
6.6	CALCOLO DELLA PIOGGIA NETTA.....	46
6.7	CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO .....	48
<b>7</b>	<b>STUDIO IDRAULICO.....</b>	<b>52</b>
7.1.1	DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA .....	54
<b>7.2</b>	<b>OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO .....</b>	<b>56</b>
7.2.1	Opere di attraversamento idraulico minori .....	58
7.2.2	Opere di attraversamento idraulico maggiori.....	65
7.2.3	Riprofilatura e deviazione dei corsi d'acqua .....	72

Relazione idrologica e idraulica

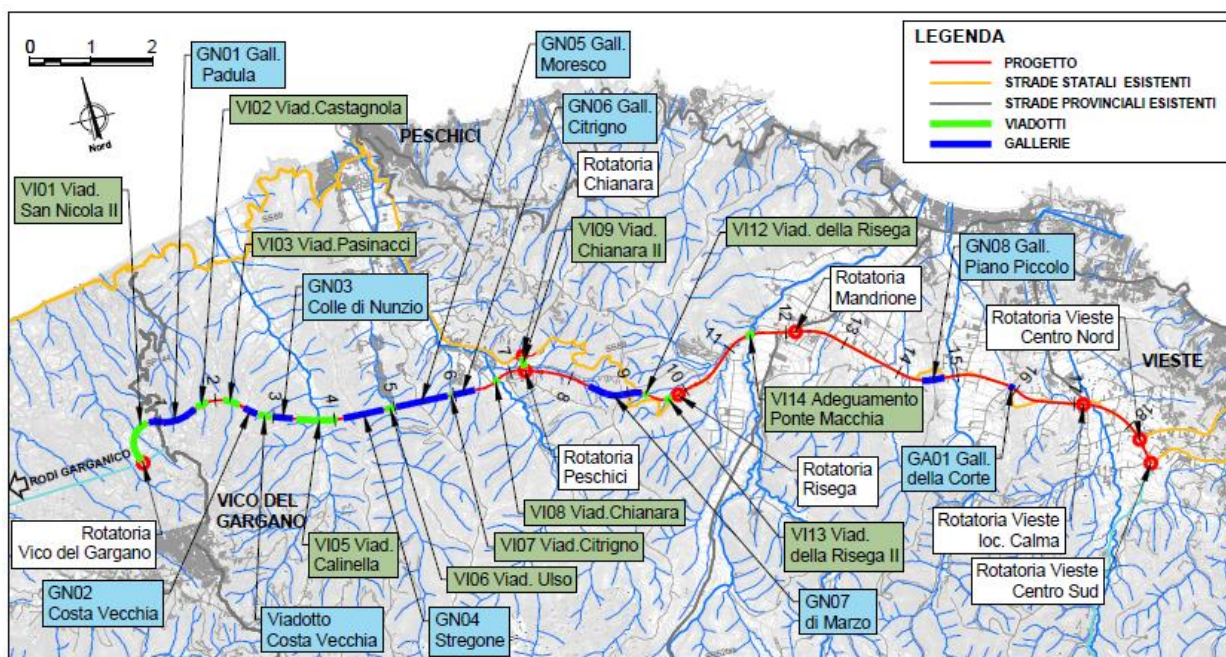
7.2.4	Protezione delle pile .....	73
<b>8</b>	<b>SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA .....</b>	<b>74</b>
8.1	STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO .....	74
8.2	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO .....	76
8.3	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN TRINCEA.....	78
8.4	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO.....	79
8.5	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN GALLERIA .....	79
8.6	PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	81
8.7	VASCA DI PRIMA PIOGGIA .....	81
8.8	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA .....	84
8.9	VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO .....	85
8.10	VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE .....	87
8.11	CAPACITÀ DI SMALTIMENTO DEGLI EMBRICI.....	88
8.12	VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI DEFLUSSO DELLE CADITOIE.....	90
8.13	VERIFICA DEI TRATTI IN VIADOTTO.....	91
8.14	VERIFICA DEI TRATTI IN GALLERIA .....	93
8.14.1	Verifica della capacità di deflusso dei collettori.....	93
8.14.2	Verifica della capacità di deflusso delle caditoie.....	95
<b>9</b>	<b>ALLEGATI MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>97</b>
9.1	MODELLI STATO ATTUALE .....	97
9.2	MODELLI STATO DI PROGETTO.....	98

## 1 INTRODUZIONE – DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Nel presente progetto di fattibilità di seconda fase sono stati sviluppati i primi 18.5km di tracciato individuati come ottimizzazione delle diverse soluzioni presentate nel Documento di Fattibilità delle alternative progettuali presentate da Anas nell’autunno del 2021 nell’ambito del Dibattito Pubblico per la nuova viabilità di progetto S.S. Garganica, sviluppata in parte in variante ed in parte come adeguamento in sede della attuale S.S.89.

Durante ed a seguito del DB le diverse soluzioni proposte sono state ottimizzate ed approfondite al fine di recepire laddove possibile le proposte e le richieste emerse nell’ambito di tale procedura dagli stakeholder intervenuti.

Da tale confronto è stata sviluppata una soluzione di progetto che mantenendo i pregi della alternativa 1B presentata nel documento delle fattibilità delle alternative è stata ottimizzata in termini di tracciato, geometria delle opere, accessibilità, impatti paesaggistici e naturalistici e cantierizzazione. Di seguito vengono descritti gli elementi principali di questa nuova strada.



La nuova viabilità di connessione tra Vico del Gargano e Vieste, di seguito denominata S.S. Garganica, ha **origine con la rotatoria “Vico del Gargano”** da realizzarsi in sede alla SS 693 (ex SSV del Gargano) proveniente da Lesina, circa 400m prima dello svincolo esistente di Vico del Gargano (connessione della SS 693 con la SP 144 di collegamento con la SS 89 nel suo tratto litoraneo e la SP 528 per Vico del Gargano).



## Relazione idrologica e idraulica

La nuova rotatoria a raso a 3 bracci di progetto, posizionata nel punto di appoggio tra il viadotto S. Nicola ed il viadotto Acqua del Signore è caratterizzata da un diametro esterno di 50 m, ha il ramo di innesto della viabilità in oggetto che si posiziona a nord.

Il tracciato completamente in nuova sede presenta nella parte iniziale di circa 7 km, per superare una serie di rilievi e vallate in cui si attraversano diversi importanti corsi d'acqua quali il torrente Menaio, il Castagnola, il Calinella, l' Ulso e il Chianara:

- VI01- Viadotto San Nicola L= 730 m
- GN01- Galleria Padula L= 800 m
- VI02 – Viadotto Castagnola L= 200 m
- VI03 – Viadotto Pasinacci L=270m
- GN02 – Galleria Costa Vecchia L=267m
- VI04 - Viadotto Costa Vecchia L=210m
- GN03 - Galleria Colle di Nunzio L=315m
- VI05 - Viadotto Calinella L=660m
- GN04 - Galleria Stregone L=654m
- VI06 - Viadotto Ulso L=150m
- GN05 - Galleria Moresco L=848m
- VI07 - Viadotto Citrigno L=40m
- GN06 - Galleria Citrigno L=350m
- VI08 Viadotto Chianara L=600m

Al km 7+250 è ubicata la seconda **intersezione “Peschici”**, che costituisce il punto di accesso al nucleo abitato principale di Peschici ed alle sue frazioni, realizzata attraverso la connessione tra la nuova viabilità e la SS 89 “Garganica” costituita da una rotatoria a 3 bracci a cui si raccorda un'asta di collegamento su un viadotto a due campate di 160 m totali di lunghezza “VI09 - Viadotto Chianara II” ad una ulteriore rotatoria sempre a 3 bracci, posizionata in corrispondenza dell'asse esistente della SS 89 (ca km 89), entrambe le rotatorie sono caratterizzate da un diametro esterno di 50 m.

Tale rotatoria può essere considerata il limite di un primo stralcio funzionale o lotto costruttivo dell'appalto.

Il tracciato quindi prosegue nuovamente in nuova sede a mezzacosta eludendo un tratto particolarmente tortuoso e acclive della SS 89 con questa sequenza di opere d'arte:

- VI10 - Viadotto Cerreglia L=60m
- VI11 - Viadotto Cerreglia II L=80m
- GN07 - Galleria di Marzo L=886m

## Relazione idrologica e idraulica

- VI12 - Viadotto della Risega L= 70
- VI13 - Viadotto della Risega II L=110m

Al km 9+850 è ubicata la **terza intersezione "Risega"** a rotatoria con diametro esterno di 50 m posta in territorio del Comune di Vieste sulla SS 89 che da questo punto in poi consente di essere adeguata in sede per un'estesa di quasi 9 km se si escludono dei punti singolari.

Il tracciato in progetto prevede il mantenimento del viadotto esistente VI14 -Viadotto Ponte Macchio al km 11+400 opportunamente adeguato e poi prosegue esattamente sulla sede esistente

Al km 12+150 si prevede una **quarta intersezione "Mandrione"** a rotatoria, caratterizzata da un diametro esterno pari a 50 m, di connessione con la SP 52 bis "del Mandrione", che rappresenta nel suo ramo verso la costa l'accesso a tutti i villaggi turistici e spiagge posti lungo la SP 52 litoranea tra Peschici e Vieste dalla località Sfinalicchio, passando per Santa Maria di Merino, Torre di Porticello, Palude Mezzane e fino alla Defensola. Nella direzione contraria verso l'entroterra la SP 52 bis "del Mandrione" attraversa la Foresta Umbra fino a connettersi con la SP 52b nel territorio del Comune di Monte Sant'Angelo.

Tra il km 14+100 e il km 14+850, si ha una prima variante di tracciato che comporta la realizzazione di una galleria naturale di 362m GN08 – Galleria Piano Piccolo, successivamente il tracciato torna in sede fino al km 15+100.

Tra il km 15+100 e il km 15+400, a seguito di una piccola rettifica della curva esistente, nasce la seconda variante locale, l'asse di tracciato si allontana in destra rispetto al tracciato attuale, altimetricamente trattasi prevalentemente di un tratto in rilevato.

La terza variante piano altimetrica si trova tra il km 15+900 e km 16+600 dove la rettifica del tracciato elimina una grande curva ma determina la nascita di una galleria artificiale di 77m di lunghezza GA01 – Galleria della Corte.

Al Km 17+150 è presente la **quinta intersezione "Vieste – loc. Calma"** a rotatoria all'incrocio con SP 52 ter – in questo caso proprio raccogliendo una delle proposte emerse nel Dibattito Pubblico.

Le ultime due intersezioni rispettivamente ai km 18+250 e km 18+700 rappresentano i due accessi al centro storico di Vieste in particolare la **sesta intersezione definita "Vieste – Centro Nord"** e la **settima intersezione definita "Vieste – Centro Sud"** entrambe a rotatoria in località Fugeredda/Focareta alle porte del centro abitato di Vieste dove terminare l'intervento che si sviluppa all'eterno del perimetro della Zona 1 del Parco Nazionale del Gargano.

Dall'ultimo caposaldo si potrà proseguire per la tratta terminale fino a Mattinata.

In tutto l'itinerario che si appoggia su l'esistente SS 89 la maggior parte degli accessi alle proprietà confinanti con la strada oggi esistenti, vengono ripristinati tramite la realizzazione di viabilità locali di servizio a quella principale.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito un elenco delle normative vigenti che sono state prese a riferimento per la definizione degli interventi di carattere idraulico.

- Regio Decreto 25 luglio 1904, n°523 “Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie”
- Decreto del Ministero LL.PP. 4 maggio 1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”
- Circolare n. 34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero dei LL.PP. “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”
- D.M. 17/01/2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (G.U. n. 42 del 20/02/2018) – comma 5.1.2.4 “Compatibilità idraulica”
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.5) “ – cap. 5.1. Ponti stradali – Comma 5.1.2.4 “Compatibilità idraulica”

### 3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il progetto interessa il promontorio del Gargano in Puglia e consiste nel potenziare il collegamento stradale tra Vico del Gargano e Mattinata attraverso una nuova viabilità a scorrimento veloce da raccordarsi ai due tratti già esistenti: la SS 693 tra lo svincolo di Poggio Imperiale e Vico del Gargano e la SS 89 "Garganica" tra Foggia e Mattinata, per una lunghezza complessiva prevista di circa 35 km; in questa sede tuttavia si farà riferimento soltanto a due dei tre itinerari di cui si compone l'opera, per una lunghezza di circa 18 km.

Attualmente la rete stradale nell'area del Gargano e di collegamento con le grandi direttrici del traffico nazionale è costituita da una serie di viabilità extraurbane secondarie: la SS 89, che attraversa tutta la penisola del Gargano partendo a nord da San Severo e raggiungendo a sud il capoluogo provinciale di Foggia, la SS 272 San Severo-Monte Sant'Angelo e la SS 693 "dei Laghi di Lesina e Varano", meglio nota come strada a scorrimento veloce (SSV) del Gargano tra Lesina/Poggio Imperiale e Vico del Gargano. Integrano la rete: la SS 89 dir B tra Mattinata e Monte Sant'Angelo ed altre strade provinciali, tra cui la SP 528 tra Vico del Gargano e Monte Sant'Angelo e le litoranee SP 52 Vieste-Peschici ed SP 53 Vieste-Mattinata, entrambe piuttosto tortuose. Questa viabilità presenta diverse criticità che rendono l'area poco accessibile e difficili i collegamenti e le interconnessioni tra centri urbani, molti di questi a forte carattere turistico. Il completamento del collegamento fra SS 693 e SS 89 mira dunque, anzitutto, a mettere a sistema la viabilità locale con le importanti infrastrutture già presenti sul territorio regionale.

Per quanto detto lo schema progettuale di base del nuovo collegamento non può quindi essere che un arco, cioè una linea curva che serve i centri vicini al mare e al tempo stesso facilita l'accesso a quelli situati nell'entroterra, attraverso infrastrutture stradali nuove o esistenti, in parte da migliorare e riqualificare.

L'arco approssimativamente descritto dal tracciato in esame asseconda grandissima parte del contorno della penisola garganica stringendosi tra l'omonimo parco e il mare; in considerazione di ciò appare evidente la necessità di un corretto censimento delle interferenze idrografiche col potenziale tracciato di progetto. Nella fattispecie, per quanto riguarda i corsi d'acqua vincolati, esse riguardano i torrenti Romandato, Ulso, Calenella, Chianara e Macchia; i valloni San Giuliano, del Macinino, del Palombaro, del Pozzillo, dei Merli e di Mattinatella. Per quanto riguarda l'itinerario 1 le interferenze sono analoghe per tutte le alternative considerate; lo stesso dicasi per l'itinerario 2 (univocamente definito).

In generale, sotto il profilo idrologico, non vi sono corsi d'acqua superficiali perenni e d'altronde in occasione di precipitazioni ordinarie le acque alimentano un'idrografia sotterranea molto ricca: la grande diffusione di fenomeni carsici provoca infatti l'infiltrazione immediata del 75% delle precipitazioni ricevute dal suolo. La distribuzione di rocce a diverso grado e tipo di permeabilità, determina la presenza di due ben distinti sistemi acquiferi dei quali l'uno (falda principale) occupa l'intero promontorio e l'altro (falda secondaria) è circoscritto alla zona di Vico e Ischitella. Tuttavia durante eventi meteorici di forte intensità, le piogge alimentano i brevi corsi d'acqua vallivi con frequente trasporto di materiale solido.

Per l'inquadramento territoriale globale dei bacini d'interesse si faccia riferimento alla suddivisione paesaggistica definita dal Piano Paesaggistico Territoriale (P.P.R.T.), il quale distingue la regione garganica in cinque sottosistemi:

1. Sistema ad anfiteatro dei laghi di Lesina e Varano;
2. Costa alta del Gargano;
3. Foresta Umbra;
4. Altopiano carsico;
5. Altopiano di Manfredonia.





Figura 1 – PPRT Gargano

### 3.1 BACINO IDROGRAFICO DI ZONA – GENERALITÀ

Il Promontorio del Gargano corrisponde ad un esteso blocco montuoso carbonatico isolato, con elevazione massima di poco superiore ai mille metri d’altezza, costituito essenzialmente da una suggestiva alternanza di monti e ampi altopiani carsici che tendono a digradare nel mare Adriatico, a volte con pendici ripide e scoscese, altre volte con pendii che si raccordano dolcemente o mediante scarpate morfologiche alle pianure costiere latitanti. Nel settore settentrionale, di prevalente interesse, dominano ripidi versanti incisi trasversalmente da profondi solchi carsico-erosivi con regime di norma torrentizio, mostrano una tipica conformazione a gradinata, localmente ravvivata dall’affioramento delle tipiche “costolature” di strato lungo gli stessi versanti rocciosi.

Geologicamente l’intero ambito del promontorio corrisponde ad un sistema di numerosi blocchi rigidi di rocce calcareo-dolomitiche giurassico-cretacee che costituiscono l’ossatura del sottosuolo pugliese, fortemente sollevate rispetto alle aree esterne, localmente ricoperte da lembi più o meno estesi di depositi più recenti, a costituire un corpo isolato sia dal resto della regione che della penisola da potenti dislocazioni tuttora attive.

Dal punto di vista idrografico, come annunciato in precedenza, i corsi d’acqua torrentizi del Gargano comprendono tutti quei reticoli che, secondo una disposizione grossomodo centripeta, scendono dalle alture del promontorio verso la costa o la piana del Tavoliere, o talvolta con recapito nei laghi di Lesina e Varano. I corsi d’acqua presenti, che assumono caratteristiche di tipo montano, sono caratterizzati da bacini di alimentazione piuttosto limitati, che solo in pochi casi superano i 100 kmq di estensione, mentre dal punto di vista morfologico le reti fluviali mostrano buona riconoscibilità di un’ organizzazione gerarchica interna. Le valli

## Relazione idrologica e idraulica

fluviali appaiono in molti casi ampie e profonde, fortemente modellate nel substrato roccioso, e caratterizzate da pendenze del fondo anche elevate. Da ciò discende che il regime idrologico di questi corsi d’acqua è tipicamente torrentizio, caratterizzato da tempi di corrivazione ridotti e tale che, in relazione al locale regime pluviometrico, da’ origine a lunghi periodi di magra intervallati da brevi ma intensi eventi di piena, cui s’accompagna non di rado abbondante trasporto solido.

Vista la considerevole influenza delle caratteristiche idrogeologiche della zona interessata, si riporta a proposito una visualizzazione d’insieme della geologia di zona.

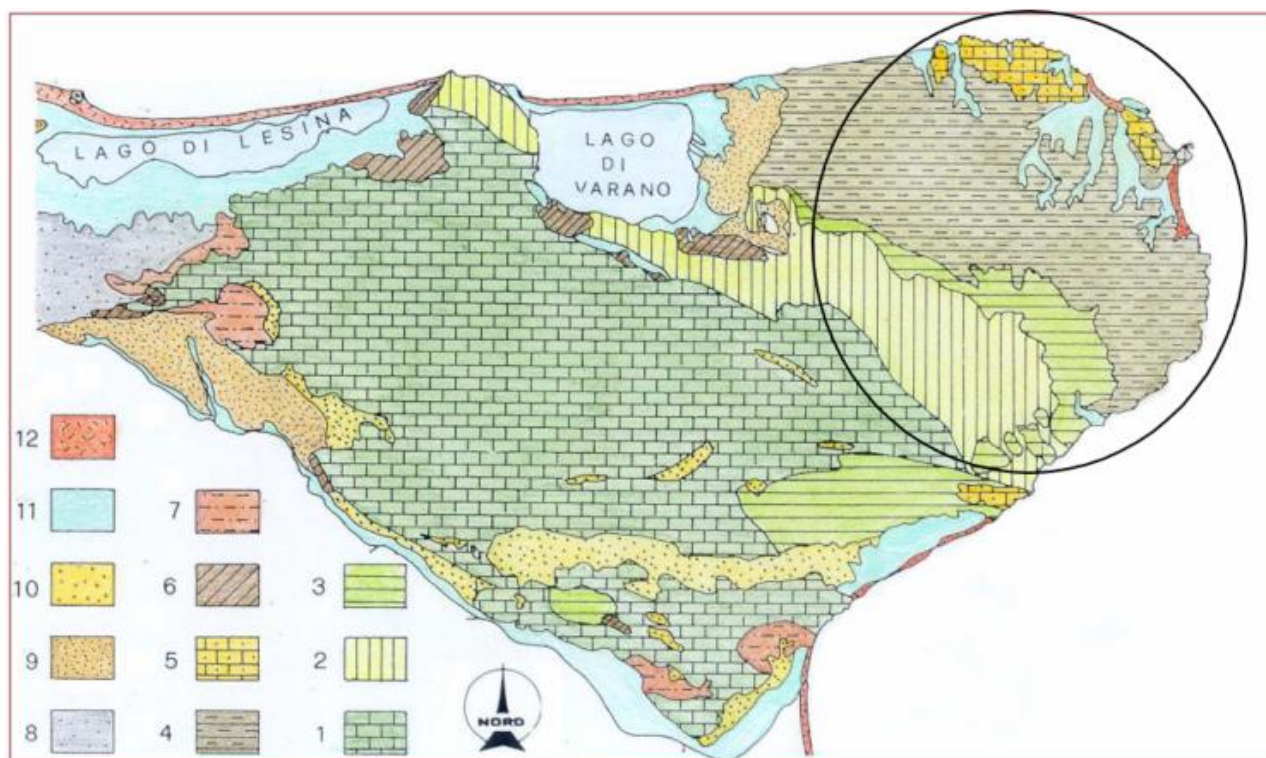


Fig. 17 – Carta geologica schematica del Gargano (da Caldara e Palmentola, 1993 con modifiche).  
Legenda: 1 - Calcarei di piattaforma, Malm-Cretaceo inferiore; 2 - Calcarei di scogliera, Malm-Cretaceo inferiore; 3 - Calcarei risedimentati, Cretaceo medio-superiore; 4 - Calcarei di mare aperto tipo scaglia e maiolica, Cretaceo; 5 - Calcareniti eoceniche a Nummuliti; 6 - Calcareniti bioclastiche tortoniane; 7 - Biocalcareni mesoplioceniche; 8 - Depositi marini terrazzati pleistocenici; 9 - Depositi alluvionali terrazzati del Pleistocene superiore; 10 - Detriti di falda e depositi eluviali, Pleistocene superiore-Olocene; 11 - Alluvioni, sedimenti lacustri e lagunari olocenici; 12 - Spiagge e dune costiere attuali

Figura 2 Carta idrogeologica Gargano

Benché le alternative progettuali si sviluppino all’interno dei sistemi della Costa Garganica e della Foresta Umbra, quando necessario, in via cautelativa, si tiene conto anche dei pur modesti contributi delle porzioni di reticolo idrografico che ricadono nelle aree limitrofe.

Nei sottocapitoli seguenti verranno esaurientemente illustrati gli apporti idrologicamente più significativi.

### 3.1.1 BACINO IDROGRAFICO DI SAN MENAIO E DEL TORRENTE CALENELLA

Essi ricadono completamente nel sottosistema 2 (Costa del Gargano) e lambiscono il sottosistema 3 (Foresta Umbra) come indicati dal PPRT; insieme ricoprono un'area di circa 25.543 kmq morfologicamente pressoché omogenea, configurandosi come una sequenza di valli incise che giungono fino alla costa e concludono in mare in una successione di stretti arenili o piane alluvionali più ampie intervallate da piccoli o grandi promontori rocciosi coperti da lembi di pineta; si ricordino a proposito le due maggiori aree boschive della zona, la pineta Marzini e la selva che circonda il Monte Pucci (rispettivamente ad ovest ed ad est del torrente Calenella).

A sud del tracciato di progetto il bacino del Calenella è pressoché interamente immerso nella Foresta Umbra.

La costa alta garganica, cui i bacini appartengono, vede la presenza di diversi corsi d'acqua, caratterizzati da lunghi periodi di magra intervallati da brevi ma intensi eventi di piena; tali corsi d'acqua sfociano con piccole piane alluvionali sbarrate da dune, che un tempo chiudevano lo sbocco al mare delle acque, producendo aree umide oggi bonificate. La costa è per questo motivo segnata da una serie continua di "piane" intervallate da punte o promontori con rive frastagliate e scoscese.

Lungo il tratto di costa in oggetto, tra le località Le Pietre Nere e Torre di Monte Pucci, gli originari promontori sono stati erosi dal mare; in corrispondenza della valle del torrente Calenella la costa sabbiosa è ancora continua ma bordata immediatamente a monte da una falesia già alta e ripida. Il sistema agro-forestale della zona si connota per la grande varietà di ambienti, risultato di una secolare storia di pratiche selvicolturali: spostandosi verso l'interno, dalle tipologie tipicamente marine come il pino d'Aleppo si passa rapidamente alle cerrete e ad ampie superfici di faggete.

#### 3.1.1.1 IDROGRAFIA

Il bacino imbrifero di San Menaio si estende su una superficie di circa 8.848 kmq; di altitudine media pari a 230.85 m con un massimo di 461.7 m s.l.m. nel vertice di estremità meridionale dell'area, praticamente in corrispondenza dell'anfiteatro del centro abitato di Vico del Gargano. Il bacino non consta di corsi d'acqua importanti, raccogliendo in sé i modesti canali confluenti nel Vallone di San Menaio e nella valle della Noce, oltre a quelli delle località in esso comprese.

Il bacino è in gran parte compreso nel Comune di Vico del Gargano (di cui San Menaio costituisce l'unica frazione); il displuvio è approssimativamente delimitato ad ovest dalle scarpate sovrastanti il canale Ascitizza e dalla Valle Selvaggia, in avvicinamento al mare; ad est da una curvilinea immaginaria che, tagliando la pineta Marzini, costeggia il vallone Pasinaccio e arriva in prossimità di Vico del Gargano.

Il bacino si articola essenzialmente in due sottobacini più significativi: il primo, immediatamente a nord della città, detto Acqua del Vicario dalla omonima località in esso compresa, e un secondo, Fontana di Acqua di Pietra, a ridosso del bacino attiguo.

Il bacino imbrifero del torrente Calenella si estende complessivamente su una superficie di circa 16.685 kmq; la sua altitudine media è di 244.85 m con un massimo di 489.5 m s.l.m. nell'immediato sud-est del centro di Vico del Gargano. Il torrente, di lunghezza pari a circa 5.23 km, ha origine dalla confluenza di due segmenti di ordine inferiore in un punto posto grosso modo 940 m ad est dalla località Acqua di Chilci; la quota di origine è approssimativamente stimata sui 160 m s.l.m., ai lembi nord-occidentali della Foresta Umbra.

Il bacino è in gran parte compreso nel Comune di Vico del Gargano; in particolare lo spartiacque è approssimativamente delimitato ad ovest dalla pineta Marzini, a ridosso del mare, e dalle località Coppa Marzini Passerella Coppa di Rischio e Chiusa, tra le altre; ad est dal complesso boscoso del Monte Pucci e del Monte Stregone, a ridosso del confine col Comune di Peschici.



Relazione idrologica e idraulica

Il bacino del torrente comprende numerosi ma modesti sottobacini di canali pressoché anonimi; nelle figure sottostanti viene a proposito riportata la planimetria dei bacini significativi a valle del tracciato di progetto e le relative caratteristiche geomorfologiche:

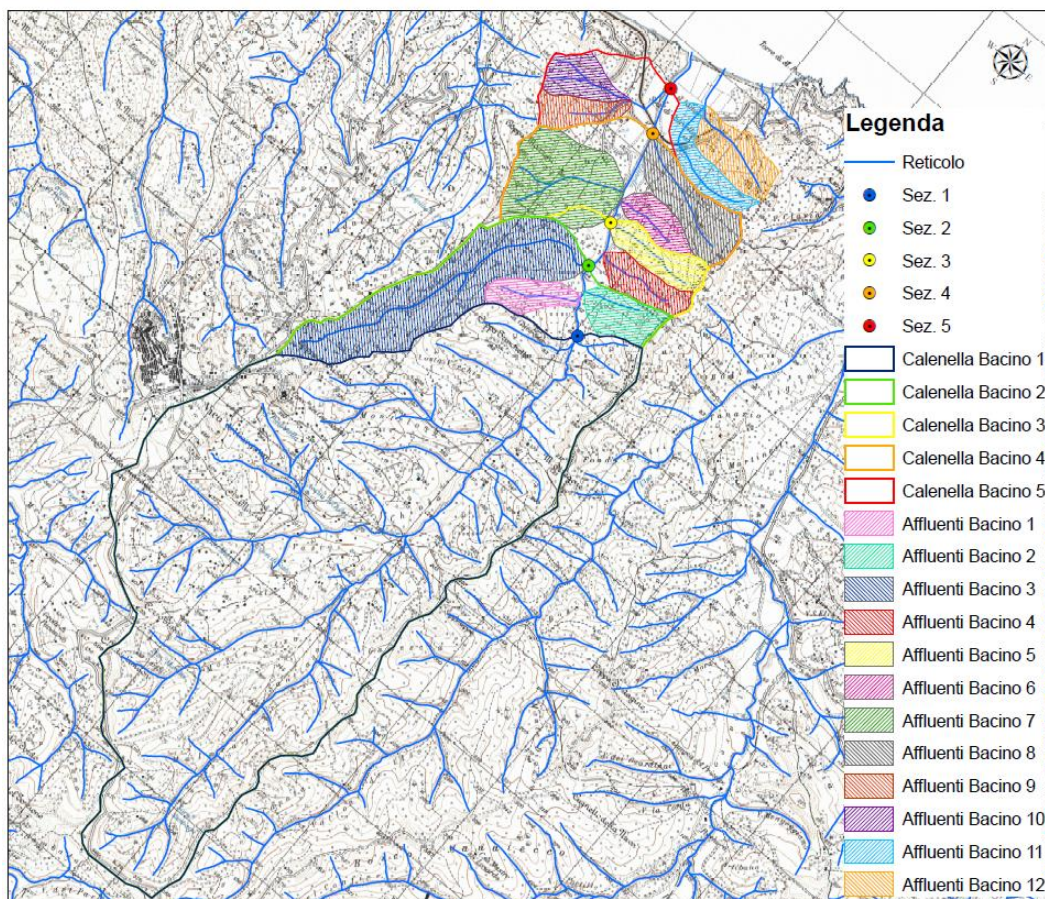


Figura 3 –corografia bacino

Relazione idrologica e idraulica

	A [kmq]	H <sub>max</sub> [m s.l.m.]	H <sub>min</sub> [m s.l.m.]	H <sub>med</sub> [m s.l.m.]	i <sub>med</sub> [%]	L <sub>asta</sub> [m]	CN(II)	CN(III)
Calenella Bacino 1	12.60	578.00	63.00	291.26	34.58	6497.00	82.08	91
Calenella Bacino 2	14.63	578.00	49.00	276.08	33.61	6966.80	81.29	91
Calenella Bacino 3	15.31	577.00	39.00	268.80	33.06	7400.80	81.25	91
Calenella Bacino 4	16.70	575.00	16.00	252.87	31.91	8259.20	81.25	91
Calenella Bacino 5	17.54	575.00	8.00	245.15	31.31	8674.08	81.32	91
Affluenti Bacino 1	0.21	195.00	58.00	117.85	27.96	710.00	81.00	91
Affluenti Bacino 2	0.25	177.00	56.00	110.45	21.16	502.50	82.08	91
Affluenti Bacino 3	1.28	413.00	52.00	208.10	30.25	2864.00	82.22	91
Affluenti Bacino 4	0.21	189.00	46.00	107.70	25.12	704.60	80.57	91
Affluenti Bacino 5	0.22	205.00	39.00	113.90	24.07	844.00	82.22	91
Affluenti Bacino 6	0.15	172.00	34.00	79.80	21.99	557.60	83.20	92
Affluenti Bacino 7	0.64	184.00	28.00	96.16	22.10	1018.00	82.31	91
Affluenti Bacino 8	0.32	198.00	18.00	82.85	21.01	1110.40	81.10	91
Affluenti Bacino 9	0.11	146.00	38.00	88.49	23.90	334.00	83.00	92
Affluenti Bacino 10	0.20	181.00	40.00	114.43	27.01	517.00	83.00	92
Affluenti Bacino 11	0.27	188.00	22.00	111.23	27.63	739.00	76.80	89
Affluenti Bacino 12	0.22	194.00	19.00	103.82	32.66	627.00	77.00	89

Tabella 2.1 – Parametri geomorfologici dei bacini

Con

A = superficie del bacino (km<sup>2</sup>);

H<sub>max</sub> = quota massima bacino (m)

H<sub>min</sub> = quota minima bacino (m)

H<sub>med</sub> = quota media bacino (m)

i<sub>media</sub> = pendenza media del bacino (%)

L = lunghezza dell'asta idrografica principale allungata fino allo spartiacque;

Fig.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, si articola essenzialmente in quattro sottobacini: Fontanella e Acqua di Chilci comprese nelle omonime località, Acqua del Moroso e Acqua di Vasto, Piscina Maratei e Sorgente di Santiago (all'estremo sud dell'intero bacino) sita nella omonima valle.

### 3.1.2 BACINO IDROGRAFICO DEI TORRENTI ULSO E CHIANARA

Essi ricadono completamente nei sottosistemi 2 (Costa del Gargano) e 3 (Foresta Umbra) indicati dal PPRT e considerati insieme ricoprono un'area di circa 51.972 kmq.

Da un punto di vista morfologico l'area, nella sua parte settentrionale, è simile a quella analizzata in precedenza, se non fosse che per una peculiarità: le rispettive piane alluvionali infatti, per il naturale sviluppo dei meandri delle aste principali, i quali digradando verso la costa arrivano persino a toccarsi in un certo punto, tendono quasi a compenetrarsi in un unico fondo.

La costa di Peschici, comune di riferimento per l'area in esame, è generalmente alta, rocciosa e intervallata da baie e calette, che l'erosione marina ha modellato nel tempo creando grotte o archi naturali. Dal punto di



## Relazione idrologica e idraulica

vista della vegetazione, il paesaggio è caratterizzato da una serie di pinete che arrivano fino al mare alternate a seminativi e oliveti, mentre l'entroterra vede una prevalenza di boschi a roverella, leccio e pino d'Aleppo. Lungo i pendii s'incontra l'oliveto sotto varie declinazioni: di collina, terrazzato, alternato a macchie di bosco.

A sud del tracciato di progetto i bacini di Ulso e Chianara sono pressoché interamente immersi nella Foresta Umbra.

### 3.1.2.1 IDROGRAFIA

Il bacino imbrifero del torrente Ulso si estende su una superficie di circa 10.862 kmq; di altitudine media pari a circa 235 m con un massimo di 470 m s.l.m. .

Il bacino non consta di corsi d'acqua importanti, raccogliendo nel proprio fondo alluvionale i modesti canali confluenti dalle valli e dai dolci rilievi circostanti: tra i più significativi il Vallone di Ulso e il Monte Dindro.

Il bacino è in gran parte compreso nel Comune di Pèschici; il displuvio è approssimativamente delimitato ad ovest dai boscosi rilievi sovrastanti l'Ulso, da Valle Clavia fino alla Foresta Umbra; ad est da una curvilinea immaginaria che idealmente divide quasi a metà la piana alluvionale comune ai due torrenti principali. Il torrente, di lunghezza pari a circa 9.1 km, ha origine dalla confluenza di due segmenti di ordine inferiore nel punto di massima elevazione (360 m s.l.m. circa) del Vallone omonimo, all'interno della Foresta Umbra.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, non comprende sottobacini significativi, eccetto quello relativo al Monte Dindro; da questo fino al punto di conca si susseguono modesti rami di ordine 1 direttamente affluenti nell'asta principale.

Il bacino imbrifero del torrente Chianara si estende complessivamente su una superficie di circa 30.248 kmq; la sua altitudine media è di 220 m circa con un massimo di 440 m s.l.m. al confine sud-occidentale col bacino confinante. Il torrente, di lunghezza pari a circa 6.95 km, ha origine dalla confluenza di due segmenti di ordine inferiore in località Artibano in un punto a quota 200 m s.l.m. circa, nel lembo settentrionale della Foresta Umbra.

I bacini sono in gran parte compresi nei Comuni di Vico del Gargano e Pèschici; lo spartiacque orientale, dallo sbocco in mare, asseconda i dolci pendii fino ai piedi del Bosco della Risega in corrispondenza del tracciato di progetto; a sud di questo, il displuvio prosegue attraverso località Cascina delle Macchie fino al cuore della Foresta Umbra.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, si articola in sottobacini relativamente estesi e dispiegati in massima parte nella Foresta Umbra; dal basso fino al punto di conca se ne contano tre macroscopici: da ovest ad est essi sono compresi tra il Bosco di Manalecco e i Pontoni Secco e Del Prete. Dal nodo-giunzione del torrente Chianara fino al punto di conca si susseguono rami di ordine 1 direttamente affluenti nell'asta principale.

### 3.1.3 BACINO IDROGRAFICO DEI TORRENTI MACCHIE, SAN GIULIANO E PIANO PICCOLO

Essi ricadono completamente nei sottosistemi 2 (Costa del Gargano) e 3 (Foresta Umbra) indicati dal PPRT e considerati insieme ricoprono un'area di circa 87.326 kmq.

Da un punto di vista morfologico l'area, nella sua parte settentrionale, è morfologicamente simile a quella analizzata in precedenza, comprendendo essa tre differenti fondi alluvionali indistinguibili in maniera nitida; la piana è leggermente declive da ovest ad est, passando dai 100-120 m s.l.m. del Bosco della Risega, nella parte ovest del Bacino delle Macchie a valle del tracciato, ai 20-40 m dei bacini limitrofi. L'area si presenta ora

## Relazione idrologica e idraulica

decisamente meno boscosa: diffuse infatti le antropizzazioni rurali, che assecondano totalmente il tratto del percorso di progetto interessato, spingendosi fino al mare.

La costa di pertinenza è bassa e sabbiosa.

A sud del tracciato di progetto, mentre il Bacino delle Macchie risulta completamente immerso nell'entroterra della penisola garganica spingendosi fino al cuore della Foresta Umbra, il Bacino di San Giuliano ne lambisce la parte settentrionale; anche il Bacino di Piano Piccolo (a questo limitrofo) si addentra nella parte centro-orientale della Foresta Umbra, allontanandosi gradualmente dalle forme depressive endoreiche tipiche della parte sommitale dell'altopiano, come sarà più chiaro dallo studio dei bacini successivi.

### 3.1.3.1 IDROGRAFIA

Il bacino imbrifero del torrente delle Macchie (la cui lunghezza dell'asta principale è di circa 5.5 km) è il più esteso tra quelli esaminati estendendosi su una superficie di circa 60.208 kmq, di altitudine media pari a circa 400 m con un massimo di 805 m s.l.m. .

Il bacino possiede magnitudine importante constando esso di un elevato numero di sorgenti: esse, nelle successive confluenze, danno vita ad un fitto ed intricato reticolo idrografico di tronchi comunque brevi e modesti che si articola lungo le strette e boschive valli carsiche della Foresta Umbra; esso è in buona parte compreso tra i Comuni di Pèschici, Vico del Gargano e Vieste; i dislivelli coincidono con alcuni dei crinali più rilevanti del bosco garganico.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, è piuttosto intricata: dal punto di vetta al punto di conca relativo alla sezione di chiusura incidente l'asse viario, esso comprende un certo numero di sottobacini

Il bacino imbrifero del torrente San Giuliano (la cui lunghezza dell'asta principale è di circa 3.2 km) si estende su una superficie, centrata sull'omonimo Vallone che digrada dolcemente verso il mare, di circa 10.177 kmq e altitudine media pari a circa 170 m con un massimo di 338 m s.l.m. .

Il reticolo idrografico è piuttosto ordinato ed uniforme constando esso di tre sottobacini principali grosso modo allineati e comunque ben definiti che confluiscono, a valle del tracciato, verso il nodo-giunzione originante il torrente principale; la rete è quasi interamente compresa nel Comune di Vieste, ad est, e lambito dai Comuni di Pèschici e Vico, ad ovest e sud rispettivamente.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, sottende i tre sottobacini suindicati: la loro omogeneità è altresì evidenziata dal fatto che in corrispondenza delle rispettive incidenze (rami di ordine 3) col tracciato sono state prospettate soluzioni analoghe (tombino 5x4 m).

Il bacino di Piano Piccolo non comprende corsi d'acqua importanti, tanto da restare anonimo; esso è comunque organizzato attorno a un corso d'acqua che defluisce al mare da Località Servigliano, ove si suppone rilevato il nodo-giunzione sorgente, posta alle pendici della Foresta Umbra; nel percorso ipotizzato, dall'entroterra a valle, esso attraversa il Piano Piccolo e il Piano di S. Maria, condiviso col bacino limitrofo e che abbraccia l'intero villaggio costiero di Scialmarino, adagiato sulla curvilinea bassa e sabbiosa che raccorda tutti e tre i bacini della zona.

Il dislivello orientale può essere facilmente individuato nella congiunzione dei bassi rilievi che dal mare all'entroterra separano la zona dall'insieme dei pianori latitanti: Monte San Paolo e Monte Chiaconcello solo per citare gli estremi.

Il reticolo idrografico è quindi piuttosto lineare, almeno fino al nodo-giunzione sorgente dell'asta principale: basti pensare che da qui fino allo sbocco al mare si conta soltanto un ramo affluente di ordine 1; a monte del nodo invece, ben oltre a meridione del tracciato di progetto, si contano un certo numero di sottobacini

## Relazione idrologica e idraulica

perlopiù allungati verso l'entroterra che assecondano gli stretti solchi carsico-erosivi della parte centrorientale della Foresta Umbra; tra le altre si ricordi la Valle Bellavigna, posta nell'estremità meridionale del bacino e dalla quale trae origine uno dei sottobacini più significativi dell'area.

### 3.1.4 BACINO IDROGRAFICO DEL CANALE MACININO

Esso ricade completamente nei sottosistemi 2 (Costa del Gargano) e 3 (Foresta Umbra) indicati dal PPRT e ricopre un'area di circa 31.668 kmq.

Da un punto di vista morfologico l'area è praticamente un doppione di quella analizzata in precedenza: trattasi in sostanza di un esteso pianoro alluvionale, circondato dalle doline carsiche tipiche della regione, nella prevalente configurazione a *uvala*, di forma allungata verso l'entroterra e leggermente rigonfia verso il suo centro, grossomodo in corrispondenza del tracciato di progetto. L'estremo meridionale del bacino comprende il settore orientale della Foresta Umbra, qui meno boscosa anche perché maggiormente interessata da forme erosive di tipo fluviale. Anche in questo caso molto diffuse le antropizzazioni rurali, che assecondano totalmente il tratto del percorso di progetto interessato, spingendosi fino al mare.

La costa di pertinenza è ancora una volta prevalentemente bassa e sabbiosa.

#### 3.1.4.1 IDROGRAFIA

Il bacino imbrifero del canale Macinino (la cui lunghezza è stata stimata intorno ai 10.4 km) si estende su una superficie di circa 31.668 kmq, di altitudine media pari a circa 400 m con un massimo di 800 m s.l.m presentandosi nei parametri altimetrici generali non dissimile dal vicino occidentale.

Il bacino possiede anch'esso magnitudine importante constando di un elevato numero di sorgenti; valgono a riguardo le medesime considerazioni svolte per il Bacino 1; il bacino del Macinino è in massima parte compreso nel Comune di Vieste; i dislivelli coincidono con crinali di pendii sempre meno importanti del rado bosco garganico.

La parte meridionale del bacino, a monte del tracciato di progetto, sottende tre sottobacini, due di modesta estensione e pressochè identici tra loro, il terzo molto più esteso praticamente corrispondente alla metà del bacino intero; morfologicamente simili tra loro, si sviluppano tra le tipiche gole carsiche della regione.

### 3.1.5 BACINO IDROGRAFICO DEL GARGANO ORIENTALE E SUD-ORIENTALE

Esso ricade completamente nei sottosistemi 2 (Costa del Gargano) e 3 (Foresta Umbra) indicati dal PPRT e ricopre un'area di circa kmq. Il bacino comprende in realtà almeno cinque bacini significativi; da Vieste a Mattinata nell'ordine: bacino del torrente del Palombaro, bacino Santa Maura, bacino del torrente dei Merli, bacino del torrente Finocchìto e bacino del torrente Mattinatella.

Nella presente esposizione si è optato per il loro raggruppamento per due ordini di ragioni: geomorfologico, data la notevole reciproca similitudine in tal senso, eccezion fatta forse per il bacino di Mattinatella; logistico, data la comune intersezione con l'itinerario 3 del tracciato complessivo di progetto.

## Relazione idrologica e idraulica

Fatti salvi gli ampi pianori alluvionali di Vieste e Mattinata cui appartengono coste basse e sabbiose, ed eccezion fatta per modesti tratti di costa come la baie di Pugnochiuso Vignanotica e delle Zingare, in tutto il settore orientale e per gran parte di quello sud-orientale del contorno peninsulare considerato, il tipico alternarsi di monti ed altipiani carsici della Foresta Umbra digrada in mare a volte mediante pendici più o meno scoscese, a volte mediante scarpate che raccordano dolcemente tra loro.

### 3.6 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Il Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) definisce la pianificazione di bacino; esso "è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologica necessario a ridurre gli attuali livelli di pericolosità e a consentire uno sviluppo sostenibile del territorio nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso".

Il P.A.I. "costituisce Piano Stralcio del Piano di Bacino, ai sensi dall'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n. 183, ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia". Ai fini di chiarimento ulteriore:

- funzione conoscitiva, che comprende lo studio dell'ambiente fisico e del sistema antropico, nonché della ricognizione delle previsioni degli strumenti urbanistici e dei vincoli idrogeologici e paesaggistici;
- funzione normativa e prescrittiva, destinata alle attività connesse alla tutela del territorio e delle acque fino alla valutazione della pericolosità e del rischio idrogeologico e alla conseguente attività di vincolo in regime sia straordinario che ordinario;
- funzione programmatica, che fornisce le possibili metodologie d'intervento finalizzate alla mitigazione del rischio, determina l'impegno finanziario occorrente e la distribuzione temporale degli interventi.

Nella fattispecie, il P.A.I. della Regione Puglia ha le seguenti finalità:

- la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo nei bacini idrografici, con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari compatibili coi criteri di recupero naturalistico;
- la difesa ed il consolidamento dei versanti e delle aree instabili, nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i movimenti franosi e gli altri fenomeni di dissesto;
- il riordino del vincolo idrogeologico;
- la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d'acqua;
- lo svolgimento funzionale dei servizi di polizia idraulica, di piena e di pronto intervento idraulico e della gestione impiantistica.

Le finalità richiamate sono perseguite mediante:

- la definizione del quadro di rischio idraulico ed idrogeologico in relazione ai fenomeni di dissesto evidenziati;
- l'adeguamento degli strumenti urbanistico-territoriali;
- l'apposizione di vincoli, l'indicazione di prescrizioni, l'erogazione degli incentivi e l'individuazione delle destinazioni d'uso del suolo più idonee in funzione al grado di rischio;

## **Relazione idrologica e idraulica**

- interventi finalizzati al recupero naturalistico ed ambientale, nonché alla tutela ed al recupero dei valori monumentali ed ambientali presenti;
- interventi su infrastrutture e manufatti connessi al rischio idrogeologico ed eventuale loro riallocazione;
- sistemazione dei versanti e stabilizzazione dei pendii preferibilmente in via conservativa e di recupero, ove richiesto;
- difesa e regolazione dei corsi d'acque, comunque volta alla valorizzazione dei bacini idrografici;
- monitoraggio costante dello stato dei dissesti.



## 4 PERICOLOSITÀ E RISCHIO IDRAULICO

Nella regione garganica, per quanto emerso dalle analisi idrogeologiche svolte sin ora, i fenomeni di dissesto idraulico più frequenti sono legati principalmente all'antropizzazione, nella duplice veste costruttiva e manutentiva: abusivismo a parte, pericolosamente diffuso in Puglia, le opere autorizzate, ed in primo luogo quelle a sviluppo lineare, spesso non sono realizzate sulla base di indagini ed analisi geologiche e morfologiche adeguate, ma si progetta su astratti calcoli idraulici applicati su bacini poco realistici ed approssimativamente definiti o su situazioni geologiche definite solo sulla carta; la manutenzione idraulica delle vie di deflusso naturale, la pulizia e la manutenzione dei canali, dei fossi, delle lame, dei torrenti risultano essenziali per una corretta gestione ambientale del territorio; al contrario, Interventi impropri, disboscamenti ed incendi diffusi, "spietramenti" dissennati, infatti, pongono le basi per l'aumento incontrollato dei deflussi, con conseguenti erosioni accelerate, perdita di suolo e intasamento delle vie d'acqua, e quindi, fenomeni di alluvionamento.

In generale l'analisi del rischio idrogeologico deve essere strutturata in tre fasi:

1. Individuazione delle aree sensibili;
2. Perimetrazione e successiva valutazione dei livelli di rischio con misure di salvaguardia connesse;
3. Definizione della mitigazione del rischio.

Ebbene, le principali fasi di redazione dell'Analisi del Rischio specificamente Idraulico (direttamente tratte dalla *Relazione di Piano* del P.A.I. Puglia e in linea col DPCM 29-9-98) si declinano, in sintesi, alla seguente maniera:

1. Raccolta dati storici esondazioni ed allagamenti che hanno interessata l'area in oggetto e successivo studio geomorfologico, compresa l'individuazione di tutti i possibili punti di crisi lungo il reticolo idraulico principale rappresentati da ostacoli al deflusso tipo restringimenti di sezione e attraversamenti;
2. Calcolo delle portate attese in corrispondenza dei diversi tempi di ritorno (con annessa analisi geomorfologica in caso di eventuale trasporto solido durante un evento di piena) → verifiche idrauliche sui tratti di rete idrografica potenzialmente soggetti a criticità, nelle condizioni di moto vario e permanente a seconda dei casi → Individuazione delle criticità (i.e. delle sezioni del reticolo insufficienti a smaltire la portata attesa) e degli elementi vulnerabili;
3. Concezione, pianificazione e programmazione degli interventi di mitigazione del rischio.

Si riportano a proposito le Carte di rischio e pericolosità relative all'area d'interesse:

Relazione idrologica e idraulica

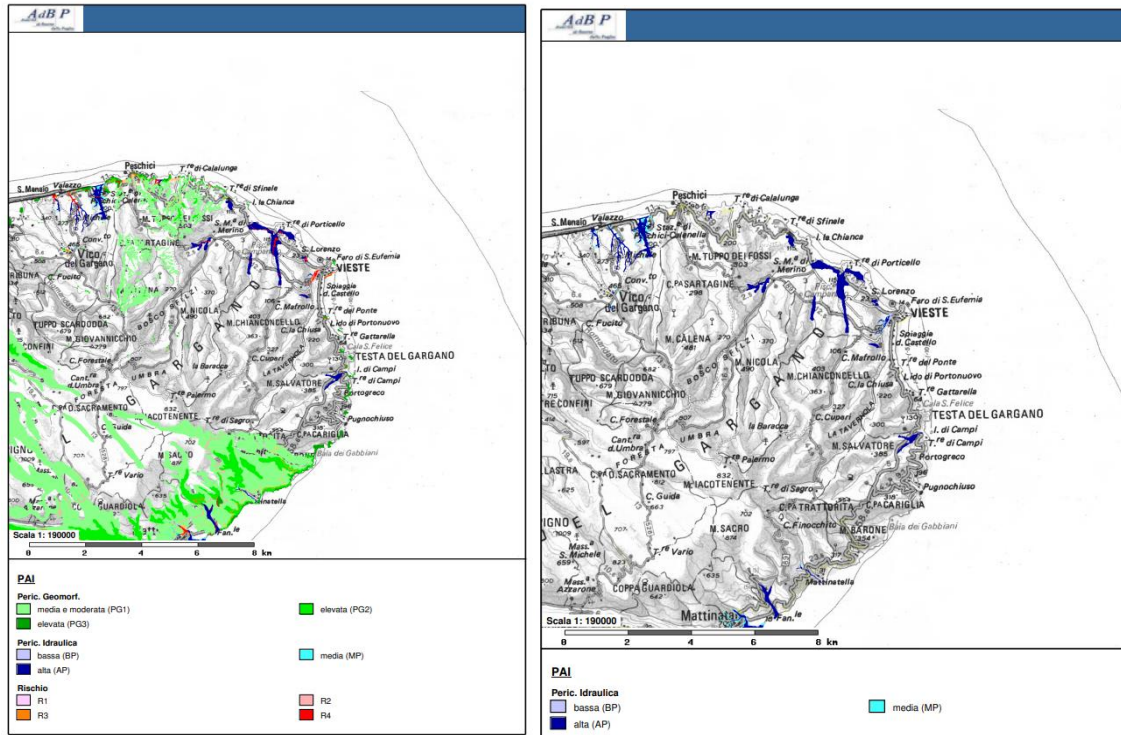


Figura 4 Carte PAI

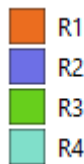
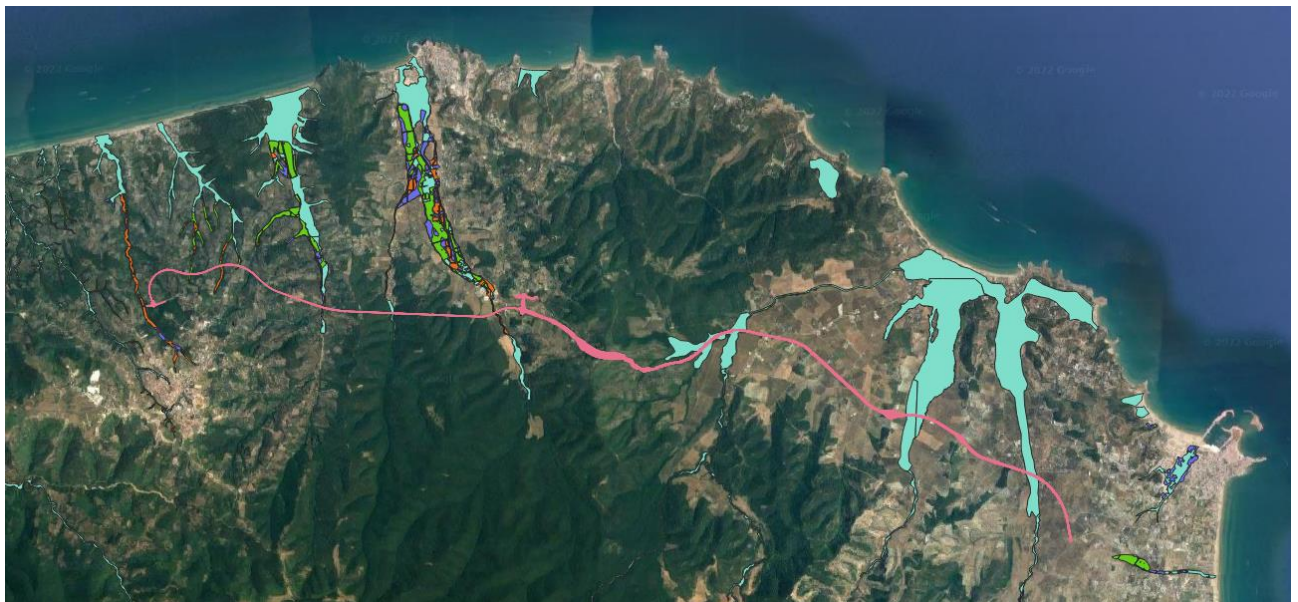


Figura 5 Rischio idraulico

## 5 INTERFERENZA COL RETICOLO IDROGRAFICO

Le numerose interferenze del fitto reticolo idrografico col tracciato di progetto vengono elencate e schematicamente illustrate di seguito; si ricordi a proposito che la regione interessata non presenta corsi d'acqua perenni, ma perlopiù caratterizzati da portate medie assai esigue, regimi fortemente irregolari e torrentizii che danno luogo a magre estive e piene autunnali-invernali, anche rovinose in passato.

Tali considerazioni stanno alla base delle proposte risolutive presentate; allegate alle più significative di queste si riportano ortofoto (da Google Earth) coi punti di conca dei relativi sottobacini:

- IN01- Acqua del Vicario: uno dei due sottobacini significativi del più grande Bacino di San Menaio; per la sua risoluzione è stata avanzata l'ipotesi della costruzione di un viadotto; nel suo punto d'incidenza con la strada odierna è prevista la realizzazione di una rotatoria. In foto il punto di conca del bacino nella sua configurazione presente:



- IN02- Fontana Acqua di Pietra in Località Padala: parte del sottobacino omonimo del bacino di San Menaio; previsto un tombino per il suo attraversamento;
- IN03- Fontana Acqua di pietra in Località Castagnola: complementare del precedente, previsto un viadotto per la sua risoluzione:



- IN04- Fosso Pasinacci: sottobacino del Bacino del torrente Calenella; previsto un viadotto per il suo attraversamento:



## Relazione idrologica e idraulica



- IN05- Fosso Costa Vecchia: sottobacino del Bacino del Calenella; previsto un viadotto per il suo attraversamento:



- IN06- Torrente Calenella: asta principale dell'omonimo bacino; previsto un viadotto per il suo attraversamento:



- IN07- Torrente Ulso: asta principale dell'omonimo bacino; previsto viadotto:



## Relazione idrologica e idraulica

- IN08/IN09/IN10- Fosso Citrigno 1 e 2 e Fosso Valle Mora: sottobacini del più grande Bacino del torrente Chianara; previsti tombini per la loro risoluzione;
- IN11- Torrente Chianara: asta principale del bacino omonimo; previsto tombino per la sua risoluzione:



- IN da 12 a 16: sottobacini del Bacino Chianara; previsti tombini per le risoluzioni delle IN da 13 a 16; la IN12, relativa al sottobacino Pontone di Marzo, comprende, oltre all'omonimo fosso, anche l'efflusso degli altri rami considerati, comprendendone quindi anche i sottobacini. Perciò si è pensato opportunamente ad un'opera di attraversamento più imponente quale un viadotto. Si riporta in figura il punto di conca del Bacino B12, in corrispondenza di un lieve avvallamento alle pendici del Pontone di Marzo:



- IN17/18- Fosso Risega 1 e 2: sottobacini del più grande Bacino del torrente Macchio; previsti viadotti per le rispettive risoluzioni:





## Relazione idrologica e idraulica

- IN19/20- Fosso Pastinella e Torrente Macchio: sottobacini del Bacino del Macchio; previsto tombino per la risoluzione del primo e adeguamento del ponte esistente per il secondo; si riporta in figura il punto di conca relativo al solo IN20 e il ponte esistente interessato dall'intervento:



- IN21/22/23- Fosso San Giuliano 1 2 e 3: sottobacini del più grande Bacino del torrente del Vallone di San Giuliano; previsti tombini per le risoluzioni;
- IN24- Fosso Servigliano: sottobacino del più grande bacino di Piano Piccolo, limitrofo orientale del precedente; previsto tombino per la risoluzione.
- IN25/26/27- Fosso Lavavola 1 2 e Canale Macinino: sottobacini del più grande Bacino del Macinino; benché le risoluzioni proposte siano della tipologia tombino, si riporta comunque il punto di conca della IN27 per l'importanza idrologica rivestita dall'asta relativa (nonché asta principale del bacino rispettivo):



- IN28- Fosso Valle di Iacopo: sottobacino del Bacino del Chianara; previsto tombino per la risoluzione.

### 5.1 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

Il presente paragrafo si focalizza sulla definizione idrologica dei corsi d'acqua naturali e dei relativi bacini interferenti con il sedime stradale di progetto. Tale indagine risulta finalizzata alla determinazione degli idrogrammi di portata di piena per assegnata sezione di chiusura e periodo di ritorno.

## Relazione idrologica e idraulica

Ai fini della trattazione sviluppata in seguito, si riportano i dati morfometrici dei bacini interferiti dal tracciato in progetto.

Lo studio idrologico è articolato nelle seguenti fasi:

- Analisi dei bacini idrografici interferenti con il tracciato di progetto finalizzata alla determinazione delle relative caratteristiche geomorfologiche (area del bacino, curva ipsografica, lunghezza e pendenza media dell'asta principale, quota massima, minima e media) e dei conseguenti tempi di corrivazione;
- Determinazione dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica;
- Determinazione delle altezze di pioggia lorde per i bacini di interesse;
- Determinazione delle portate di progetto per tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

I bacini idrografici sono individuati utilizzando la Carta Tecnica Regionale in scala 1:1000, l'ortofotocarta e il rilievo topografico.

Per la stima dei deflussi lungo i corsi d'acqua oggetto dello studio si è proceduto alla delimitazione dei bacini imbriferi contribuenti ed al calcolo dei parametri fisici fondamentali:

$A$  = superficie del bacino (km<sup>2</sup>)

$L$  = lunghezza del percorso idraulico più lungo (km)

$H_{max}$  = quota massima (m s.l.m.)

$H_{min}$  = quota minima (m s.l.m.)

$H_{med}$  = quota media (m s.l.m.)

$H_{maxasta}$  = quota massima dell'asta fluviale (m s.l.m.)

$i_{med}$  = pendenza media dell'asta fluviale (%)

Dallo studio è stata riscontrata l'interferenza con 28 corpi idrici, sono quindi stati individuati 28 bacini idrografici.

Relazione idrologica e idraulica

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente
1	B1	Acqua del Vicario
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola
4	B4	Fosso Pasinacci
5	B5	Fosso Costa Vecchia
6	B6	Torrente Calenella
7	B7	Torrente Ulso
8	B8	Fosso Citrigno 1
9	B9	Fosso Citrigno 2
10	B10	Fosso Valle Mora
11	B11	Torrente Chianara
12	B12	Fosso Pontone di Marzo
13	B13	Fosso Cerreglia 1
14	B14	Fosso Cerreglia 2
15	B15	Fosso Cerreglia 3
16	B16	Fosso Cerreglia 4
17	B17	Fosso Risega 1
18	B18	Fosso Risega 2
19	B19	Fosso Pastinella 1
20	B20	Torrente Macchio
21	B21	Torrente S.Giuliano 1
22	B22	Torrente S. Giuliano 2
23	B23	Torrente S. Giuliano 3
24	B24	Fosso Servigliano
25	B25	Fosso Lavoala 1
26	B26	Fosso Lavoala 2
27	B27	Canale Macinino
28	B28	Fosso Valle di Iacopo

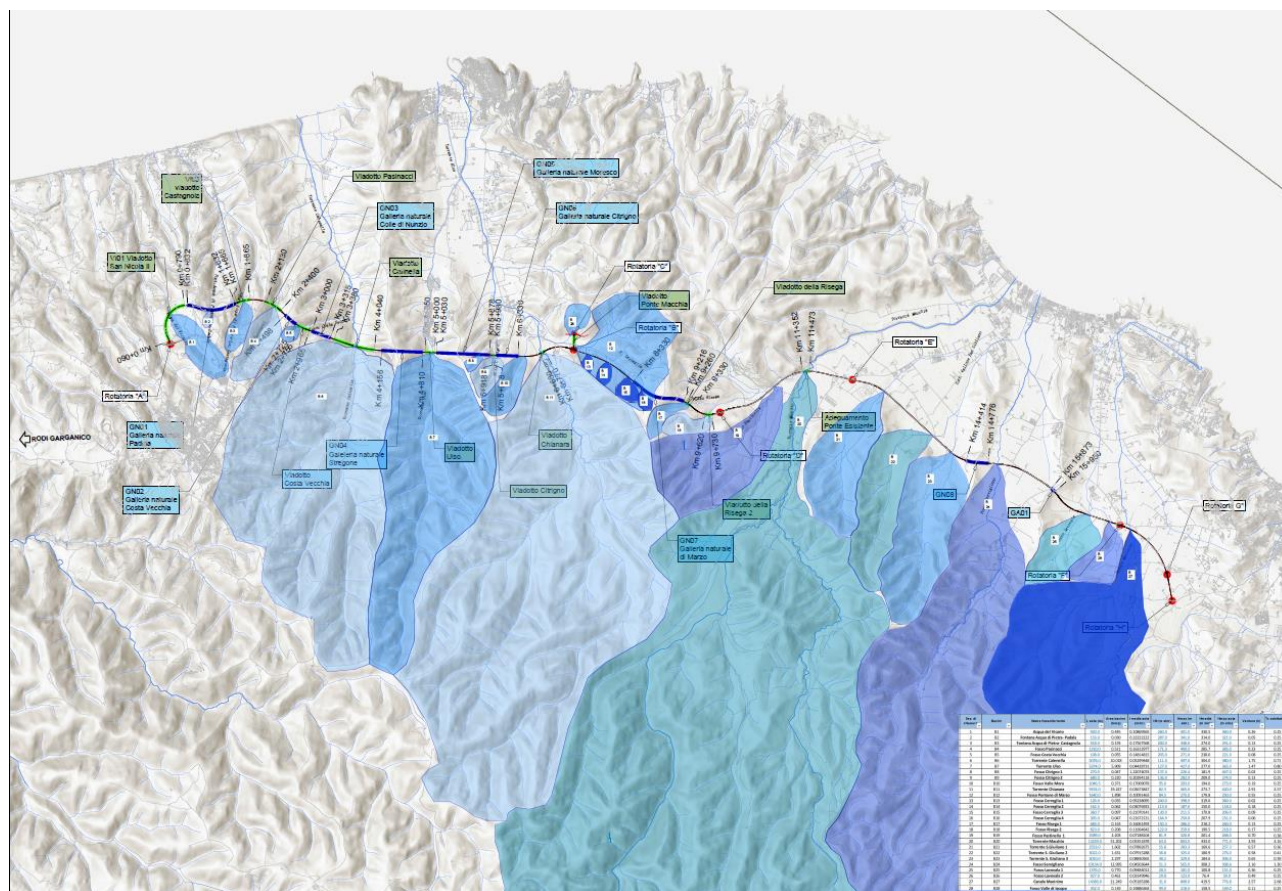


Figura 6 – Bacini idrografici

## 6 STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO

### 6.1 PREMESSA

La definizione delle curve di possibilità pluviometrica relative al territorio di interesse per l'infrastruttura in progetto è eseguita attraverso due distinte procedure:

- la prima è derivata dal progetto VA.PI. sulla Valutazione delle Piene in Italia, sviluppato dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del Consiglio Nazionale delle Ricerche; esso ha per obiettivo la regionalizzazione delle piogge intense su tutto il territorio nazionale secondo criteri omogenei;
- la seconda è stata sviluppata con l'analisi statistica dei dati pluviometrici

Nei successivi paragrafi sono riportati gli elementi utili alla definizione delle curve di possibilità climatica secondo ciascuno dei metodi adottati, i quali utilizzano relazioni monomie a due parametri del tipo:

$$h = a d^n$$

con  $h$  = altezza di precipitazione;  
 $d$  = durata;  
 $a, n$  = parametri caratteristici della curva.

Tali relazioni presentano l'inconveniente di fornire valori di intensità di pioggia tendenti all'infinito per le basse durate. A questa incongruenza si è ovviato considerando per  $a$  valori diversi per i vari campi di applicazione: un valore per l'intervallo 1-24 ore e un altro, maggiore, per durate inferiori all'ora.

Nella stima delle portate utili alle verifiche di compatibilità idraulica ed al dimensionamento della rete di smaltimento delle acque di piattaforma e di versante, a favore di sicurezza, è stata assunta quale curva di caso critico di progetto quella derivante dall'applicazione di ciascuna metodologia a cui corrispondono le maggiori altezze di pioggia.

### 6.2 PROCEDURA VA.PI.

#### 6.2.1 Metodologia di calcolo



## Relazione idrologica e idraulica

In base alla procedura VA.PI., il “processo” dei massimi annuali delle piogge giornaliere (valore cumulato di precipitazione tra le ore 9 antimeridiane del giorno di registrazione e la stessa ora del giorno precedente) e delle piogge di breve durata e forte intensità è schematizzato con modello probabilistico a doppia componente TCEV (*Two-Component Extreme Value*); esso ipotizza che i massimi annuali provengano da una miscela di due popolazioni di eventi, legate a differenti fenomeni meteorologici: una per così dire “ordinaria” (in seguito indicata col pedice b) e l'altra straordinaria (in seguito indicata col pedice s), data dai valori campionari più elevati; ciò è giustificato dal fatto che nelle serie storiche dei massimi annuali delle piogge esistono valori (*outliers*) nettamente superiori agli altri, tali appunto da non sembrare appartenenti alla stessa popolazione dei rimanenti dati.

La TCEV si rappresenta con una funzione di probabilità cumulata del tipo:

$$P(h_d) = e^{-e^{-\alpha_{b,d}(h_d - \varepsilon_{b,d})}} - e^{-\alpha_{s,d}(h_d - \varepsilon_{s,d})}$$

formalmente identica al prodotto di due funzioni di distribuzione cumulata di Gumbel.

Ovvero:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_b e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta_{b,d}}\right)}} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta^* \Theta_{b,d}}\right)}$$

posta la trasformazione di variabili:

$$\alpha_{b,d} = \frac{1}{\Theta_{b,d}} \quad \alpha_{s,d} = \frac{1}{\Theta_{s,d}} \quad \varepsilon_{b,d} = \Theta_{b,d} \ln \Lambda_b \quad \varepsilon_{s,d} = \Theta_{s,d} \ln \Lambda_s \quad \Theta^* = \frac{\Theta_{s,d}}{\Theta_{b,d}} \quad \Lambda^* = \frac{\Lambda_s}{\Lambda_b^{1/\Theta^*}}$$

coi quattro parametri  $\Lambda^*, \Lambda_b, \Theta^*, \Theta_{b,d}$  che caratterizzano il modello stanti a significare rispettivamente il numero medio annuo di eventi superiori ad una soglia delle due componenti, e il valore medio di tali eventi.

Si può dimostrare che:

- il coefficiente di asimmetria  $\xi(h_d)$  dipende soltanto dai parametri  $\Theta^* e \Lambda^*$ ;
- il coefficiente di variazione  $\gamma(h_d)$  dipende dai parametri  $\Lambda^*, \Lambda_b, \Theta^*$ ;
- la media dipende da tutti e quattro i parametri  $\Lambda^*, \Lambda_b, \Theta^*, \Theta_{b,d}$ :

$$\mu_{h_d} = \left[ \ln \Lambda_b + 0.5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda^{*j}}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right) \right] \cdot \Theta_{b,d} = \beta \cdot \Theta_{b,d}$$

Grazie a tale formulazione della media, la distribuzione di probabilità può essere espressa come segue:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_b e^{-\left(\frac{h_d}{\mu_{h_d}}\right)}} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{\beta h_d}{\Theta^* \mu_{h_d}}\right)}$$

## Relazione idrologica e idraulica

Introducendo il coefficiente di crescita:

$$K = \frac{h_d}{\mu_{h_d}}$$

si ottiene

$$P(K) = e^{-\Lambda_b e^{-\beta K} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{\beta}{\Theta^*} K\right)}}$$

che in forma implicita fornisce la curva di crescita  $K(T)$  della variabile  $h_d$ , dove  $T$  è il tempo di ritorno di  $h_d$

:

$$T = \frac{1}{1 - P(K)}$$

Da quanto detto precedentemente, i parametri della TCEV sono quattro ( $\Lambda^*, \Lambda_b, \Theta^*, \Theta_{b,d}$ ) per cui è elevata l'incertezza della stima ottenuta con le serie storiche in genere disponibili la cui dimensione campionaria è spesso limitata.

Per ridurre l'incertezza si utilizzano tecniche di analisi regionale che consentono di stimare almeno alcuni dei parametri sulla base di tutte le serie storiche ricadenti all'interno di vaste aree indicate come zone e sottozone omogenee.

La procedura VA.PI. considera tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- al 1° livello, regioni omogenee rispetto ai due parametri di forma  $\Lambda^*, \Theta^*$ , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di asimmetria  $\xi(h_d)$ ;
- al 2° livello, zone omogenee anche rispetto al parametro di scala  $\Lambda_b$  (e quindi a  $\xi$  e a  $K(T)$ ), da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione  $\gamma(h_d)$ ;
- al 3° livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza del parametro  $\Theta_{b,d}$ , e quindi della media  $\mu_{h_d}$ , da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

Tra queste viene normalmente scelta la quota geodetica  $H$  facendo ricorso a relazioni del tipo:

$$\ln \mu_{h_d} = aH + b \quad H_1 \leq H \leq H_2$$

con  $H_1, H_2$  i limiti di quota entro i quali ricade il campo di validità.

## Relazione idrologica e idraulica

Nello studio preso a riferimento, al 1° livello di regionalizzazione, è stata identificata una dipendenza unica per tutta la regione dei parametri di forma  $\Lambda^*$ ,  $\Theta^*$  dalla durata  $d$ :

$$\Theta^*(d) = 1,95 + 0,0284 d$$

$$\Lambda^*(d) = 0,175 d^{0,301}$$

Al 2° livello, è stata effettuata una suddivisione dell'isola in 3 sottozone omogenee, in cui il parametro di scala  $\Lambda_b$  varia con la durata  $d$  secondo le seguenti espressioni:

SZO A:  $\Lambda_b = 14,55d^{0,2419}$

SZO B:  $\Lambda_b = 12,40d^{0,1802}$

SZO C:  $\Lambda_b = 11,96d^{0,0960}$

La curva di crescita  $K_T(d)$ , valida per  $T \geq 10$  anni, assume la seguente espressione approssimata:

SZO A:  $K_T(d) = 0,5391 - 0,001635 d + (0,0002212 d^2 + 0,00117 d + 0,9966) \log T$

SZO B:  $K_T(d) = 0,5135 - 0,002264 d + (0,0001980 d^2 + 0,00329 d + 1,0508) \log T$

SZO C:  $K_T(d) = 0,5015 - 0,003516 d + (0,0003720 d^2 + 0,00102 d + 1,0101) \log T$

In Puglia la procedura di regionalizzazione ha individuato 6 zone omogenee la cui individuazione è rappresentata nella figura seguente.

L'area di intervento ricade nella zona omogenea 1.

Relazione idrologica e idraulica



Figura 7 Zone omogenee Puglia

Le relazioni che regolano ognuna delle sei zone sono le seguenti:

**Zona 1:**  $x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$   
 Zona 2:  $x(t) = 22.23 t^{0.247}$   
 Zona 3:  $x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$   
 Zona 4:  $x(t) = 24.70 t^{0.256}$   
 Zona 5:  $x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$   
 Zona 6:  $x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$

Di seguito si riportano i parametri regionali del Tcev:

Zona	$\Lambda^*$	$\Theta^*$	$\Lambda_1$
Puglia Settentrionale	0,772	2,351	44,63
Puglia Centro-meridionale	0,353	2,121	17,55

Tab.2.1. Parametri regionali TCEV di 1 e 2 livello.

Zona	$C_a$	$\sigma^2(C_a)$	$C_v$	$\sigma^2(C_v)$
Puglia Settentrionale	1,66	0,52	1,31	0,554
Puglia Centro-meridionale	1,31	0,50	0,45	0,007

Tab.2.2. Asimmetria ( $C_a$ ) e coefficiente di variazione osservati.

**Relazione idrologica e idraulica**

Il fattore di crescita utilizzato nella stima delle precipitazioni è il seguente, per i tempi di ritorno analizzati:

Tr (anni)	25	50	100	200	500
KT	1.9	2.19	2.48	2.77	3.15

Le altezze di pioggia calcolate per durate di pioggia da 1 a 24 ore sono riportate nella tabella seguente:

t	x (25)	x (50)	x (100)	x (200)	x (500)
1	50.92	58.69	66.46	79.39	84.42
2	61.24	70.58	79.93	95.47	101.52
3	68.21	78.62	89.04	106.35	113.09
4	73.64	84.88	96.12	114.81	122.09
5	78.15	90.07	102.00	121.83	129.56
6	82.03	94.55	107.07	127.89	136.00
7	85.47	98.51	111.56	133.25	141.69
8	88.56	102.07	115.59	138.07	146.82
9	91.38	105.32	119.27	142.46	151.49
10	93.98	108.32	122.66	146.52	155.80
11	96.39	111.10	125.81	150.28	159.80
12	98.65	113.70	128.76	153.80	163.55
13	100.77	116.15	131.53	157.11	167.07
14	102.78	118.47	134.15	160.24	170.40
15	104.68	120.66	136.64	163.21	173.55
16	106.50	122.75	139.01	166.04	176.56
17	108.23	124.75	141.27	168.74	179.43
18	109.89	126.66	143.43	171.32	182.18
19	111.48	128.50	145.51	173.81	184.82
20	113.01	130.26	147.51	176.20	187.36
21	114.49	131.96	149.44	178.50	189.81
22	115.92	133.61	151.30	180.72	192.18
23	117.30	135.20	153.10	182.87	194.46
24	118.63	136.74	154.85	184.96	196.68

Sulla base di questi dati sono state costruite le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per i vari tempi di ritorno:

Relazione idrologica e idraulica

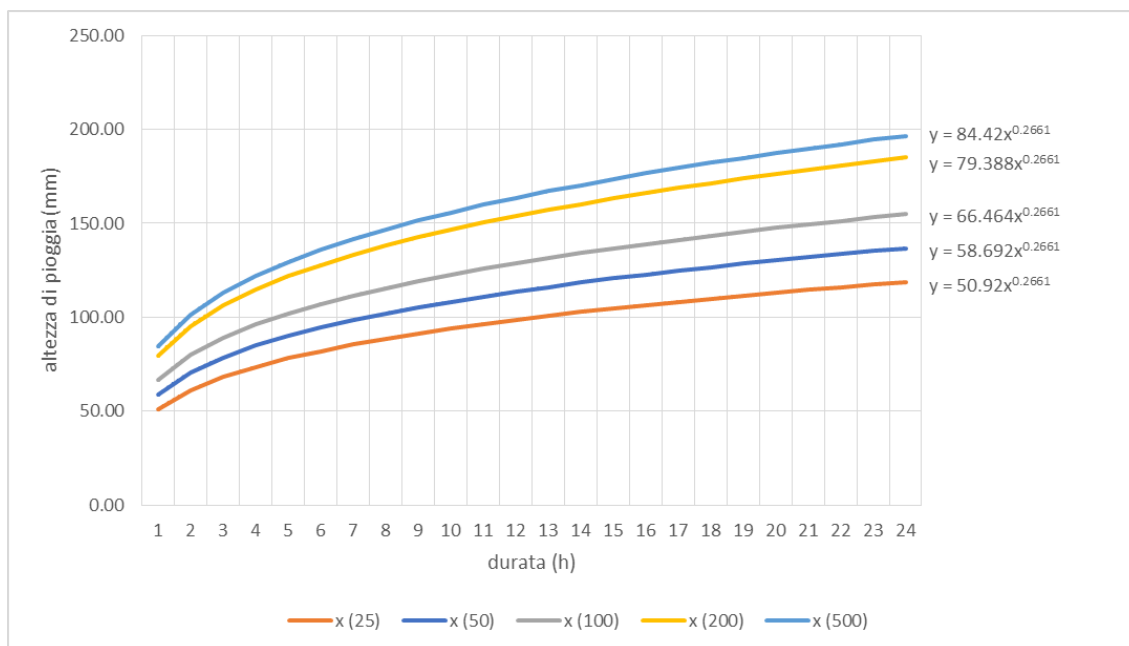


Figura 8 curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	a(T)	n
25	50.920	0.2661
50	58.692	0.2661
100	66.464	0.2661
200	79.388	0.2661
500	84.420	0.2661

Figura 9 parametri curve di possibilità pluviometrica

### 6.3 ANALISI STATISTICA DEI DATI PLUVIOMETRICI

L'analisi statistica degli eventi osservati permette 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. Il metodo utilizzato per l'analisi statistica dei dati di pluviometrici è la distribuzione di Gumbel, espressa dalla legge seguente:

$$P(h) = e^{-e^{-\alpha(h-\beta)}} \quad (1)$$

Dove:

$$\alpha = 1,283 / \sigma$$

$$\beta = M-0,577 / \sigma$$



Relazione idrologica e idraulica

sono i parametri caratteristici della distribuzione valutati con il metodo dei momenti a partire dalla media M e dallo scarto quadratico medio  $\sigma$  del campione. Fissato il tempo di ritorno T dell’evento meteorico, legato alla probabilità di non superamento P dall’espressione

$$P = 1 - \frac{1}{T} \quad (2)$$

si determinano, una volta calcolati i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  per ciascun campione di durata caratteristica, i corrispondenti quantili h, mediante esplicitazione della (1). Per ciascun tempo di ritorno, le altezze massime di pioggia di fissata durata vengono interpolate con la legge caratteristica delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

$$h = a \cdot d^n \quad (3)$$

con a ed n parametri di forma caratteristici delle suddette curve.

Le stazioni pluviometriche individuate in zona sono quelle di Vieste e di Vico del Gargano, che dispongono di registrazioni dal 1935 al 2020 (anche se non complete per tutti gli anni).

Stazione di VIESTE					
	intervallo ore				
anno	1	3	6	12	24
2020	-	-	-	-	-
2019	28.4	37.0	51.8	69.0	77.8
2018	38.8	42.8	44.0	49.6	60.8
2017	18.4	34.4	42.0	61.0	72.6
2016	23.2	43.2	45.8	63.4	71.6
2015	18.8	33.8	59.0	64.0	74.6
2014	-	-	-	-	-
2013	45.0	91.2	103.8	104.0	105.0
2012	24.2	38.0	43.2	54.0	77.8
2011	36.8	54.0	61.8	65.0	73.8
2010	15.8	24.8	40.4	60.6	81.0
2009	20.6	28.8	34.0	46.0	55.0
2008	27.6	40.6	46.6	72.2	80.4
2007	34.6	47.6	55.8	64.8	75.2
2006	42.4	44.4	47.0	74.6	81.8
2005	20.6	2.6	25.5	26.8	41.8
2004	26.4	27.4	39.6	42.0	52.0
2003	14.6	24.6	29.0	35.2	45.6

Relazione idrologica e idraulica

2002	35.6	45.0	45.6	56.8	56.8
2001	18.2	31.0	40.2	44.2	61.8
2000	31.4	34.4	35.8	50.6	55.2
1999	29.0	44.4	49.8	51.2	51.2
1998	27.8	42.4	45.2	63.0	63.0
1997	-	-	-	-	51.2
1996	19.6	28.2	30.2	36.8	40.8
1995	-	-	-	79.0	98.2
1994	-	-	-	-	49.8
1993	21.0	22.8	23.6	28.6	34.0
1992	-	-	-	-	-
1991	17.6	31.2	34.6	43.0	54.2
1990	23.6	24.0	26.2	45.4	
1989	24.0	47.0	62.0	66.6	68.2
1988	22.8	22.8	23.0	23.0	32.4
1987	58.7	63.6	63.6	63.8	71.6
1986	-	-	-	-	-
1985	19.2	23.2	32.4	39.8	47.2
1984	15.4	26.8	42.4	48.6	49.8
1983	19.6	35.8	37.4	38.4	42.6
1982	-	-	-	-	-
1981	20.2	28.4	28.4	30.6	43.0
1980	17.2	21.8	40.0	47.0	69.0
1979	-	-	-	-	-
1978	19.4	30.0	38.2	54.6	63.0
1977	18.0	32.0	32.4	37.6	39.8
1976	38.6	40.6	40.6	40.6	59.0
1975	20.4	29.2	34.8	38.0	42.4
1974	35.6	72.4	80.6	85.2	85.2
1973	23.4	28.2	31.4	42.0	53.8
1972	-	-	-	-	-
1971	26.4	39.8	40.4	43.2	44.8
1970	-	-	-	-	-
1969	52.0	61.0	70.4	91.8	102.6
1968	-	-	-	-	-
1967	37.8	52.6	52.6	52.6	53.6
1966	29.2	29.4	32.8	34.0	49.6
1965	11.2	17.4	25	32.2	43.8
1964	43.8	59	59.8	73.4	75.8
1963	16.4	21.6	32.4	50.4	68.2

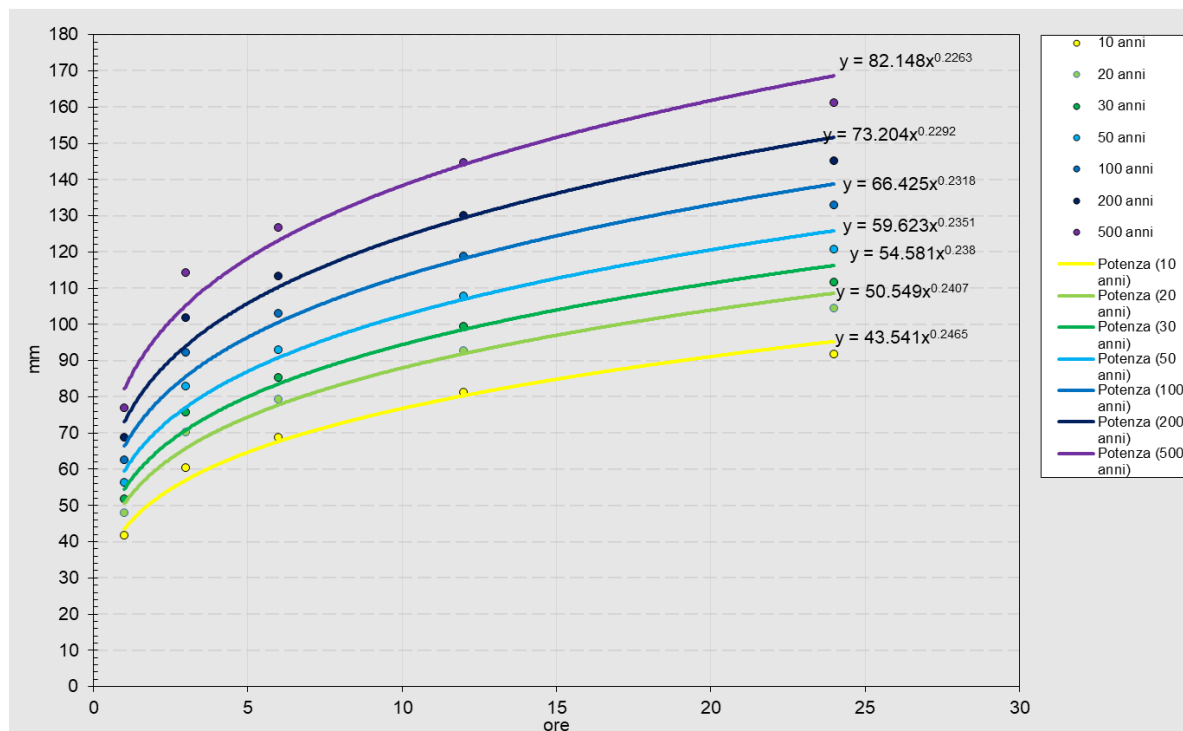
Relazione idrologica e idraulica

1962	19	22	24.4	34	48
1961	25.4	45.4	48	48.6	53.6
1960	20	40.6	50.6	54.2	54.2
1959	31.8	31.8	31.8	44.8	46
1958	15.4	24.8	27.2	49	52
1957	19	25.6	29.8	36.6	38.4
1956	20.2	44.6	58.6	64.4	74.4
1955	27.4	45.8	51.2	61.6	99.4
1954	-	-		-	-
1953	-	-	-	-	-
1952	9.4	13.8	25	31	32.2
1951	18.8	22.6	33.2	56.2	80.6
1950	-	-	-	-	-
1949	26.2	30.2	36.2	59	66.2
1948	-	-	-	-	-
1947	68.6	93.6	105.4	110	121.4
1946	40	81	102.4	131.6	150
1945	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	50.3
1942	-	-	-	-	-
1941	-	-	-	-	-
1940	-	-	-	-	-
1939	-	-	-	-	-
1938	-	-	-	-	-
1937	-	-	-	-	-
1936	-	-	-	-	-
1935	-	-	-	-	25.4

Relazione idrologica e idraulica

n=56		INTERVALLO DI ORE				
		1	3	6	12	24
media	$\bar{h} = \frac{\sum h_i}{n}$	26.62	37.68	44.49	54.42	62.55
deviazione standard	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (h_i - \bar{h})^2}{n-1}}$	11.46	17.39	18.67	20.55	22.42
$\frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$		8.94	13.56	14.56	16.02	17.48
$N = M - 0.45 \cdot \sigma$		21.46	29.85	36.09	45.17	52.46

Tempi di ritorno (anni)	Altezza di pioggia (mm)				
	1	3	6	12	24
10	41.57	60.37	68.85	81.23	91.79
20	48.00	70.13	79.33	92.76	104.38
30	51.70	75.75	85.36	99.40	111.61
50	56.33	82.77	92.90	107.69	120.66
100	62.57	92.24	103.06	118.88	132.87
200	68.78	101.67	113.19	130.03	145.03
500	76.99	114.12	126.55	144.74	161.07





Relazione idrologica e idraulica

Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	$a(T)$	$n$
10	43.541	0.2465
20	50.549	0.2407
30	54.581	0.2360
50	59.623	0.2351
100	66.425	0.2318
200	73.204	0.2292
500	82.148	0.2263

Figura 10 parametri curve di possibilità pluviometrica stazione di Vieste

Stazione di Vico del Gargano					
anno	intervallo ore				
	1	3	6	12	24
1935	-	-	-	-	-
1936	-	-	-	-	-
1937	-	-	-	-	-
1938	-	-	-	-	-
1939	-	-	-	-	-
1940	-	-	-	-	-
1941	-	-	-	-	-
1942	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	93.7
1945	-	-	-	-	48.7
1946	-	-	-	-	-
1947	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	-	75
1950	-	-	-	-	-
1951	-	-	-	-	100
1952	-	-	-	-	54
1953	-	-	-	-	42.5
1954	-	-	-	-	82
1955	-	-	-	-	90

Relazione idrologica e idraulica

1956	-	-	-	-	51
1957	-	-	-	-	51
1958	-	-	-	-	52.1
1959	-	-	-	-	33
1960	-	-	-	-	59
1961	-	-	-	-	35
1962	-	-	-	-	29.6
1963	-	-	-	-	30
1964	-	-	-	-	-
1965	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-
1967	29.2	41.2	44.4	49.2	76.2
1968	54.6	77.6	82.4	109	178.2
1969	27	32	56.6	71.6	85.8
1970	37.2	53.2	60.2	60.2	60.2
1971	35.4	41.6	57	64.4	75.2
1972	41.4	81.6	108	120.6	153.6
1973	40	56.8	93.6	104.6	110.6
1974	29	33.6	47.6	71	90.4
1975	-	-	-	-	-
1976	34.4	43.6	68.4	86.4	107.8
1977	34.8	46.2	52.2	52.2	52.8
1978	14	24.6	37.2	58.8	70.6
1979	13.6	18	32.8	34.2	46.6
1980	24.2	37.6	50.2	67.2	100.6
1981	41.6	52	66.6	75.2	75.4
1982	23	44.6	56.4	66	82.4
1983	30	49.4	49.8	53.4	54
1984	18.2	33.6	34.2	34.2	47.8
1985	-	-	34	64.6	64.8
1986	-	-	-	59.4	67.8
1987	-	-	-	-	-
1988	23.8	29.4	38.8	51.8	57.8
1989	31.8	46.2	55.4	70.6	76.2
1990	17.8	25.6	49	84.4	104.8
1991	26	34.4	46.6	49	66.8
1992			26.2	28.8	36
1993	24	27.6	38	49.8	73

Relazione idrologica e idraulica

1994	11	24.6	37	43.6	54.2
1995	-	-	-	-	104.2
1996	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	66.4	77
1998	40.2	48	65.6	89.6	113
1999	19.4	31.2	31.4	45.2	52.6
2000	23	50.4	74.8	117.4	141.8
2001	21.8	31	40.2	4.2	61.8
2002	33.6	52	61.8	67.8	82
2003	14	27.8	36	52	78.4
2004	20.2	32.6	52.4	77	84.4
2005	23.2	35.8	45	75	98.6
2006	34.8	43	45.6	62.2	111.4
2007	-	-	-	-	-
2008	-	-	-	-	-
2009	-	-	-	-	-
2010	19.8	41.2	64.8	94	106.8
2011	32	60.2	70	118.2	136
2012	17.2	37	54.6	68.2	79.8
2013	43.6	54	59	94.4	132.2
2014	-	-	-	-	-
2015	49	63.2	65	72.4	88
2016	70.2	106.6	118.8	133.8	156.2
2017	26.4	50.6	59	108.8	128.6
2018	54.8	67	81.6	90.6	93
2019	23.4	29	45.6	60	65.4
2020	39.6	38.6	67.6	83.2	89.6

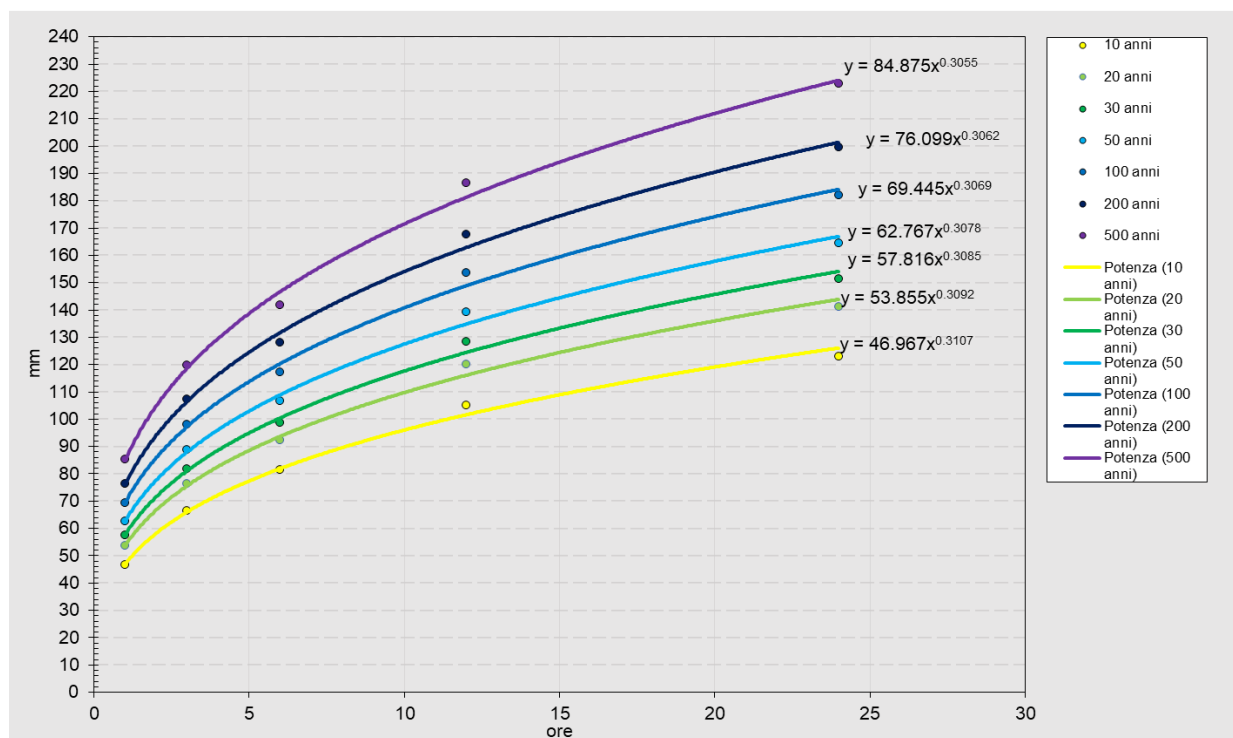
Relazione idrologica e idraulica

ELABORAZIONI STATISTICHE DI GUMBEL						
n=56		INTERVALLO DI ORE				
		1	3	6	12	24
media	$\bar{h} = \frac{\sum h_i}{n}$	30.20	44.15	55.94	70.88	80.59
deviazione standard	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum h_i - \bar{h}}{n-1}}$	12.51	17.18	19.55	26.31	32.36
$\frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$		9.75	13.39	15.25	20.52	25.23
$N = M - 0.45 \cdot \sigma$		24.57	36.42	47.14	59.04	66.02

Tempi di ritorno (anni)	Altezza di pioggia (mm)				
	1	3	6	12	24
10	46.52	66.56	81.45	105.21	122.81
20	53.54	76.20	92.42	119.98	140.97
30	57.58	81.74	98.74	128.48	151.42
50	62.63	88.68	106.63	139.10	164.48
100	69.44	98.03	117.27	153.42	182.10
200	76.22	107.34	127.88	167.70	199.65
500	85.17	119.64	141.87	186.53	222.81



Relazione idrologica e idraulica



Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	$a(T)$	$n$
10	46.967	0.3107
20	53.855	0.3092
30	57.816	0.3085
50	62.767	0.3078
100	69.445	0.3069
200	76.099	0.3062
500	84.875	0.3055

Figura 11 parametri curve di possibilità pluviometrica stazione di Vico del Gargano

## 6.4 VALORI ASSUNTI

Dal confronto dei parametri ottenuti con la procedura V.A.P.I. e dall'analisi statistica di Gumbel i parametri  $a$  e  $n$  per la definizione delle curve di possibilità pluviometrica risultano confrontabili. Per il calcolo delle portate al colmo sono stati assunti i valori più cautelativi, ovvero quelli ottenuti con il metodo V.A.P.I..

## Relazione idrologica e idraulica

Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	$a(T)$	$n$
25	50.920	0.2661
50	58.692	0.2661
100	66.464	0.2661
200	79.388	0.2661
500	84.420	0.2661

Figura 12 parametri curve di possibilità pluviometrica di progetto

### 6.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE E PORTATE DI PROGETTO

Il calcolo del tempo di corrivazione ( $t_c$ ) 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.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura o raccomandato dall'Autorità di Bacino, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a cinque diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di determinate estensioni.

Per i bacini di estensione inferiore ai 20 kmq si utilizzano le formulazioni di Pezzoli, Kirpich, Ventura e Pasini; per i bacini di estensione superiore si utilizza la formula di Giandotti. Tutte le formulazioni risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale.

Formula di Pezzoli:

$$t_c = 0.055 * \left( \frac{L}{I^{0.5}} \right)$$

dove:

- $L$  è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- $I$  è la pendenza media del reticolo idrografico [m/m].

Formula di Kirpich:

$$t_c = 0.066 * \left( \frac{L^{0.77}}{I^{0.385}} \right)$$

dove:

- $t_c$  è il tempo di corrivazione [h];
- $L$  è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- $I$  è la pendenza media del reticolo idrografico [m/m].

## Relazione idrologica e idraulica

### Formola di Ventura:

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

dove:

- $t_c$  è il tempo di corrivazione [h];
- $A$  è l'area del bacino [kmq];
- $I$  è la pendenza media dell'asta fluviale [m/m].

### Formola di Pasini:

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

dove:

- $t_c$  è il tempo di corrivazione [h];
- $A$  è l'area del bacino [kmq];
- $L$  è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- $I$  è la pendenza media dell'asta fluviale [m/m].

### Formola di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 * A^{\frac{1}{2}} + 1.5 * L}{0.8 * (H_{med} - H_0)^{1/2}}$$

dove:

- $t_c$  è il tempo di corrivazione [h];
- $A$  è l'area del bacino [kmq];
- $L$  è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- $H_{med} - H_0$  è il dislivello medio del bacino [m];

I calcoli idrologici del tempo di corrivazione e delle portate al colmo vengono chiaramente riferiti alla sezione di chiusura, la cui ubicazione, così come la perimetrazione dei relativi bacini idrografici sono riportate nelle corografie dei bacini idrografici.

Di seguito sono riportati i principali parametri morfologici e fisiografici dei bacini, necessari alla stima dei tempi di corrivazione.

Relazione idrologica e idraulica

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	L asta (m)	Area bacino (kmq)	I media asta (m/m)	H0 (m slm)	Hmax (m slm)	Hmedia (m slm)	Hmax asta (m slm)
1	B1	Acqua del Vicario	920.0	0.445	0.10869565	260.0	401.0	330.5	360.0
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	153.0	0.030	0.22222222	287.0	341.0	314.0	321.0
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	518.0	0.193	0.17567568	200.0	348.0	274.0	291.0
4	B4	Fosso Pasinacci	1310.0	0.511	0.16312977	171.3	400.0	285.7	385.0
5	B5	Fosso Costa Vecchia	108.0	0.055	0.14814815	205.0	271.0	238.0	221.0
6	B6	Torrente Calenella	5076.0	10.018	0.05299448	111.0	497.0	304.0	380.0
7	B7	Torrente Ulso	5374.0	5.909	0.04428731	127.0	427.0	277.0	365.0
8	B8	Fosso Citrigno 1	270.0	0.047	1.22074074	137.4	226.4	181.9	467.0
9	B9	Fosso Citrigno 2	680.0	0.220	0.20294118	136.0	282.0	209.0	274.0
10	B10	Fosso Valle Mora	1046.5	0.371	0.17009078	95.0	293.0	194.0	273.0
11	B11	Torrente Chianara	9192.0	19.247	0.03673847	82.3	465.0	273.7	420.0
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1640.0	1.898	0.10091463	84.5	275.0	179.8	250.0
13	B13	Fosso Cerreglia 1	126.0	0.035	0.95238095	240.0	398.0	319.0	360.0
14	B14	Fosso Cerreglia 2	162.5	0.062	0.03076923	113.0	187.0	150.0	118.0
15	B15	Fosso Cerreglia 3	360.7	0.097	0.21070141	130.0	211.5	170.8	206.0
16	B16	Fosso Cerreglia 4	305.0	0.047	0.21672131	164.9	250.8	207.9	231.0
17	B17	Fosso Risega 1	683.0	0.163	0.16061493	150.3	286.0	218.2	260.0
18	B18	Fosso Risega 2	823.0	0.208	0.11664642	122.0	259.0	190.5	218.0
19	B19	Fosso Pastinella 1	2589.0	2.203	0.07188104	81.9	320.8	201.4	268.0
20	B20	Torrente Macchio	13229.0	51.202	0.05351878	63.0	803.0	433.0	771.0
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	2553.0	1.602	0.07892675	55.8	283.3	169.6	257.3
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	3022.0	1.631	0.07915288	36.8	325.0	180.9	276.0
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	3010.0	2.297	0.08830565	40.2	329.0	184.6	306.0
24	B24	Fosso Servigliano	10154.0	12.995	0.04503644	51.3	565.0	308.2	508.6
25	B25	Fosso Lavovala 1	1376.0	0.770	0.09484012	20.5	181.0	100.8	151.0
26	B26	Fosso Lavovala 2	927.0	0.461	0.03149946	29.8	123.0	76.4	59.0
27	B27	Canale Macinino	14383.0	21.249	0.05185288	31.0	808.0	419.5	776.8
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	352.0	0.149	0.19886364	99.0	218.0	158.5	169.0

Figura 13 Caratteristiche morfologiche e fisiografiche dei bacini idrografici.

Attraverso la stima di tali parametri si è quindi proceduto alla stima dei tempi di corrivazione nelle diverse sezioni di chiusura attraverso le relazioni precedentemente descritte. I tempi di corrivazione calcolati adottati sono in via cautelativa pari al valore minimo tra quelli ottenuti. Nel caso tale valore risulti inferiore a 15 minuti (i.e. 0.25 ore), quest'ultimo sarà adottato come tempo di corrivazione di progetto.

Tale scelta discende dalla definizione più generale di tempo di corrivazione, inteso come somma dei tempi di accesso alla rete idrografica (o di ruscellamento) e di percorrenza lungo il reticolo idraulico.

Per il primo (i.e. tempo di accesso alla rete idrografica) si assumono comunemente valori compresi tra 5 e 10 minuti, per tenere conto dell'effetto di invaso che si ha all'inizio della precipitazione. In presenza di bacini di ridotta dimensione non si possono adottare valori inferiori, anche perché in alcuni casi non fisicamente realistici, soprattutto in termini di intensità di pioggia.

Quando l'area del bacino idrografico è prossima o superiore a 20 kmq il tempo di corrivazione che si assume è pari alla media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule descritte (bacini 11, 20, 27).



Relazione idrologica e idraulica

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	Giandotti (h)	Pezzoli (h)	Tc adottato (h)
1	B1	Acqua del Vicario	0.26	0.24	0.15	0.60	0.15	0.25
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	0.05	0.04	0.03	0.22	0.02	0.25
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	0.13	0.12	0.08	0.37	0.07	0.25
4	B4	Fosso Pasinacci	0.23	0.23	0.16	0.56	0.18	0.25
5	B5	Fosso Costa Vecchia	0.08	0.05	0.02	0.24	0.02	0.25
6	B6	Torrente Calenella	1.75	1.74	0.71	1.82	1.21	0.71
7	B7	Torrente Ulso	1.47	1.63	0.80	1.82	1.40	0.80
8	B8	Fosso Citrigno 1	0.02	0.02	0.02	0.24	0.01	0.25
9	B9	Fosso Citrigno 2	0.13	0.13	0.09	0.42	0.08	0.25
10	B10	Fosso Valle Mora	0.19	0.19	0.14	0.50	0.14	0.25
11	B11	Torrente Chianara	2.91	3.16	1.30	2.83	2.64	2.57
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	0.55	0.50	0.23	1.02	0.28	0.25
13	B13	Fosso Cerreglia 1	0.02	0.02	0.01	0.13	0.01	0.25
14	B14	Fosso Cerreglia 2	0.18	0.13	0.06	0.25	0.05	0.25
15	B15	Fosso Cerreglia 3	0.09	0.08	0.05	0.35	0.04	0.25
16	B16	Fosso Cerreglia 4	0.06	0.06	0.05	0.25	0.04	0.25
17	B17	Fosso Risega 1	0.13	0.13	0.10	0.40	0.09	0.25
18	B18	Fosso Risega 2	0.17	0.18	0.13	0.46	0.13	0.25
19	B19	Fosso Pastinella 1	0.70	0.72	0.38	1.12	0.53	0.38
20	B20	Torrente Macchio	3.93	4.10	1.49	3.15	3.15	3.16
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	0.57	0.61	0.36	1.04	0.50	0.36
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	0.58	0.65	0.41	1.00	0.59	0.41
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	0.65	0.69	0.39	1.10	0.56	0.39
24	B24	Fosso Servigliano	2.16	2.59	1.30	2.31	2.63	1.30
25	B25	Fosso Lavoala 1	0.36	0.36	0.21	0.78	0.25	0.25
26	B26	Fosso Lavoala 2	0.49	0.46	0.24	0.75	0.29	0.25
27	B27	Canale Macinino	2.57	3.19	1.61	2.54	3.47	2.68
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	0.11	0.09	0.06	0.34	0.04	0.25

Figura 14 Tempi di corrivazione.

## 6.6 CALCOLO DELLA PIOGGIA NETTA

Il calcolo della pioggia netta, ovvero del volume della piena, viene effettuato in base al metodo del Curve Number, formulato dal Soil Conservation Service nel 1972, già sopra brevemente descritto.

Come esposto, tale metodo mette in relazione l'altezza H di pioggia affluita con l'altezza di pioggia netta h<sub>n</sub>, defluita in rete, attraverso la seguente formula:

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

dove:

- S rappresenta la massima ritenzione potenziale del bacino ed è funzione del tipo di terreno, del suo grado di saturazione e dell'uso del suolo, e viene espresso sotto la forma:

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

- in cui, CN o "Runoff Number" è il coefficiente sperimentale che dipende dal tipo di suolo e dal loro uso, come riportato nelle successive figure.

Relazione idrologica e idraulica

- $I$  è lo spessore totale di pioggia ritenuto fra  $t=0$  e l'istante di raggiungimento del ponding; viene espresso come:

$$I = 0.20 * S$$

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

Figura 15 Classi di tipo di suolo secondo il metodo SCS – CN.

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO SUOLO			
	A	B	C	D
<b>TERRENO COLTIVATO</b>				
Senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<b>TERRENO DA PASCOLO</b>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	90
<b>PRATERIE</b>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<b>TERRENI BOSCOSI O FORESTATI</b>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<b>SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI</b>				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
<b>AREE COMMERCIALI (impermeabilità 85%)</b>	89	92	94	95
<b>DISTRETTI INDUSTRIALI (imper. 72%)</b>	81	88	91	93
<b>AREE RESIDENZIALI</b>				
Impermeabilità media	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
<b>PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI</b>	98	98	98	98
<b>STRADE</b>				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Figura 16 Valori del Curve Number al variare della classe di tipo di suolo e dell'uso del suolo.

La tipologia di copertura e i relativi coefficienti del curve number utilizzati sono riportati nella tabella seguente:

Relazione idrologica e idraulica

Tipo di copertura	CN
Area incolta	83
Area urbanizzata	90
Boschi	64
Pascoli - Prati	74

Di seguito si riportano i valori delle aree suddivise in base al tipo di copertura, il calcolo di CN, di S e di I.

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	Area incolta (mq)	Area urbanizzata (mq)	Boschi (mq)	Pascoli - Prati (mq)	CN	S (mm)	Ia (mm)	tc (ore)
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	44'480	22'240	200'160	177'920	71.20	102.74	20.55	0.25
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	2'953	1'476	13'288	11'811	71.20	102.74	20.55	0.25
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	19'330	9'665	86'985	77'320	71.20	102.74	20.55	0.25
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	51'143	25'571	230'142	204'571	71.20	102.74	20.55	0.25
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	5'532	2'766	24'894	22'128	71.20	102.74	20.55	0.25
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	1'001'820	500'910	4'508'190	4'007'280	71.20	102.74	20.55	0.71
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	590'940	295'470	2'659'228	2'363'758	71.20	102.74	20.55	0.80
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	4'675	2'337	21'036	18'699	71.20	102.74	20.55	0.25
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	21'970	10'985	98'865	87'880	71.20	102.74	20.55	0.25
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	37'120	18'560	167'040	148'480	71.20	102.74	20.55	0.25
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	1'924'673	962'336	8'661'028	7'698'692	71.20	102.74	20.55	2.57
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	189'771	94'886	853'970	759'085	71.20	102.74	20.55	0.25
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	3'465	1'732	15'592	13'859	71.20	102.74	20.55	0.25
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	6'199	3'100	27'897	24'797	71.20	102.74	20.55	0.25
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	9'702	4'851	43'661	38'809	71.20	102.74	20.55	0.25
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	4'684	2'342	21'076	18'734	71.20	102.74	20.55	0.25
17	B17	Fosso Risega 1	163'200	16'320	8'160	73'440	65'280	71.20	102.74	20.55	0.25
18	B18	Fosso Risega 2	207'500	20'750	10'375	93'375	83'000	71.20	102.74	20.55	0.25
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	220'262	110'131	991'177	881'046	71.20	102.74	20.55	0.38
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	5'120'194	2'560'097	23'040'871	20'480'774	71.20	102.74	20.55	3.16
21	B21	Torrente S. Giuliano 1	1'601'670	160'167	80'084	720'752	640'668	71.20	102.74	20.55	0.36
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	163'083	81'542	733'874	652'332	71.20	102.74	20.55	0.41
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	229'664	114'832	1'033'486	918'654	71.20	102.74	20.55	0.39
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	1'299'471	649'735	5'847'619	5'197'884	71.20	102.74	20.55	1.30
25	B25	Fosso Lavovala 1	770'039	77'004	38'502	346'518	308'016	71.20	102.74	20.55	0.25
26	B26	Fosso Lavovala 2	460'607	46'061	23'030	207'273	184'243	71.20	102.74	20.55	0.25
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	2'124'922	1'062'461	9'562'151	8'499'689	71.20	102.74	20.55	2.68
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	14'940	7'470	67'230	59'760	71.20	102.74	20.55	0.25

Figura 6.17 Tabella con i valori del Curve Number

## 6.7 CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

Nel caso in esame i bacini studiati, che contribuiscono all'apporto della portata di progetto nei vari corpi idrici, hanno dimensioni notevolmente differenti ma caratteristiche morfologiche simili poiché si tratta di corsi d'acqua a regime torrentizio.

Si considera un idrogramma triangolare isoscele, comunemente utilizzato nel metodo razionale:

Relazione idrologica e idraulica

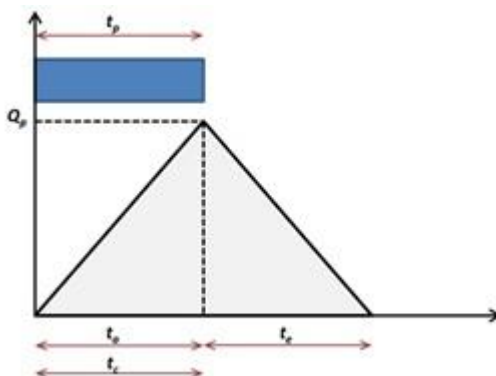


Figura 6.18 – Idrogramma triangolare isoscele.

Dove la portata di progetto è data da:

$$Q_c = \frac{r * h_n * A}{3.6 * t_c}$$

dove:

- $Q_c$  è la portata al colmo [mc/s];
- $R$  è il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino [adim.];
- $h_n$  è la pioggia netta [mm];
- $A$  è la superficie del bacino [kmq];
- $t_c$  è il tempo di corrivazione [h].

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

1. La formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
2. Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
3. La velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse è indipendente dalle altre;
4. La portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura;
5. La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Dalle ipotesi (1) e (2), sopra formulate, il tempo impiegato da ciascuna goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, definito come tempo di corrivazione puntuale, risulta essere necessariamente univoco per ogni punto del bacino stesso; il tempo di corrivazione massimo viene a coincidere con il tempo di corrivazione del bacino.

Nella tabella seguente si riportano le portate di progetto per i 28 corsi d'acqua e bacini analizzati per tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

Relazione idrologica e idraulica

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	tc (ore)	Tr = 50 anni			
					Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	0.25	45.76	4.97	0.11	2.46
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	0.25	45.76	4.97	0.11	0.16
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	0.25	45.76	4.97	0.11	1.07
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	0.25	45.76	4.97	0.11	2.82
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	0.25	45.76	4.97	0.11	0.31
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	0.71	60.52	11.19	0.18	43.60
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	0.80	62.36	12.10	0.19	24.82
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	0.25	45.76	4.97	0.11	0.26
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	0.25	45.76	4.97	0.11	1.21
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	0.25	45.76	4.97	0.11	2.05
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	2.57	85.07	24.89	0.29	51.80
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	0.25	45.76	4.97	0.11	10.48
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	0.25	45.76	4.97	0.11	0.19
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	0.25	45.76	4.97	0.11	0.34
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	0.25	45.76	4.97	0.11	0.54
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	0.25	45.76	4.97	0.11	0.26
17	B17	Fosso Riseiga 1	163'200	0.25	45.76	4.97	0.11	0.90
18	B18	Fosso Riseiga 2	207'500	0.25	45.76	4.97	0.11	1.15
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	0.38	51.10	7.00	0.14	11.32
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	3.16	89.91	27.96	0.31	125.69
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	1'601'670	0.36	50.46	6.75	0.13	8.31
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	0.41	52.22	7.46	0.14	8.23
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	0.39	51.60	7.21	0.14	11.71
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	1.30	70.93	16.57	0.23	46.12
25	B25	Fosso Lavoala 1	770'039	0.25	45.76	4.97	0.11	4.25
26	B26	Fosso Lavoala 2	460'607	0.25	45.76	4.97	0.11	2.54
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	2.68	86.01	25.48	0.30	56.16
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	0.25	45.76	4.97	0.11	0.82

Figura 19– Portate di progetto per Tr = 50 anni

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	tc (ore)	Tr = 100 anni			
					Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	0.25	57.86	9.94	0.17	4.91
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	0.25	57.86	9.94	0.17	0.33
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	0.25	57.86	9.94	0.17	2.13
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	0.25	57.86	9.94	0.17	5.65
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	0.25	57.86	9.94	0.17	0.61
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	0.71	76.51	19.73	0.26	76.86
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	0.80	78.84	21.10	0.27	43.31
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	0.25	57.86	9.94	0.17	0.52
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	0.25	57.86	9.94	0.17	2.43
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	0.25	57.86	9.94	0.17	4.10
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	2.57	107.55	39.89	0.37	83.02
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	0.25	57.86	9.94	0.17	20.96
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	0.25	57.86	9.94	0.17	0.38
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	0.25	57.86	9.94	0.17	0.68
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	0.25	57.86	9.94	0.17	1.07
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	0.25	57.86	9.94	0.17	0.52
17	B17	Fosso Riseiga 1	163'200	0.25	57.86	9.94	0.17	1.80
18	B18	Fosso Riseiga 2	207'500	0.25	57.86	9.94	0.17	2.29
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	0.38	64.60	13.22	0.20	21.38
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	3.16	113.67	44.28	0.39	199.07
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	1'601'670	0.36	63.80	12.81	0.20	15.79
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	0.41	66.03	13.95	0.21	15.39
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	0.39	65.24	13.55	0.21	22.02
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	1.30	89.67	27.80	0.31	77.35
25	B25	Fosso Lavoala 1	770'039	0.25	57.86	9.94	0.17	8.50
26	B26	Fosso Lavoala 2	460'607	0.25	57.86	9.94	0.17	5.09
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	2.68	108.74	40.74	0.37	89.80
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	0.25	57.86	9.94	0.17	1.65

Figura 20 Portate di progetto per Tr = 100 anni



Relazione idrologica e idraulica

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	tc (ore)	Tr = 200 anni			
					Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	0.25	76.56	19.76	0.26	9.77
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	0.25	76.56	19.76	0.26	0.65
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	0.25	76.56	19.76	0.26	4.24
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	0.25	76.56	19.76	0.26	11.23
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	0.25	76.56	19.76	0.26	1.21
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	0.71	101.24	35.49	0.35	138.25
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	0.80	104.33	37.63	0.36	77.22
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	0.25	76.56	19.76	0.26	1.03
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	0.25	76.56	19.76	0.26	4.82
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	0.25	76.56	19.76	0.26	8.15
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	2.57	142.30	66.03	0.46	137.44
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	0.25	76.56	19.76	0.26	41.67
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	0.25	76.56	19.76	0.26	0.76
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	0.25	76.56	19.76	0.26	1.36
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	0.25	76.56	19.76	0.26	2.13
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	0.25	76.56	19.76	0.26	1.03
17	B17	Fosso Riseiga 1	163'200	0.25	76.56	19.76	0.26	3.58
18	B18	Fosso Riseiga 2	207'500	0.25	76.56	19.76	0.26	4.56
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	0.38	85.48	25.14	0.29	40.66
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	3.16	150.41	72.50	0.48	325.98
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	1'601'670	0.36	84.42	24.49	0.29	30.18
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	0.41	87.36	26.33	0.30	29.05
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	0.39	86.32	25.67	0.30	41.73
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	1.30	118.65	47.92	0.40	133.33
25	B25	Fosso Lavovala 1	770'039	0.25	76.56	19.76	0.26	16.91
26	B26	Fosso Lavovala 2	460'607	0.25	76.56	19.76	0.26	10.11
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	2.68	143.88	67.29	0.47	148.33
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	0.25	76.56	19.76	0.26	3.28

Figura 21 Portate di progetto per Tr = 200 anni

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	tc (ore)	Tr = 500 anni			
					Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	0.25	92.31	29.51	0.32	14.59
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	0.25	92.31	29.51	0.32	0.97
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	0.25	92.31	29.51	0.32	6.34
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	0.25	92.31	29.51	0.32	16.77
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	0.25	92.31	29.51	0.32	1.81
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	0.71	122.07	50.46	0.41	196.53
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	0.80	125.79	53.26	0.42	109.29
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	0.25	92.31	29.51	0.32	1.53
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	0.25	92.31	29.51	0.32	7.20
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	0.25	92.31	29.51	0.32	12.17
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	2.57	171.59	89.89	0.52	187.09
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	0.25	92.31	29.51	0.32	62.23
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	0.25	92.31	29.51	0.32	1.14
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	0.25	92.31	29.51	0.32	2.03
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	0.25	92.31	29.51	0.32	3.18
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	0.25	92.31	29.51	0.32	1.54
17	B17	Fosso Riseiga 1	163'200	0.25	92.31	29.51	0.32	5.35
18	B18	Fosso Riseiga 2	207'500	0.25	92.31	29.51	0.32	6.80
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	0.38	103.07	36.76	0.36	59.44
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	3.16	181.36	98.13	0.54	441.17
21	B21	Torrente S.Giuliano 1	1'601'670	0.36	101.79	35.88	0.35	44.21
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	0.41	105.34	38.34	0.36	42.29
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	0.39	104.08	37.46	0.36	60.89
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	1.30	143.07	66.64	0.47	185.42
25	B25	Fosso Lavovala 1	770'039	0.25	92.31	29.51	0.32	25.25
26	B26	Fosso Lavovala 2	460'607	0.25	92.31	29.51	0.32	15.10
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	2.68	173.49	91.49	0.53	201.68
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	0.25	92.31	29.51	0.32	4.90

Figura 22 Portate di progetto per Tr = 500 anni

## 7 STUDIO IDRAULICO

Le verifiche di compatibilità idraulica sono condotte nel rispetto delle NTC 2018, valutando il franco idraulico tra l'intradosso delle opere di attraversamento e il livello del tirante idrico per la portata con  $Tr = 200$  anni.

Le verifiche di compatibilità idraulica dell'infrastruttura sono state condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente sviluppato tra il 1996 ed il 2001 dal Centro di Ingegneria Idraulica del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti USACE-HEC (United States Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center) ed implementato nel programma per elaboratore elettronico HEC-RAS River Analysis System di ampia diffusione e consolidata pratica d'uso. Di tale modello è disponibile un'ampia documentazione nella letteratura scientifica.

Le verifiche sono state condotte al fine di determinare le caratteristiche idrauliche del deflusso in condizioni di piena in modo da avere quante più informazioni possibili circa le interazioni con l'opera di attraversamento in progetto.

Per sviluppare il progetto è stato eseguito un rilievo aerofotogrammetrico contestuale ottico / lidar con le seguenti caratteristiche:

- Vettore utilizzato: Tecnam P2006T
- Quota media di volo: 3000 ft AGL
- Acquisizione ottica:

Sensore: Phase One IXU-RS-1000 con focale da 50 mm

GDS medio: 10 cm

Overlap > 60 %

Sidelap > 30 %

- Acquisizione LiDAR:

Sensore RIEGL Q680i

Densità media dei punti 4 pt/mq

Per la produzione dei modelli digitali si è seguito il seguente workflow operativo:

1. Filtraggio e classificazione delle nuvole di punti in formato LAS;
2. Controllo ed editing della classificazione;
3. Generazione dei prodotti finali DTM (Digital Terrain Model) e DSM (Digital Surface Model);
4. Controlli di qualità.

Per quel che concerne il primo passaggio procedurale, le nuvole di punti in formato LAS, prodotte dalla georeferenziazione e dall'allineamento tra le strisciate LiDAR acquisite, sono state filtrate e classificate al fine di suddividere i ritorni laser nelle seguenti classi: Default, Ground, Vegetation, Building, Low Points, Bridge, Generic.

Il risultato della classificazione semi-automatica è stato controllato attraverso l'esame di un DTM di prova in modalità di visualizzazione shaded relief, generata con lo strumento Hillshade di ArcGIS. In tal modo si sono resi subito evidenti le irregolarità di classificazione nel DTM che non corrispondevano a situazioni reali, e che, come tali, sono state il risultato di errata classificazione della nuvola di punti. Al termine delle operazioni di controllo rispetto al DTM di prova, si è provveduto al controllo di qualità della classificazione delle restanti classi di punti, correggendo puntualmente errori grossolani di errata classificazione dei punti Building (dovute in genere a conformazioni orografiche del terreno nelle prossimità delle costruzioni) e Vegetation (dovute alla presenza di vegetazione molto densa). Il controllo è consistito nella generazione di modelli altimetrici

## Relazione idrologica e idraulica

intermedi di determinate classi, l’utilizzo di visualizzazioni per fasce altimetriche, query spaziali in ambiente GIS e il supporto di file ausiliari quali ortofoto (speditive) e file di repertorio.

L’editing della classificazione è stato eseguito sia manualmente che attraverso ulteriori procedure semi-automatiche con il software TerraScan.

I prodotti altimetrici finali sono stati generati a partire dalle nuvole di punti, classificate così come descritto precedentemente, tramite lo strumento “Export Lattice Model” del software TerraScan.

Dunque, sono stati generati i seguenti modelli altimetrici:

- DTM ottenuto per interpolazione dei soli punti Ground;
- DSM ottenuto per interpolazione dei punti Ground, Vegetation, Building, Bridge, Generic.

In ultimo si è proceduto con dei controlli di qualità dei prodotti generati.

Unitamente al rilievo, sono stati eseguiti dei sopralluoghi per determinare la presenza delle interferenze idrauliche e per valutare lo stato degli alvei.

Le geometrie degli alvei sono state ricostruite dal modello DTM appositamente sviluppato per questo progetto dal rilievo topografico.



Figura 23– Modello DTM utilizzato per la ricostruzione della geometria dell’alveo.

Le sezioni idrauliche oggetto di studio, ricostruite dal modello DTM, si ritengono attinenti alla realtà perché i corpi idrici sono nella quasi totalità a regime torrentizio con una presenza di portata che si manifesta solo nei periodi piovosi dell’anno. Il rilievo è stato eseguito in un periodo di assenza di precipitazioni e quindi la sezione del terreno coincide con la sezione batimetrica.

La precisione delle sezioni rilevate e inserite nel modello idraulico può essere valutata anche dal numero di punti che costituiscono una singola sezione. Mediamente ogni sezione viene ricostruita con l’interpolazione di circa 100 punti.

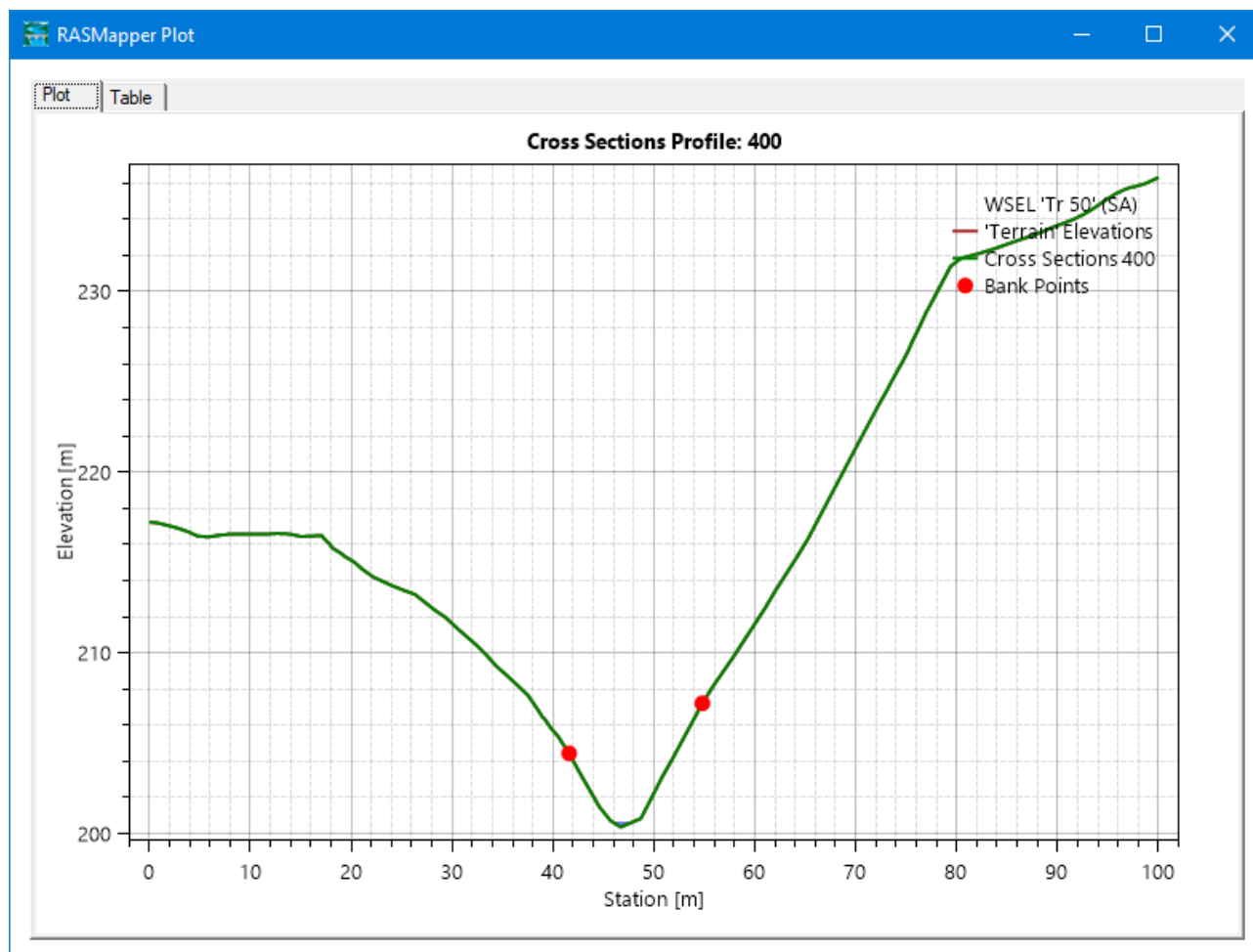


Figura 24 Ricostruzione sezione idraulica

Sono stati definitivi i vari corsi d'acqua e sono state inserite delle sezioni di calcolo con passo di circa 50 metri, che si riduce in prossimità degli attraversamenti idraulici e larghezza di 100 metri.

### 7.1.1 DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA

Il valore della scabrezza è stato definito confrontando le caratteristiche specifiche dell'alveo con valori definiti in letteratura.

Si riportano inoltre alcuni valori tipici del coefficiente di Strickler da letteratura:

Relazione idrologica e idraulica

TAB.1.2 B - VALORI DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI MANNING:  $n$  ( $s/m^{1/3}$ ) DA [CHOW V. T.,1959]

CORSI D'ACQUA MINORI (LARGHEZZA A PIENE RIVE < 30 m)

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DI PIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENE E PIANE INONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Figura 25- Valori tipici di Ks da letteratura

Considerando che i corsi d'acqua interferenti sono a regime torrentizio e vista la geologia dei luoghi, si possono assimilare a alvei di montagna con fondo in ghiaia e/o ciottoli.

Nei modelli idraulici monodimensionali è stata assegnata la seguente scabrezza:

Tipologia	Scabrezza di Manning [ $s/m^{1/3}$ ]
alveo	0.03
golena	0.035



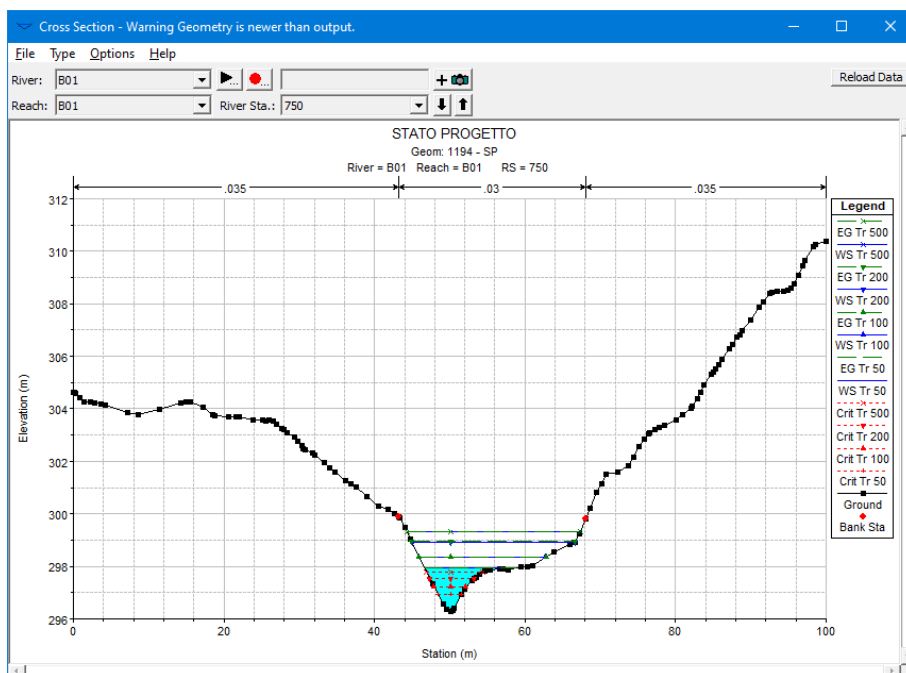


Figura 26 applicazione coefficiente di Manning.

Le condizioni al contorno imposte per tutti i rami studiati sono quelle della pendenza normale dell’alveo, presa come pendenza media del tratto di monte e del tratto di valle.

Sono state modellate sia le condizioni ante operam sia le condizioni post operam per valutare eventuali situazioni di aumento del rischio idraulico.

## 7.2 OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO

Il tracciato in progetto interferisce con il reticolo idrografico superficiale, costituito da una rete di fossi di diversa natura e dimensione che spesso confluiscono tra loro, a valle del tracciato, per sfociare nel mare.

Per risolvere le interferenze con il reticolo idrografico sono state inserite in progetto, delle opere di attraversamento idraulico, suddivise in opere maggiori e opere minori.

Le opere di attraversamento minori sono costituite da tombini scatolari, mentre le opere di attraversamento maggiori sono costituite da ponti e viadotti.

Relazione idrologica e idraulica

Tr = 200 anni

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	Qp (mc/s)	Opera di attraversamento
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	9.77	VI01 - Viadotto San Nicola II
2	B2	Fontana Acqua di Pietra- Padala	29'528	0.65	GN01 - GN Padula
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	4.24	VI02 - Viadotto Castagnola
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	11.23	VI03 - Viadotto Pasinacci
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	1.21	VI04 - Viadotto Costa Vecchia
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	138.25	VI05 - Viadotto Calinella
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	77.22	VI06 - Viadotto Ulso
8	B8	Fosso Citrigno 1	46'746	1.03	GN05 - GN Moresco
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	4.82	VI07 - Viadotto Citrigno
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	8.15	Scatolare 2.50x2.50
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	137.44	VI08 - Viadotto Chianara
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	41.67	VI09 - Viadotto Chianara II
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	0.76	Scatolare 2.00x2.00
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	1.36	VI10 - Viadotto Cerreglia
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	2.13	VI11 - Viadotto Cerreglia II
16	B16	Fosso Cerreglia 4	46'835	1.03	GN07 - GN di Marzo
17	B17	Fosso Risega 1	163'200	3.58	VI12 - Viadotto della Risega
18	B18	Fosso Risega 2	207'500	4.56	VI13 - Viadotto della Risega 2
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	40.66	Scatolare 4.00x4.00
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	325.98	VI14 - Ponte Macchia
21	B21	Torrente S. Giuliano 1	1'601'670	30.18	Scatolare 4.00x4.00
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	29.05	Scatolare 4.00x4.00
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	41.73	Scatolare 4.00x4.00
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	133.33	Scatolare 8.00x4.00
25	B25	Fosso Lavovala 1	770'039	16.91	Scatolare 2.50x2.50
26	B26	Fosso Lavovala 2	460'607	10.11	Scatolare 2.50x2.50
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	148.33	Scatolare 8.00x4.00
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	3.28	Scatolare 2.00x2.00

Figura 7.27 – opere di attraversamento in progetto

Lo studio idraulico consente di avere informazioni sia in merito al franco idraulico per gli attraversamenti principali e secondari, sia in merito alle fasce di esondazione dei vari corsi d’acqua.



Figura 28 Aree di esondazione su modello DEM.

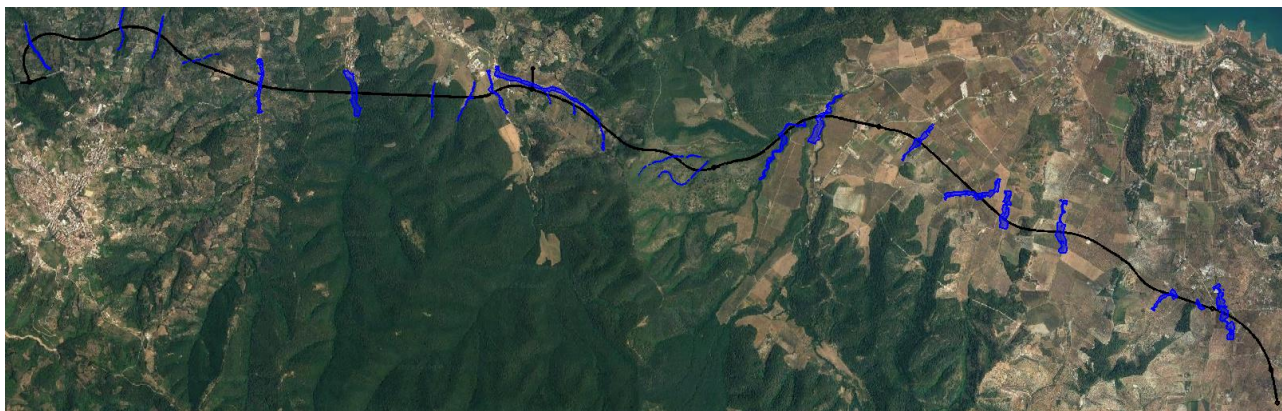


Figura 29 Aree di esondazione su ortofoto.

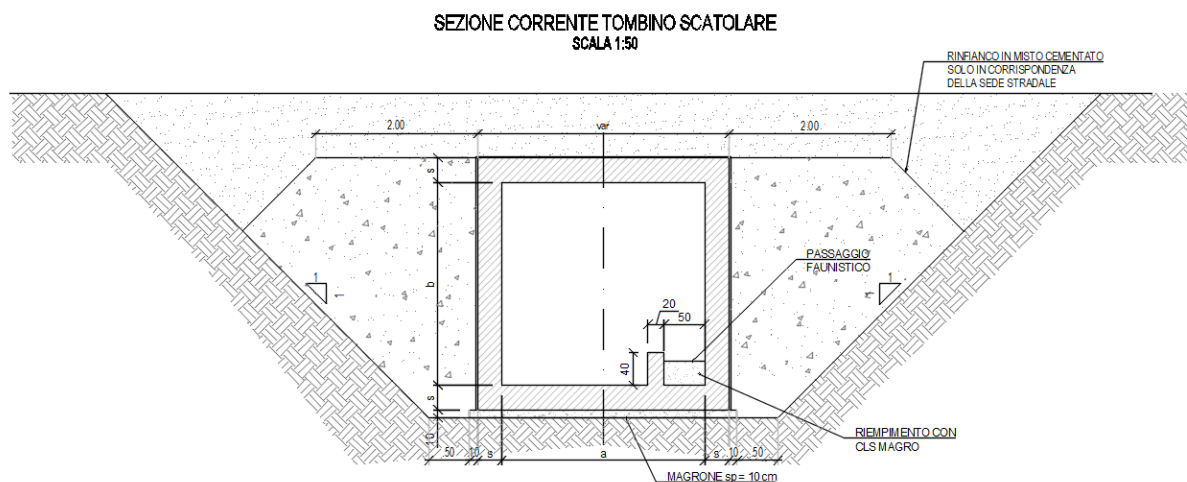
### 7.2.1 Opere di attraversamento idraulico minori

In progetto si prevedono quattro tipologie di opere di attraversamento idraulico minori:

- Tombini scatolari 2.00 m x 2.00 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata. Nel tombino si prevede la realizzazione di un percorso faunistico.
- Tombini scatolari 2.50 m x 2.50 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata. Nel tombino si prevede la realizzazione di un percorso faunistico.
- Tombini scatolari 4.00 m x 4.00 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata. Nel tombino si prevede la realizzazione di un percorso faunistico.
- Tombini scatolari 8.00 m x 4.00 m realizzati in c.a. gettato in opera. Le opere di imbocco e sbocco sono realizzate con muri d'ala in modo da favorire il transito della portata. Nel tombino si prevede la realizzazione di un percorso faunistico.

I tombini sono dimensionati idraulicamente nel rispetto del §5.1.2 delle NTC2018 e quindi viene garantito il franco idraulico minimo di 1/3 dell'altezza interna per la portata corrispondente ad un tempo di ritorno  $T_R = 200$  anni.

Relazione idrologica e idraulica

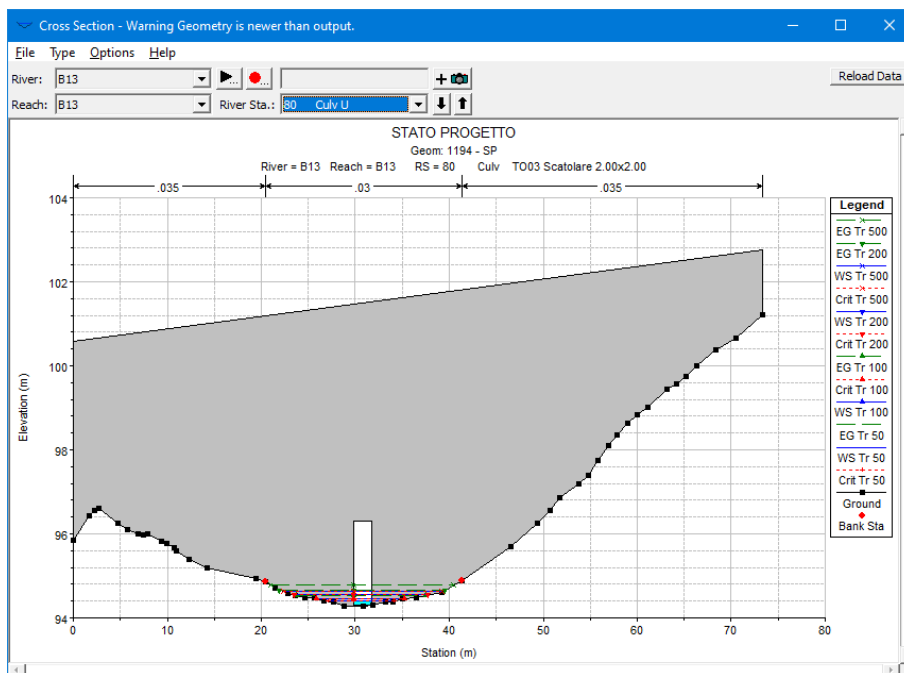
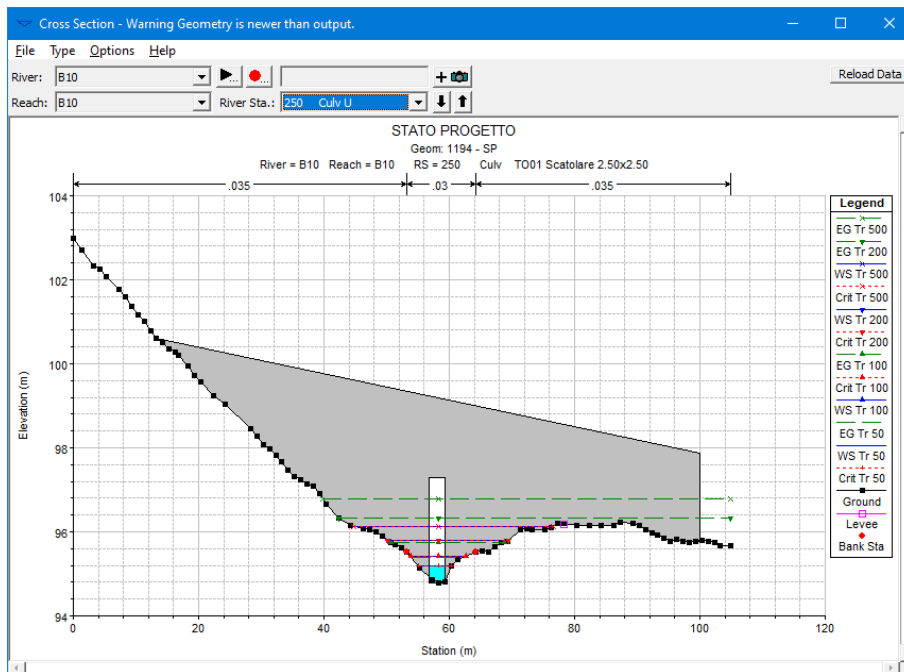


Legenda			
Tombino Scatolare	a	b	s
2.00x2.00	2.00	2.00	0.30
2.50x2.50	2.50	2.50	0.30
4.00x4.00	4.00	4.00	0.50
8.00x4.00	8.00	4.00	1.00

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	Opera di attraversamento
10	B10	Fosso Valle Mora	371'200	TO01 Scatolare 2.50x2.50
13	B13	Fosso Cerreglia 1	34'649	TO03 Scatolare 2.00x2.00
19	B19	Fosso Pastinella 1	2'202'616	TO04 Scatolare 4.00x4.00
21	B21	Torrente S. Giuliano 1	1'601'670	TO05 Scatolare 4.00x4.00
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	1'630'831	TO06 Scatolare 4.00x4.00
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	2'296'636	TO07 Scatolare 4.00x4.00
24	B24	Fosso Servigliano	12'994'709	TO08 Scatolare 8.00x4.00
25	B25	Fosso Lavovala 1	770'039	TO09 Scatolare 2.50x2.50
26	B26	Fosso Lavovala 2	460'607	TO10 Scatolare 2.50x2.50
27	B27	Canale Macinino	21'249'223	TO11 Scatolare 8.00x4.00
28	B28	Fosso Valle di Iacopo	149'400	TO02 Scatolare 2.00x2.00

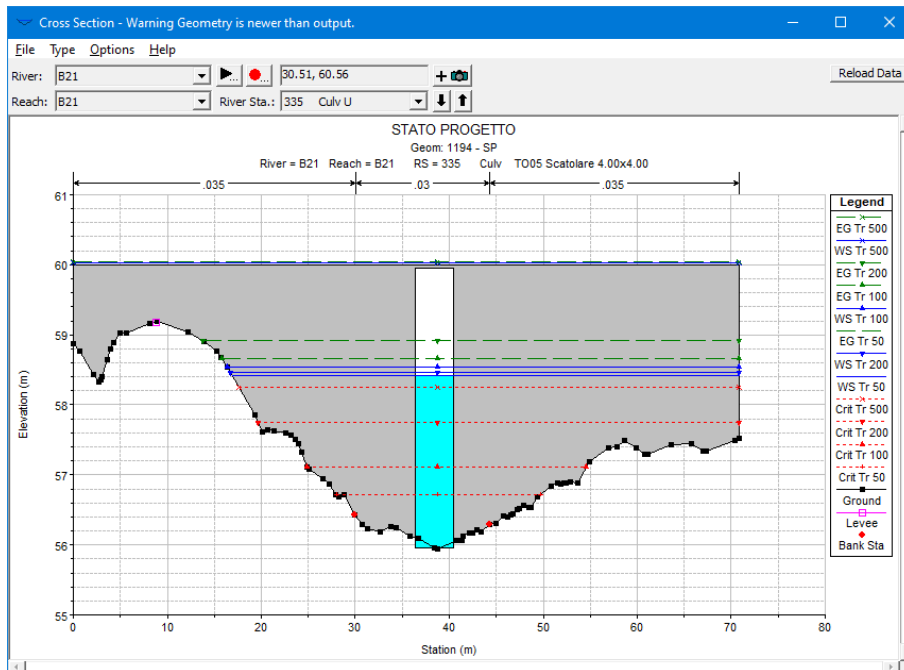
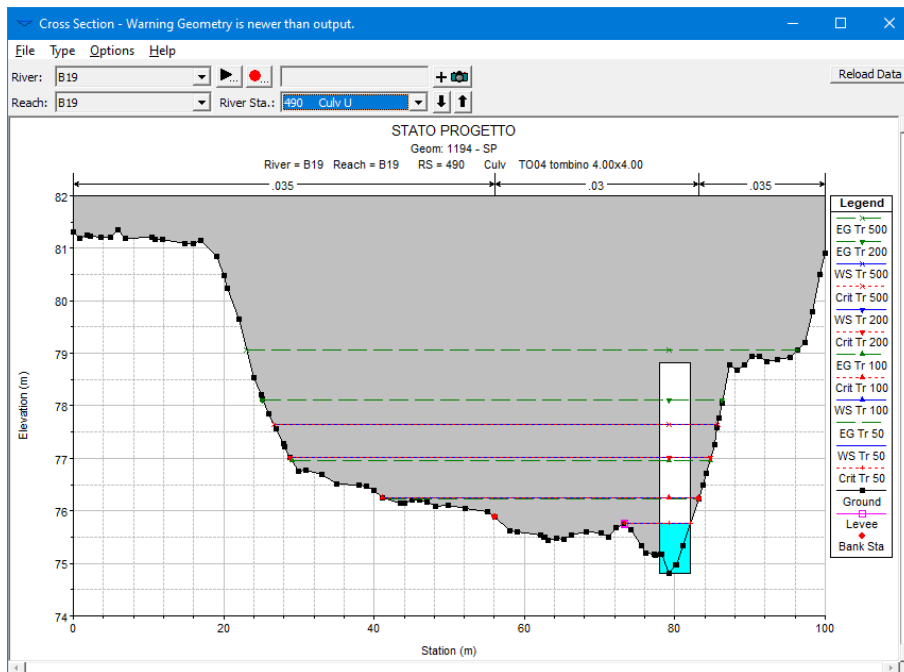
Di seguito si riportano le sezioni del modello di calcolo dove si mostra il franco idraulico disponibile:

Relazione idrologica e idraulica

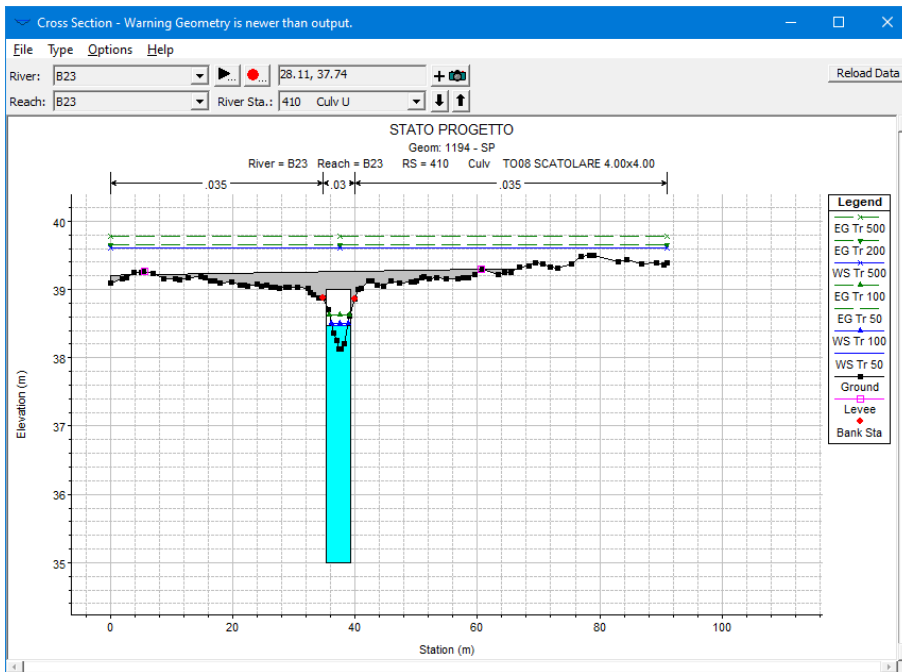
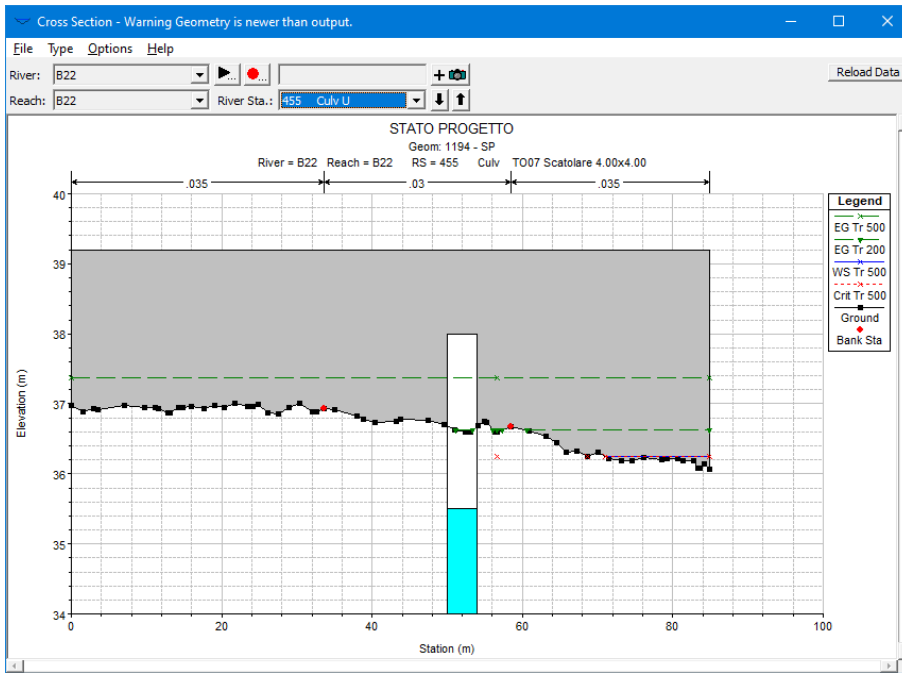




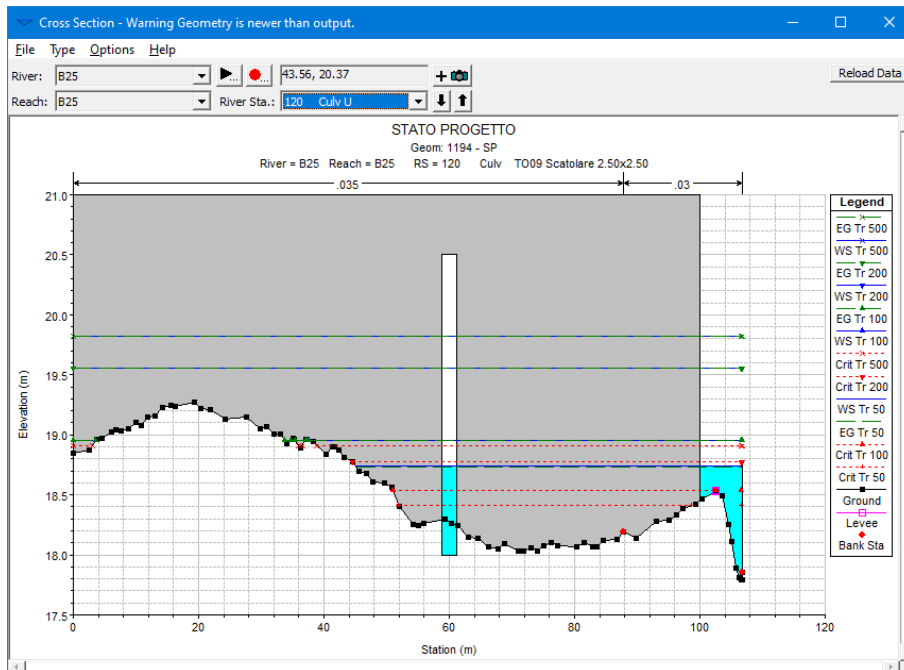
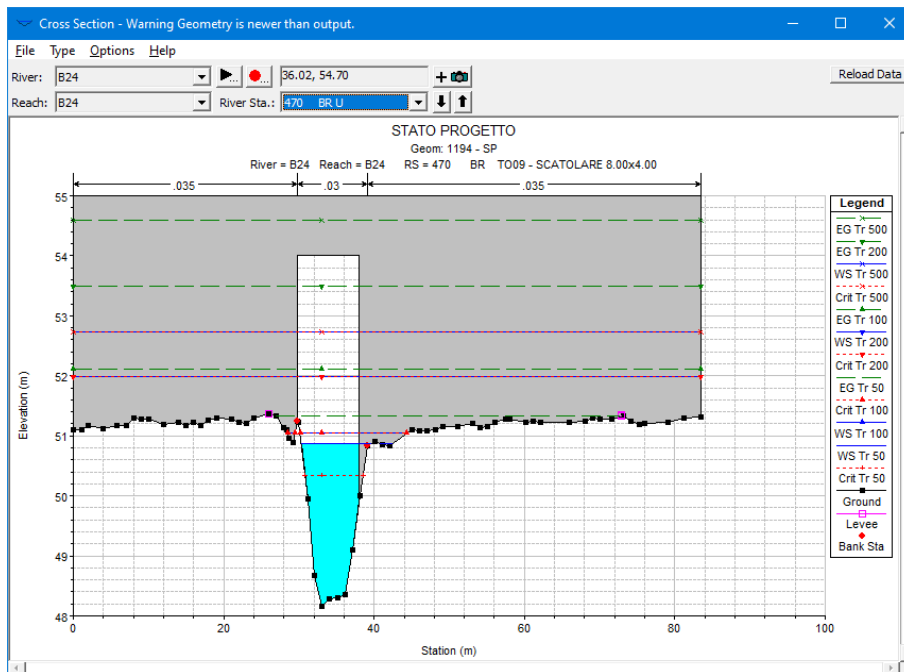
Relazione idrologica e idraulica



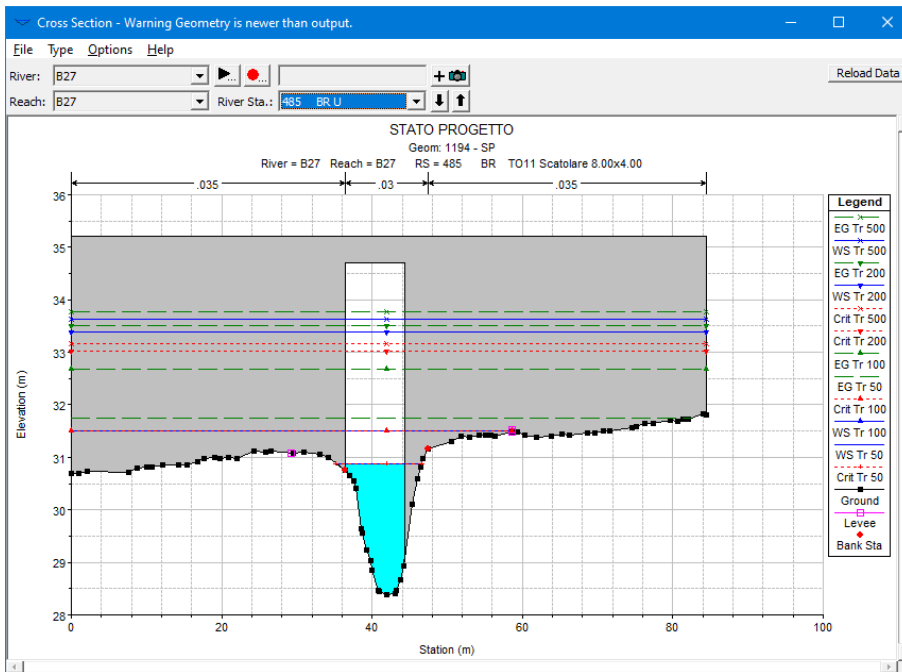
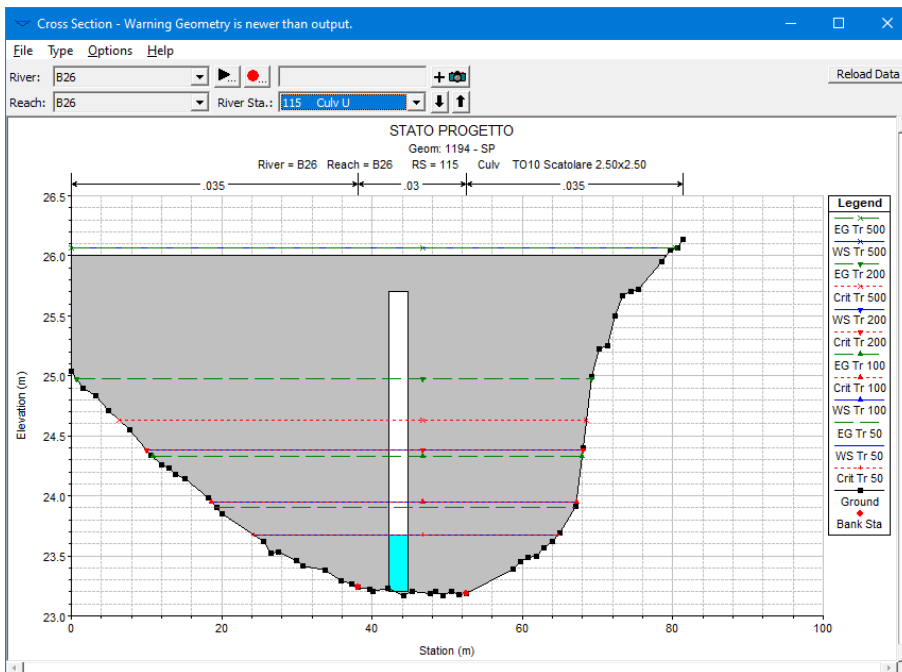
Relazione idrologica e idraulica



Relazione idrologica e idraulica



Relazione idrologica e idraulica



Il riepilogo delle verifiche di franco idraulico è riportato nella tabella seguente:

## Relazione idrologica e idraulica

Tr = 200 anni								
Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Qp (mc/s)	Opera di attraversamento	Tirante idrico (Tr = 200 anni) m slm	Franco minimo (m)	Franco (m)	Esito verifica
10	B10	Fosso Valle Mora	8.15	TD01 Scatolare 2.50x2.50	95.81	0.83	1.47	Verificato
13	B13	Fosso Cerreglia 1	0.76	TD03 Scatolare 2.00x2.00	94.55	0.67	1.75	Verificato
19	B19	Fosso Pastinella 1	40.66	TD04 Scatolare 4.00x4.00	77.01	1.33	1.81	Verificato
21	B21	Torrente S. Giuliano 1	30.18	TD05 Scatolare 4.00x4.00	58.46	1.33	1.49	Verificato
22	B22	Torrente S. Giuliano 2	29.05	TD06 Scatolare 4.00x4.00	35.72	1.33	2.28	Verificato
23	B23	Torrente S. Giuliano 3	41.73	TD07 Scatolare 4.00x4.00	36.29	1.33	2.71	Verificato
24	B24	Fosso Servigliano	133.33	TD08 Scatolare 8.00x4.00	51.99	1.33	2.01	Verificato
25	B25	Fosso Lavovala 1	16.91	TD09 Scatolare 2.50x2.50	19.08	0.83	1.42	Verificato
26	B26	Fosso Lavovala 2	10.11	TD10 Scatolare 2.50x2.50	24.39	0.83	1.31	Verificato
27	B27	Canale Macinino	148.33	TD11 Scatolare 8.00x4.00	33.4	1.33	1.35	Verificato

Agli imbocchi e sbocchi dei tombini sono sempre previsti dei manufatti in c.a. per facilitare il deflusso delle acque e per evitare lo scalzamento dell'opera. Si prevede anche la riprofilatura dei canali, con protezione in materassini reno per limitare l'erosione e il trasporto solido all'interno dell'opera.

### 7.2.2 Opere di attraversamento idraulico maggiori

Le opere di attraversamento maggiori sono costituite da ponti e viadotti.

Queste opere sono dimensionate nel rispetto del §5.1.2 delle NTC2018, garantendo sempre un franco minimo di 1.50 m tra l'intradosso dell'impalcato e la quota del pelo libero della corrente determinato per una portata con  $T_R = 200$  anni.

Le spalle dei viadotti sono collocate all'esterno delle aree di esondazione e la scansione delle pile è tale da escludere la presenza di pile in alveo.

In ogni caso si prevedono luci tra le pile e tra pile e spalle maggiori di 40 metri, come prescritto al §5.1.2 delle NTC2018 nel caso di pile in alveo. Infatti le NTC2018 al §5.1.2.3 recitano: "Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente".

Al fine di evitare fenomeni di scalzamento delle pile in alveo si prevede un sistema di protezione al piede, descritto nei paragrafi seguenti.

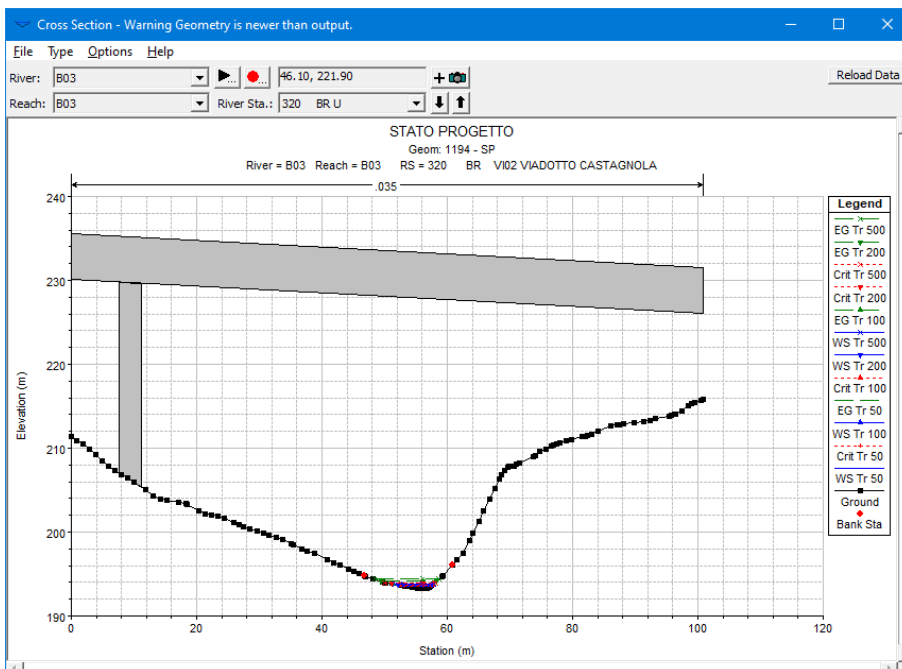
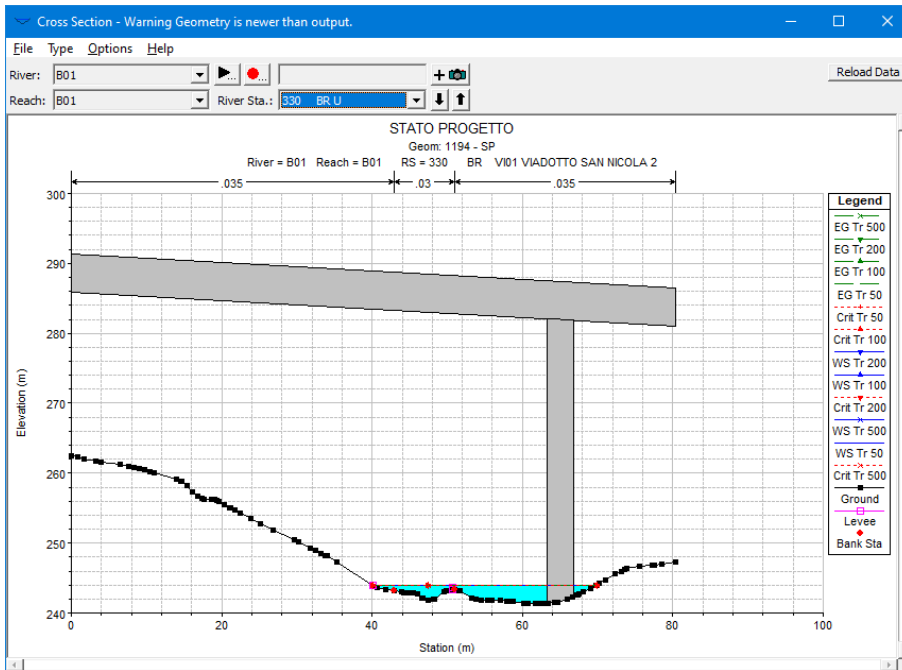
Di seguito si riporta l'elenco delle opere maggiori previste in progetto:

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Area bacino (mq)	Opera di attraversamento
1	B1	Acqua del Vicario	444'800	VI01 - Viadotto San Nicola II
3	B3	Fontana Acqua di Pietra- Castagnola	193'300	VI02- Viadotto Castagnola
4	B4	Fosso Pasinacci	511'427	VI03 - Viadotto Pasinacci
5	B5	Fosso Costa Vecchia	55'321	VI04 - Viadotto Costa Vecchia
6	B6	Torrente Calenella	10'018'200	VI05 - Viadotto Calinella
7	B7	Torrente Ulso	5'909'396	VI06 - Viadotto Ulso
9	B9	Fosso Citrigno 2	219'700	VI07 - Viadotto Citrigno
11	B11	Torrente Chianara	19'246'730	VI08 - Viadotto Chianara
12	B12	Fosso Pontone di Marzo	1'897'712	VI09 - Viadotto Chianara II
14	B14	Fosso Cerreglia 2	61'993	VI10 - Viadotto Cerreglia
15	B15	Fosso Cerreglia 3	97'024	VI11 - Viadotto Cerreglia II
17	B17	Fosso Risega 1	163'200	VI12 - Viadotto della Risega
18	B18	Fosso Risega 2	207'500	VI13 - Viadotto della Risega 2
20	B20	Torrente Macchio	51'201'935	VI14 - Ponte Macchia

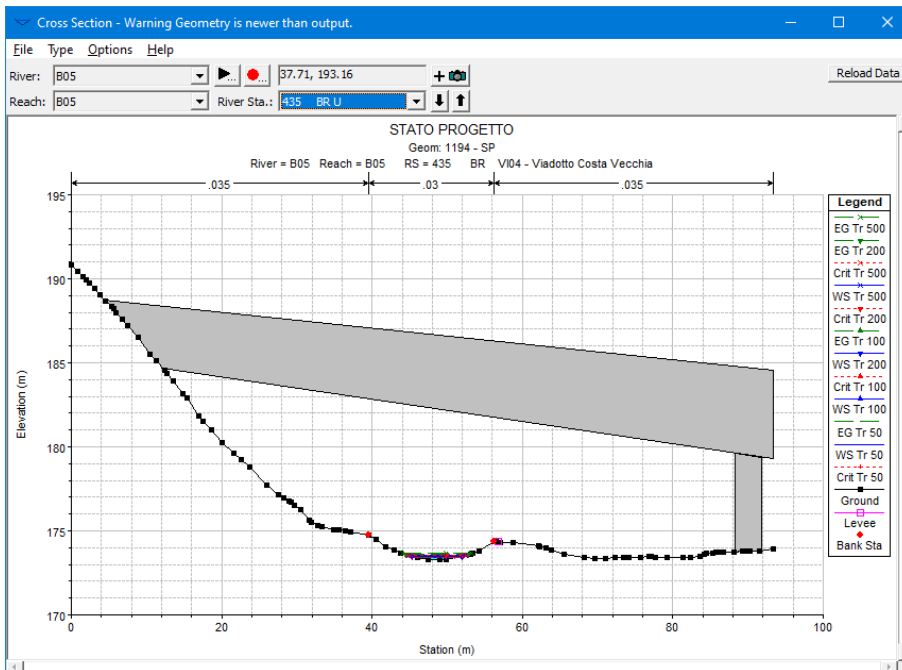
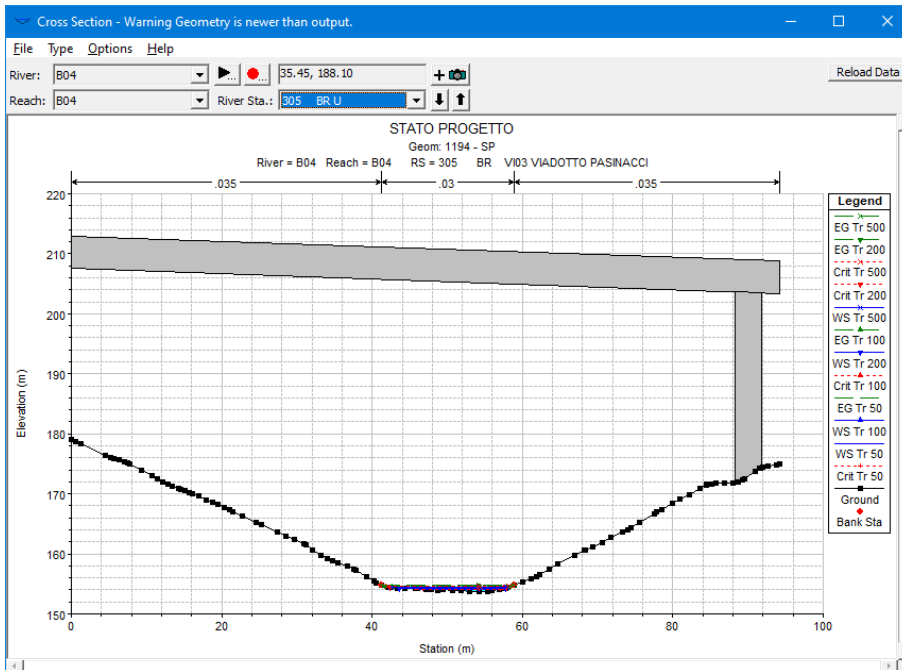


Relazione idrologica e idraulica

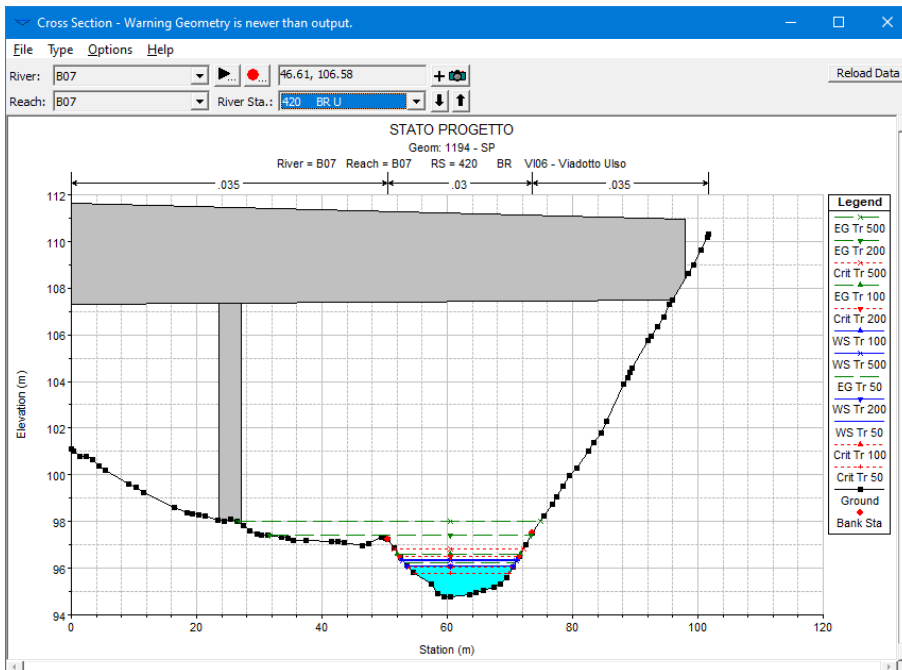
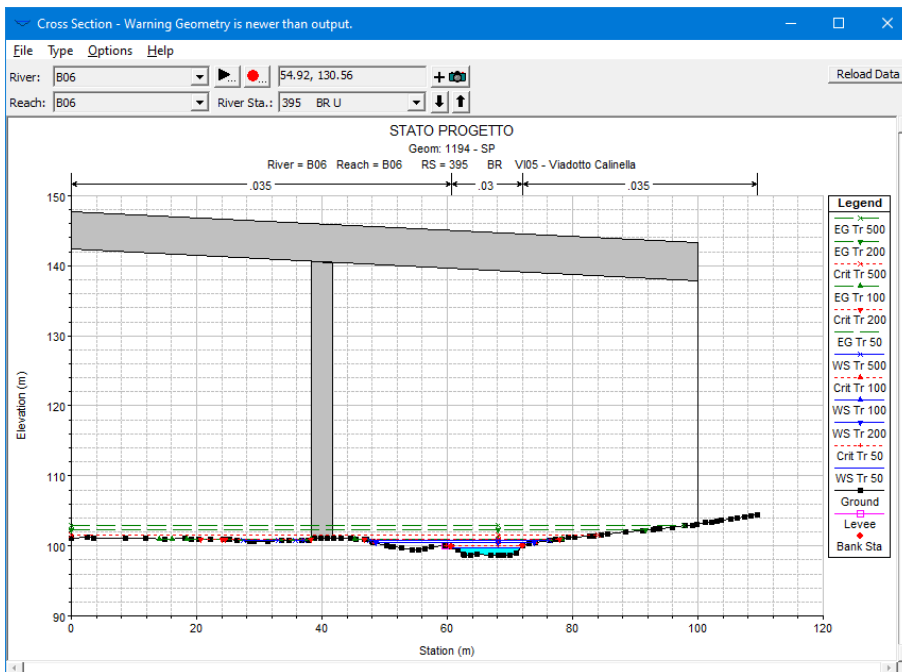
Di seguito si riportano le sezioni dei modelli idraulici delle varie opere per dimostrare il rispetto del franco idraulico minimo previsto dalla normativa vigente:



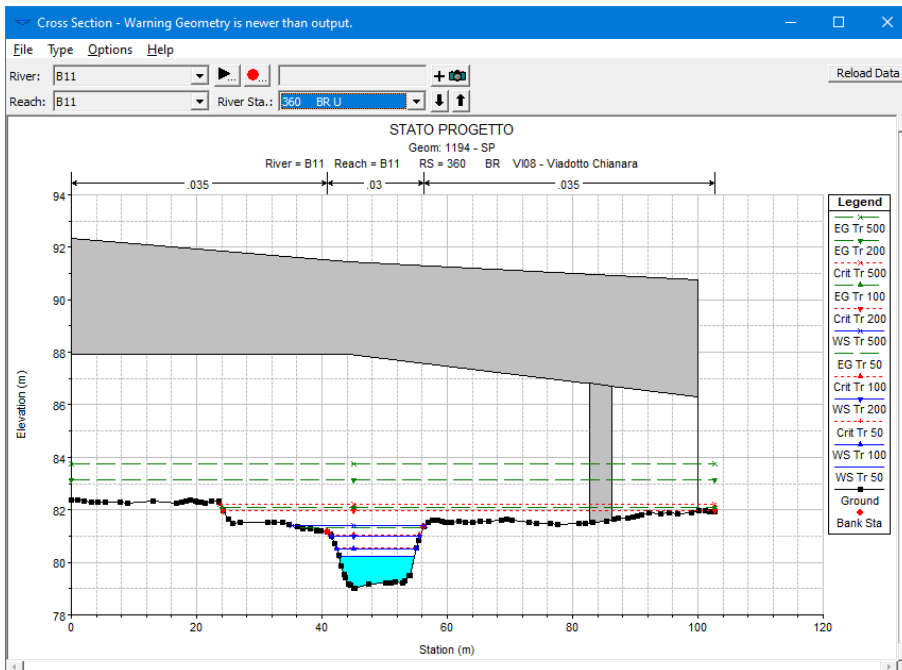
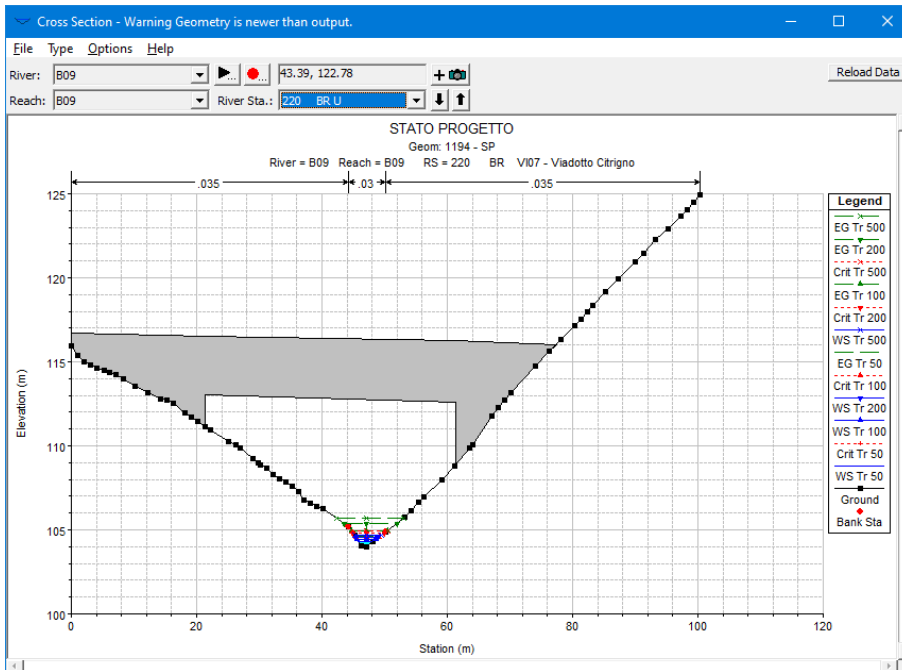
Relazione idrologica e idraulica



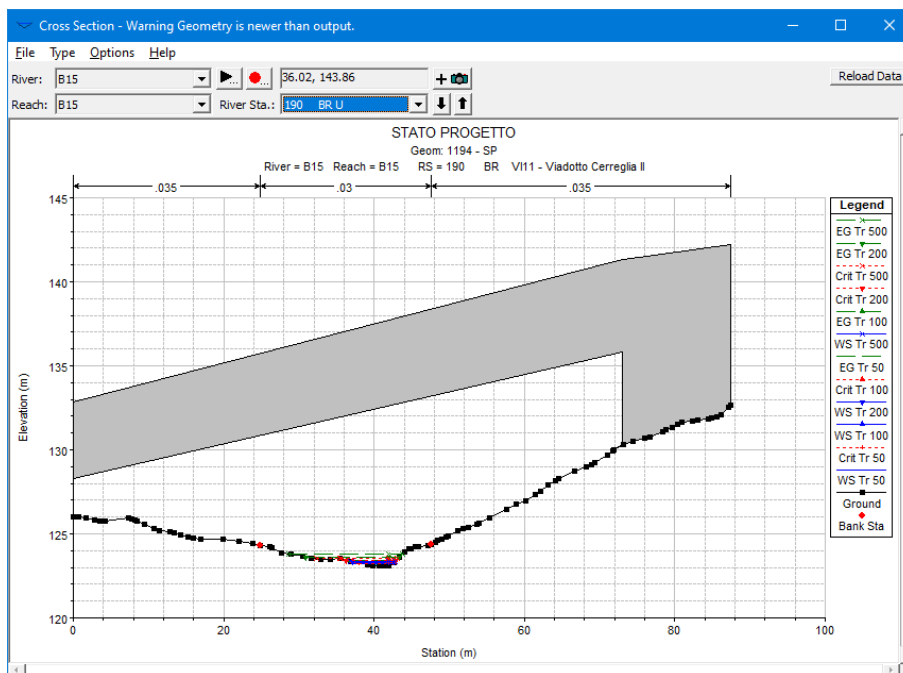
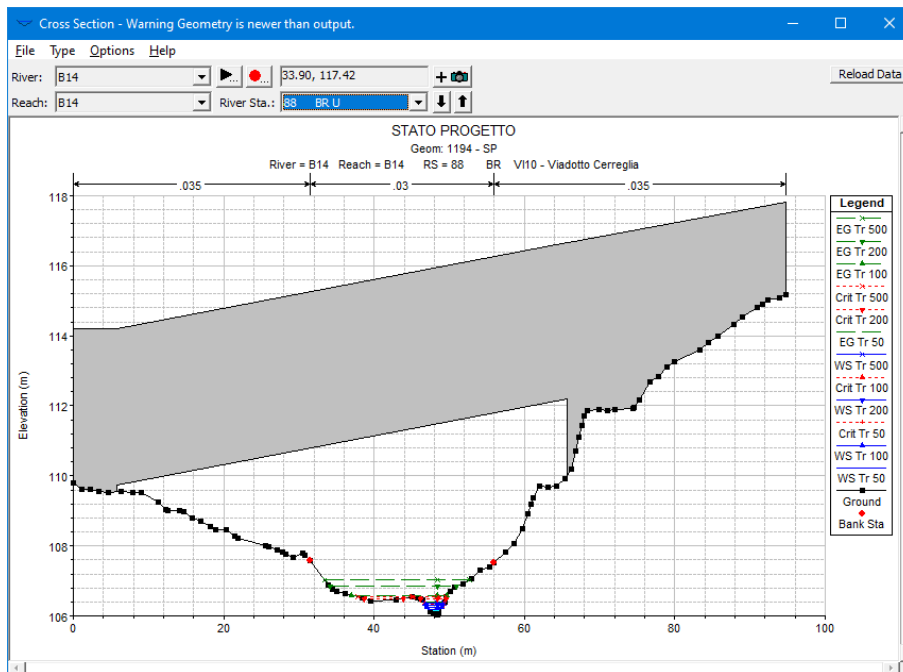
Relazione idrologica e idraulica



Relazione idrologica e idraulica

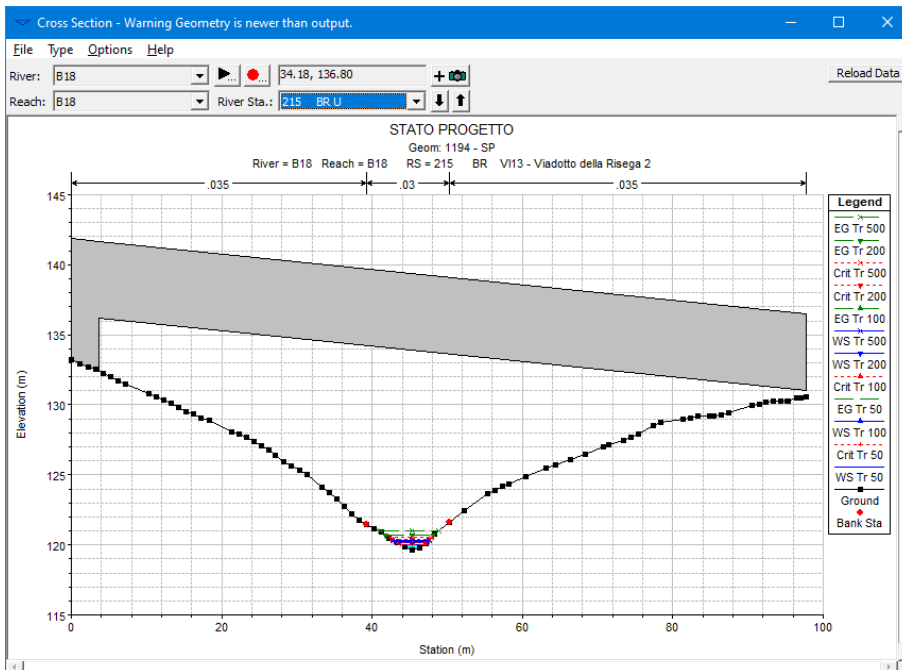
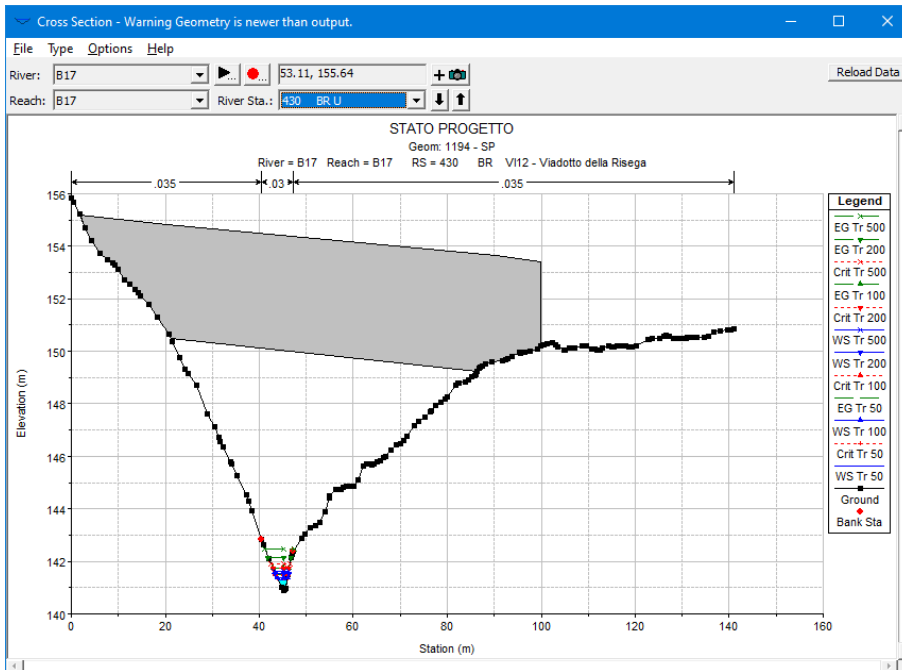


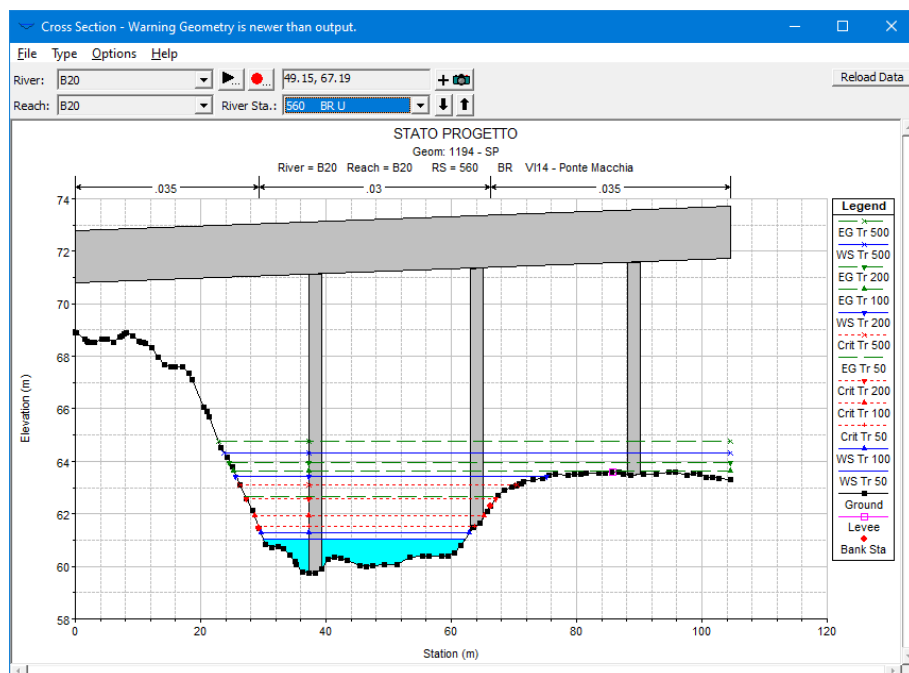
Relazione idrologica e idraulica





Relazione idrologica e idraulica





Nella tabella seguente si riporta la sintesi delle verifiche del franco idraulico per le varie opere:

Sez. di chiusura	Bacini	Nome fosso/torrente	Qp (mc/s)	Opera di attraversamento	Tirante idrico (Tr = 200 anni) m s.l.m.	Franco minimo (m)	Franco (m)	Esito verifica
1	B1	Acqua del Vicario	3.77	VI01 - Viadotto San Nicola II	243.97	1.5	37.11	Verificato
3	B3	Fontana Acqua di Pietra - Castagnola	4.24	VI02 - Viadotto Castagnola	193.74	1.5	32.39	Verificato
4	B4	Fosso Pasinacci	11.23	VI03 - Viadotto Pasinacci	154.4	1.5	48.97	Verificato
5	B5	Fosso Costa Vecchia	1.21	VI04 - Viadotto Costa Vecchia	173.52	1.5	5.77	Verificato
6	B6	Torrente Calenella	138.25	VI05 - Viadotto Calinella	100.45	1.5	37.4	Verificato
7	B7	Torrente Ulso	77.22	VI06 - Viadotto Ulso	100.19	1.5	7.32	Verificato
9	B9	Fosso Citrigno 2	4.82	VI07 - Viadotto Citrigno	104.55	1.5	8.02	Verificato
11	B11	Torrente Chianara	137.44	VI08 - Viadotto Chianara	80.99	1.5	5.33	Verificato
14	B14	Fosso Cerreglia 2	1.36	VI10 - Viadotto Cerreglia	106.31	1.5	3.44	Verificato
15	B15	Fosso Cerreglia 3	2.13	VI11 - Viadotto Cerreglia II	123.32	1.5	5.24	Verificato
17	B17	Fosso Risega 1	3.58	VI12 - Viadotto della Risega	141.52	1.5	7.7	Verificato
18	B18	Fosso Risega 2	4.56	VI13 - Viadotto della Risega 2	120.37	1.5	10.66	Verificato
20	B20	Torrente Macchio	325.98	VI14 - Ponte Macchia	63.43	1.5	7.35	Verificato

### 7.2.3 Riprofilatura e deviazione dei corsi d'acqua

Le opere di attraversamento idraulico sono prevalentemente ortogonali all'asse stradale e sono collocate in funzione della morfologia del territorio e della fattibilità dell'opera.

I tombini non sono inseriti nell'alveo esistente del corso d'acqua ma in una posizione adiacente, in modo da consentirne la realizzazione senza compromettere il naturale deflusso delle acque. Si prevedono dei tratti di collegamento tra il corso d'acqua e il tombino, che ripristinano la continuità del corso d'acqua.

I tratti di deviazione e collegamento prevedono una sezione trapezoidale, con base di dimensione variabile e sponde con pendenza 1/1.

## Relazione idrologica e idraulica

La sezione è interamente rivestita con materassi di tipo reno dello spessore di 50 cm.

I Materassi Reno sono realizzati in rete metallica esagonale in doppia torsione, di tipo 6 × 8, con moduli base di dimensioni 1.00 m x 3.00 m.

I Materassi Reno sono riempiti di pietre sul sito formando strutture monolitiche flessibili e permeabili.

Per evitare lo scalzamento del rivestimento si prevede l’inserimento di un taglione di fondo nel punto iniziale e finale del rivestimento, dove per via della variazione della scabrezza dell’alvio si possono instaurare fenomeni erosivi localizzati.

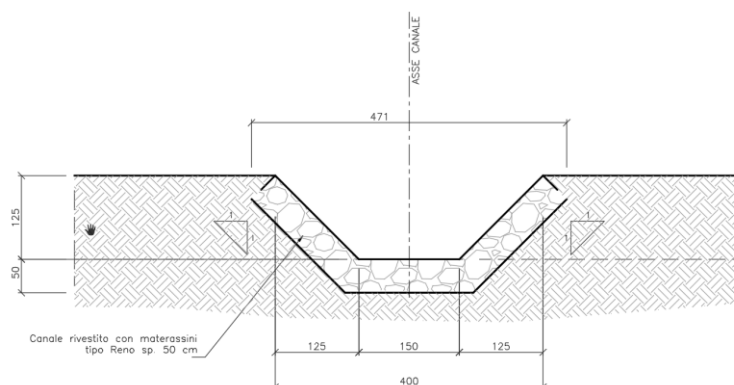


Figura 7.30 – Sezione tipo deviazione fossi.

### 7.2.4 Protezione delle pile

Quando le pile dei viadotti sono in prossimità dell’alveo dei corsi d’acqua attraversati si prevedono delle opere di protezione dallo scalzamento.

Queste sono realizzate mediante l’inserimento di massi di prima categoria a ridosso del plinto di fondazione e della pila prima di eseguire il rinterro con materiale proveniente dagli scavi.

I massi, con peso minimo di 300 kg, garantiscono la protezione e la copertura del piede della fondazione.

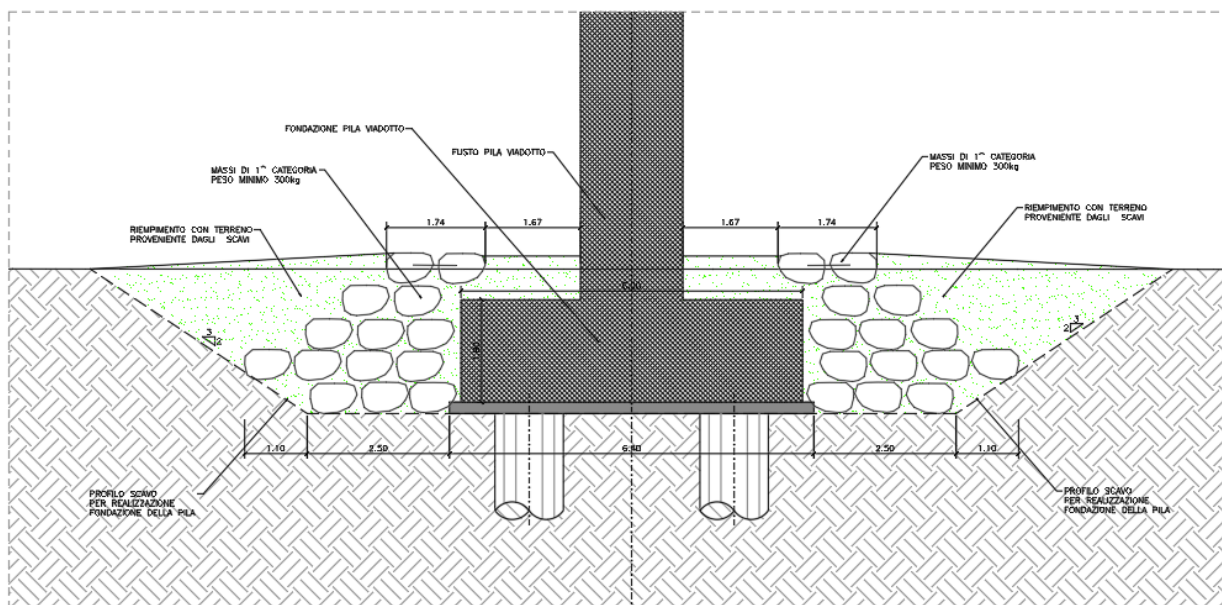


Figura 7.31 – sezione tipo protezione pile.

## 8 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Il presente paragrafo tratta del drenaggio di piattaforma, affrontando i problemi idraulici legati alle opere di raccolta, convogliamento e recapito delle acque meteoriche che insistono direttamente sulla piattaforma stradale e delle acque esterne non canalizzate che possono interessare il corpo stradale.

Gli schemi della rete di drenaggio e di smaltimento sono stati studiati in modo da consentire lo scarico a gravità delle acque verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e dai corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

E' prevista la realizzazione di due sistemi di smaltimento distinti. Il primo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di piattaforma stradale, prevede la raccolta ed il convogliamento dei deflussi, a monte di ogni recapito, ad una vasca per il trattamento delle acque di prima pioggia raccolte. Il sistema di gestione delle acque meteoriche di piattaforma si può quindi definire di tipo chiuso.

Il secondo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di versante, prevede la raccolta ed il convogliamento delle portate direttamente al recapito finale.

In merito al dimensionamento, una volta tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, è opportuno assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto dovrà essere quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali adottati sono stati i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta. Per le acque di versante e per il dimensionamento dei fossi di guardia, come vedremo, si considera invece un tempo di ritorno pari a 50 anni.

### 8.1 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per la valutazione delle massime portate affluenti nelle canalizzazioni e nelle eventuali tubazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio è stata utilizzata la formula derivata dal metodo razionale, considerando tempi di ritorno T=25 anni anche per i fossi di guardia.

$$Q_p = \frac{\Phi_c * b_c + \Phi_s * b_s + \Phi_e * b_e}{3600} * L * i_c \quad [l/s]$$

in cui:

## Relazione idrologica e idraulica

- $Q_p$  è la portata massima di pioggia [l/s];
- $\phi_c = 0.9$ , è il coefficiente di deflusso della piattaforma stradale [adim.];
- $\phi_s = 0.45$ , è il coefficiente di deflusso delle scarpate [adim.];
- $\phi_e = 0.45$ , è il coefficiente di deflusso delle aree esterne [adim.];
- $b_c$  è la larghezza della piattaforma stradale [mq];
- $b_s$  è la larghezza della scarpata stradale [mq];
- $b_e$  è la larghezza della fascia esterna [mq];
- $L$  è la lunghezza del tratto [m];
- $i_c$  è l'intensità della pioggia critica [mm/h] ( $T=25$  anni,  $t_c=10$  minuti per le cunette, canalette e collettori e  $T=50$  anni,  $t_c=30$  minuti per i fossi di guardia).

L'intensità di precipitazione  $i$  per un dato Tempo di Ritorno, che determina la massima portata di piena (intensità critica), è ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica che esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia, in funzione della durata della precipitazione  $t$  ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno  $T$ .

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata diventa, in tal modo, per ciascun tempo di ritorno  $T$ :

$$h'(t) = a \cdot t^n$$

- $t$  = durata della pioggia critica;
- $a$  = coefficiente della curva di possibilità climatica;
- $n$  = esponente della curva di possibilità climatica;

da cui può ricavarsi l'intensità di precipitazione:

$$i = a \cdot t^{n-1}$$

Per la stima delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma stradale si è fatto riferimento alle Curve di Possibilità Pluviometrica valutate con le modalità descritte nei capitoli precedenti, assumendo, per i Tempi di ritorno di 25 e 50 anni, i valori riportati nella seguente tabella:

Tr	a (T)	n
----	-------	---



### Relazione idrologica e idraulica

25	46.9125	0.3131
50	52.662	0.3126

Le intensità di pioggia di progetto relative al progetto degli elementi responsabili dello smaltimento delle acque di piattaforma e delle acque di versante sono di seguito riportate:

t (min)	h (mm)
10	26.77

t (min)	h (mm)
30	42.40

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

Per i collettori di drenaggio della piattaforma stradale si considera un grado di riempimento massimo del 50% per DN≤400 e del 70% per diametri superiori.

## 8.2 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO

La soluzione adottata consiste nella raccolta dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, mediante una canaletta in cls prefabbricata ed il loro scarico in una rete di collettori in PEAD, in grado di convogliare le portate prima ad una vasca di trattamento e successivamente allo scarico finale.

I deflussi meteorici vengono allontanati dalla piattaforma mediante degli imbocchi ad embrice in cls, che recapitano le portate all'interno delle canalette in cls prefabbricate, poste al lato del cordolo. Gli imbocchi ad embrice vengono sistemati lungo il cordolo ad interasse costante pari a 10 m nei tratti in rettilineo e interasse pari a 7 metri nei tratti in curva, dove per via della pendenza trasversale le acque meteoriche sono raccolte su un solo lato.

Relazione idrologica e idraulica

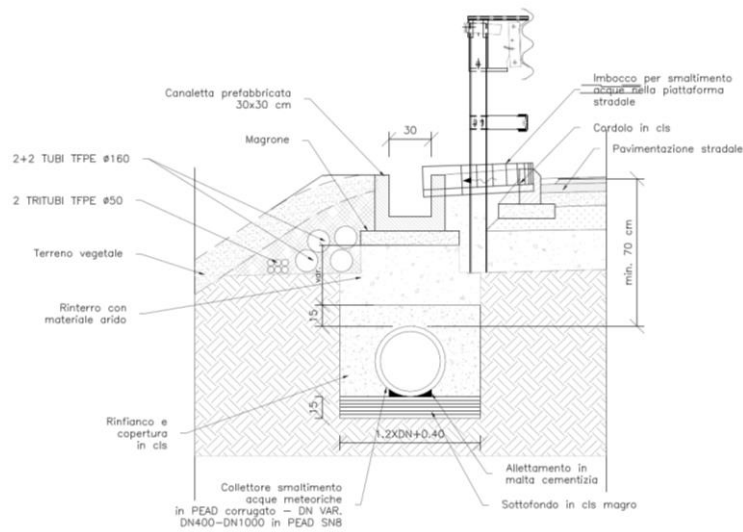


Figura 8.1 – Schema drenaggio rilevato.

La raccolta delle acque avviene mediante canaletta e collettori sottostanti da entrambi i lati della carreggiata in caso di rettilineo e dal lato interno nel caso di tratto in curva.

Le canalette scaricano le acque raccolte all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse massimo pari a 15 m, per mezzo di caditoie in acciaio. Dai pozzetti si diparte la rete di collettori di progetto che recapita le acque alla vasca di trattamento.

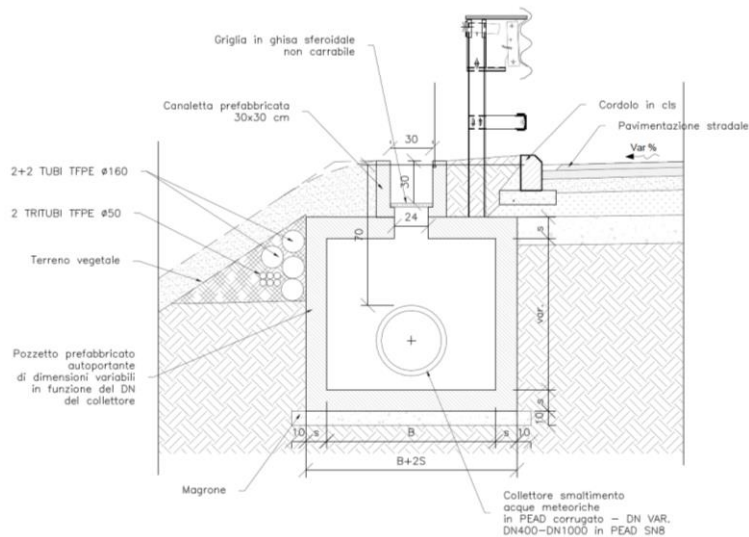


Figura 8.2 – Sezione in corrispondenza del pozzetto.

### 8.3 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN TRINCEA

La soluzione adottata consiste nella raccolta dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, mediante una cunetta triangolare in c.a. ed il loro scarico in una rete di collettori in PEAD, in grado di convogliare le portate alle vasche di trattamento.

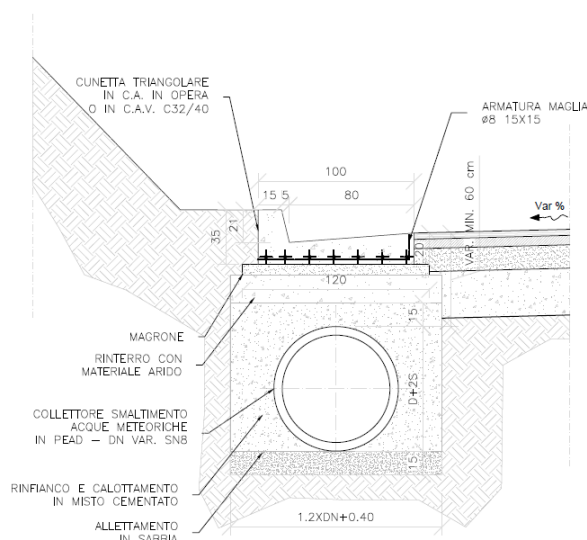


Figura 8.3 – Schema drenaggio in trincea.

La raccolta delle acque avviene pertanto mediante la cunetta triangolare, dopodiché, le acque raccolte vengono scaricate all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse pari a 15 m, per mezzo di caditoie in acciaio.

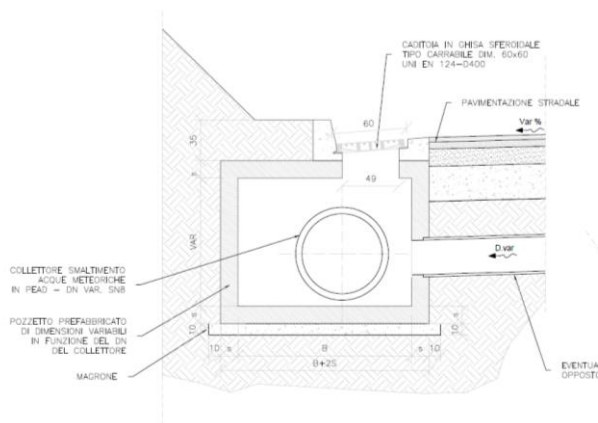


Figura 8.4 – Sezione in corrispondenza del pozzetto.

## 8.4 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO

In corrispondenza di ponti e viadotti sono previste lungo le banchine caditoie stradali, con interasse massimo di 10 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio ed ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione, di diametro minimo  $\Phi$  200 mm, consentirà di dare continuità ai collettori di raccolta delle acque di piattaforma e di addurre i drenaggi ai collettori posti al termine dell'opera.

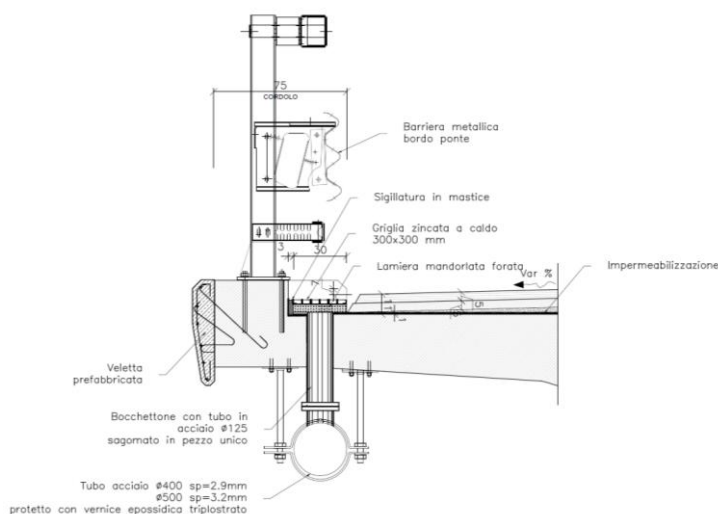


Figura 8.5 – Sezione tipo in viadotto.

## 8.5 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN GALLERIA

La sezione tipo in galleria, pur non essendo soggetta ad afflusso diretto di acque meteoriche, prevede, comunque, una tubazione laterale, per collettare possibili sversamenti accidentali e la frazione di precipitazione che i veicoli provenienti dal tratto all'aperto trascinano con sé.

Nei tratti in galleria il progetto prevede un sistema a margine della sede stradale di raccolta e smaltimento degli sversamenti accidentali provenienti dalla sede. La conformazione del sistema è costituita da pozzetti sifonati a tre camere posti ad interasse di 50 m lungo le condotte di raccolta e convogliamento. Il sistema è stato studiato per permettere lo spegnimento delle eventuali fiamme del liquido in entrata, in modo da evitare il propagarsi dell'incendio anche a settori attigui delle gallerie. La scelta del pozzetto tagliafuoco a tre camere fa sì che le eventuali fiamme restino confinate al pozzetto, impedendo la propagazione lungo la condotta.

La raccolta degli sversamenti è effettuata tramite collettori in PEAD con un diametro di DN 315 con una rigidità anulare pari a SN 8.

Relazione idrologica e idraulica

Le tubazioni sono ispezionabili in corrispondenza dei pozzetti sifonati rompitratta. I liquidi normalmente raccolti sono convogliati verso l'esterno della galleria alle vasche di prima pioggia.

È previsto inoltre un tubo in cls DN400 fessurato posto all'interno dell'arco rovescio delle gallerie per il drenaggio di fondo delle eventuali infiltrazioni attraverso il manto stradale; a fine galleria esse vengono riversate nel ricettore finale.

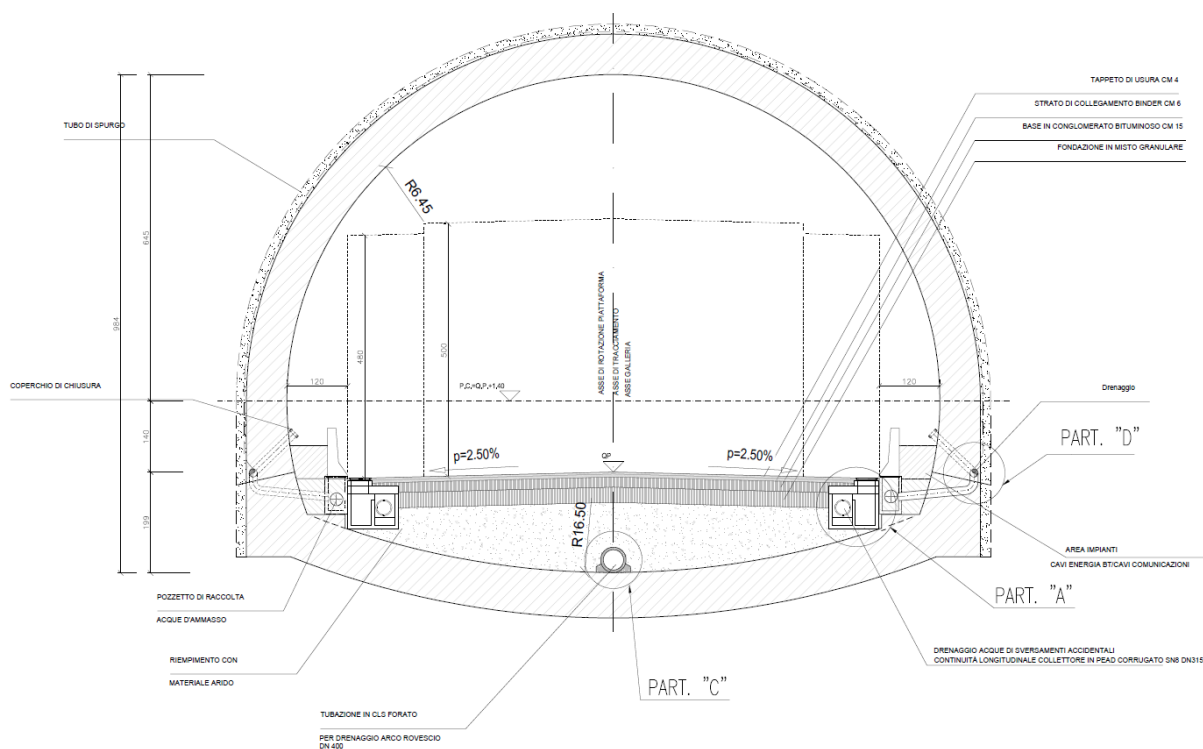


Figura 8.6 - Sezione tipo idraulica di piattaforma in galleria.





Relazione idrologica e idraulica

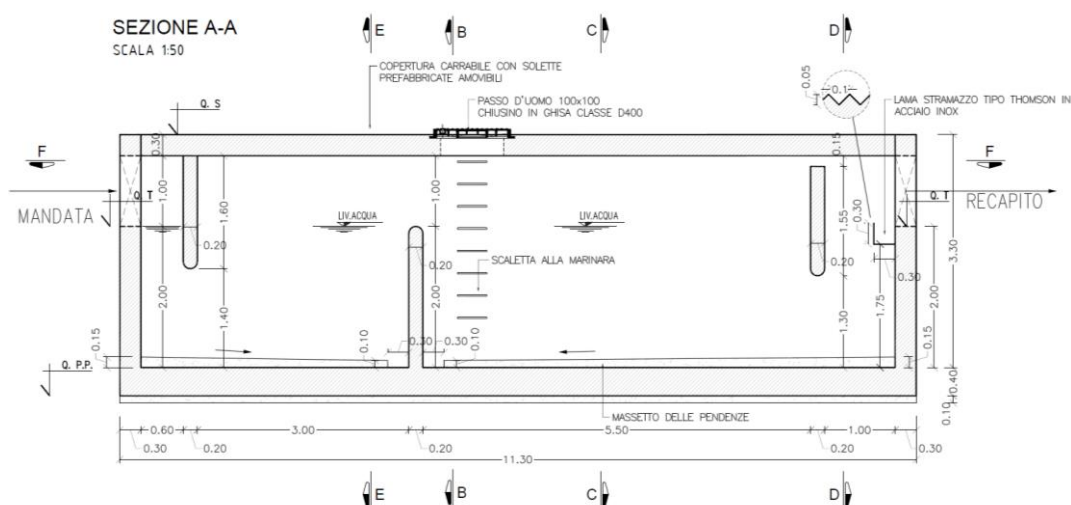


Figura 8.8 – Sezione tipo vasca di prima pioggia.

Tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato stradale, sono ubicati in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza l'impiego di sistemi di pompaggio e di essere di facile accesso e, quindi, di agevole manutenzione.

I criteri a base della progettazione delle vasche si possono riassumere in:

1. limitare al minimo la necessità di manutenzione, consentendo interventi molto diluiti nel tempo;
2. far transitare nella vasca le acque di prima;
3. “catturare” gli eventuali sversamenti;
4. far assumere al flusso in entrata una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
5. mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Il trattamento delle acque di “prima pioggia” è realizzato mediante un impianto alimentato a gravità e a funzionamento “continuo”, ovvero capace di trattare le portate addotte senza l'ausilio di sistemi di pompaggio o di paratoie di intercettazione.

Per limitare gli interventi di manutenzione si è optato per un sistema di estrema semplicità, non elettrificato, e privo di sensori o di valvole automatiche che, se non periodicamente verificate e controllate, possono rendere completamente inefficace la realizzazione di tali sistemi di trattamento. La manutenzione di cui necessita il sistema proposto, è limitato al periodico svuotamento della camera di dissabbiatura e di disoleatura con seguente conferimento dei materiali presso siti autorizzati per il loro smaltimento.

## Relazione idrologica e idraulica

L'impianto sarà costituito da una vasca in cemento armato successivamente attrezzata con le apparecchiature idrauliche (tubi di adduzione e uscita acque, canaletta di sfioro, etc.) idonee a garantire la separazione delle sostanze inquinanti a diverso peso specifico rispetto all'acqua.

Le vasche di prima pioggia saranno composte dalle seguenti apparecchiature principali, complete di raccordi ed accessori necessari al loro corretto funzionamento:

- un pozzetto sfioratore/scolmatore per il controllo della portata derivata;
- una camera di dissabbiatura per la separazione dei materiali pesanti;
- un separatore/disoleatore di tipo statico per la separazione dei liquidi leggeri.

Il pozzetto scolmatore è costituito da una soglia tarata, avente cioè un'altezza calibrata sulla massima portata derivata, tale da limitare l'ingresso al sistema di trattamento della sola portata di prima pioggia.

La camera di dissabbiatura rappresenta il primo trattamento in cui avviene la separazione statica di elementi inquinanti ad alto peso specifico. In questa camera vengono trattenute le sostanze di maggiore densità (come ad es. inerti, gomma, sabbia, ecc.) proteggendo il disoleatore da possibili intasamenti. e consentire la sedimentazione naturale delle particelle più pesanti sul fondo del manufatto. La rimozione del materiale sedimentato sarà effettuata mediante autosurgimento.

A valle del dissabbiatore è previsto un separatore/disoleatore di sostanze "leggere" (oli, benzine, ecc.) di tipo statico, con estrazione manuale periodica dei residui.

Il suo funzionamento è fondato sul principio del galleggiamento delle sostanze a più basso peso specifico rispetto a quello dell'acqua (densità di  $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$ ).

Il manufatto dovrà essere realizzato con impiego di calcestruzzo additivato per essere reso impermeabile e resistente all'aggressione dei liquidi. Le pareti interne dovranno essere trattate con resine antiolio e gli elementi metallici saranno in acciaio INOX AISI 304.

La portata di prima pioggia viene determinata assumendo una lama d'acqua di 5 mm per una durata di 15 min. uniformemente distribuita su tutta la superficie, per la quale si assume un coefficiente di deflusso pari a 1.

Il dimensionamento della camera di disoleatura si basa sulla velocità ascensionale minima dei liquidi leggeri come idrocarburi, olio per lubrificazione, kerosene, ecc. che si intendono separare. Si assume una velocità pari a 15 m/h e pari a  $0,0052 \text{ m/s}$  (valore riferito a densità di  $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$ ).

## Relazione idrologica e idraulica

Al fine di minimizzare l'impatto dell'opera sull'ambiente e di favorirne la sostenibilità si prevede un sistema di accumulo a valle della vasca di prima pioggia.

I due elementi sono collegati da un pozzetto scolmatore, che entra in funzione quando la vasca di accumulo è piena. Dal pozzetto scolmatore la portata in eccesso è direttamente scaricata al reticolo idrografico.

La vasca di accumulo è realizzata in calcestruzzo armato additivato per l'impermeabilizzazione e ha una dimensione interna di 6.00 x 4.00 m per un volume di accumulo di circa 32 mc. La vasca è dotata di un piccolo impianto di sollevamento che consente di utilizzare il volume accumulato per l'irrigazione delle aree a verde previste nei pressi degli impianti di trattamento.

La posizione delle vasche di prima pioggia è stata individuata cercando di ridurre l'impatto sul suolo e l'impronta a terra. Sono state predilette le isole centrali delle rotatorie e le piazzole lungo il ciglio stradale.

### 8.8 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA

Le acque di versante e i deflussi delle zone limitrofe all'infrastruttura in progetto vengono invece raccolti mediante fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. I flussi vengono raccolti e recapitati direttamente al reticolo idrografico superficiale.

Per i fossi di guardia in progetto si preve una geometria di tipo trapezoidale, di base di 50 cm con sponde con pendenza 1/1 e profondità di 50 cm.

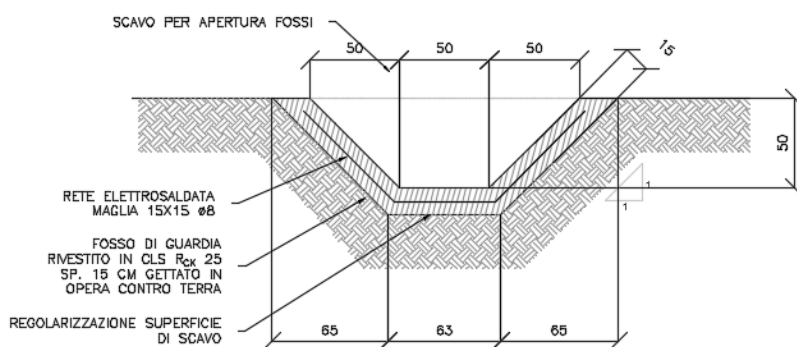


Figura 8.9 - Fossi di guardia.

## 8.9 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

Le condotte a pelo libero sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- $i$  = pendenza del tronco di condotta;
- $R_0$  = raggio idraulico della sezione;
- $A_0$  = area bagnata;
- $c$  = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- $Q$  = portata.

Per ogni elemento è stata determinata la portata corrispondente ad un grado di riempimento pari al 70% per tutte le tubazioni, un grado di riempimento pari al 50% per le condotte con diametro inferiore a DN400, ed è stata confrontata con la portata transitante in ogni tronco.

Per ogni pozzetto o caditoia è stato determinato il contributo di portata, la portata di progetto, ovvero la portata che defluisce nei collettori, è data dalla somma dei singoli contributi.

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

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le canalizzazioni aperte in C.A.;
- $K=83 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le tubazioni in PEAD;
- $K=110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le tubazioni in acciaio.

La portata smaltita dai collettori è stata determinata in funzione dell'area drenata, data dall'interasse tra i pozzetti per la larghezza della corsia pari a 9.75 m nel caso di sezione in curva e pari a 4.75 m per le sezioni in rettilineo.

Le vasche di prima pioggia sono posizionate con un passo medio di circa 1000 metri, quindi poiché il sistema è di tipo chiuso i collettori scaricheranno mediamente ogni 1000 metri.

I collettori adottati hanno dimensioni variabili che vanno da un minimo di DN315 ad un massimo di DN800.

## Relazione idrologica e idraulica

La portata massima che si ha su un tratto di strada con lunghezza di 1000 metri è pari a 0.381 m<sup>3</sup>/s.

Di seguito si riporta la verifica in moto uniforme del collettore DN800, con pendenza minima del 0.2% dove si dimostra che il grado di riempimento è inferiore al 70%.

### Geometria della sezione

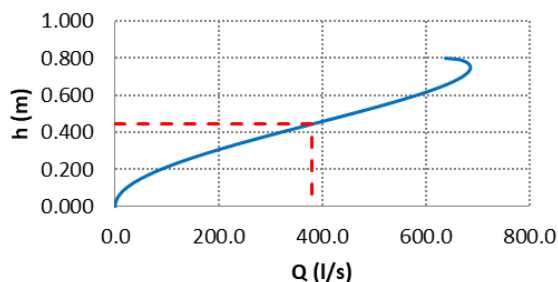
Sezione circolare

R =	0.40 m	raggio
D =	0.800 m	diametro interno
i =	0.002	0.200% pendenza
c =	83 mm <sup>1/3</sup> /s	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

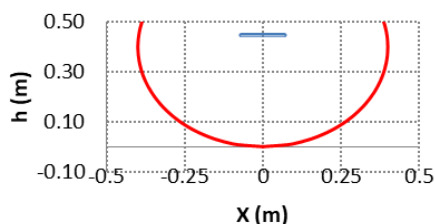
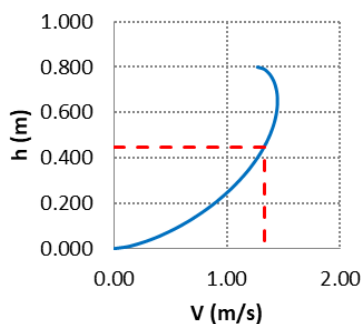
### Verifiche

Q <sub>max</sub> =	686.38 l/s	Portata massima smaltita dal collettore
Q <sub>70%</sub> =	534.23 l/s	
Q <sub>p</sub> =	381.00 l/s	Portata di progetto
V =	1.34 m/s	Velocità massima
GR =	56%	Grado di riempimento
h =	0.45 m	Tirante idrico

Scala dei deflussi



Scala delle velocità



## 8.10 VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE

Le canalette di raccolta delle acque meteoriche a sezione quadrata 30x30 cm sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- $i$  = pendenza del tronco di condotta;
- $R_0$  = raggio idraulico della sezione;
- $A_0$  = area bagnata;
- $c$  = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- $Q$  = portata.

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

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Le canalette sono disposte su entrambi i cigli esterni della carreggiata o su un unico ciglio esterno nel tratto in curva. Le acque meteoriche che precipitano sulla piattaforma stradale sono convogliate nelle canalette mediante delle aperture sulla cordona o con embrici e da qui finiscono nei collettori attraverso delle caditoie con pozzetto.

Il dimensionamento delle canalette viene eseguito considerando la portata massima che viene smaltita dal singolo pozzetto nella condizione più gravosa, in funzione dell'area drenata.



## Relazione idrologica e idraulica

### Geometria della sezione

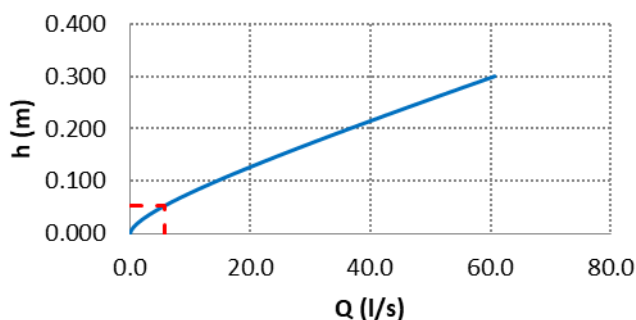
#### Sezione rettangolare

B =	0.30 m	base
H =	0.300 m	altezza
n =	0 °	inclinazione
i =	0.002	0.200% pendenza
c =	70 mm <sup>1/3</sup> /s	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

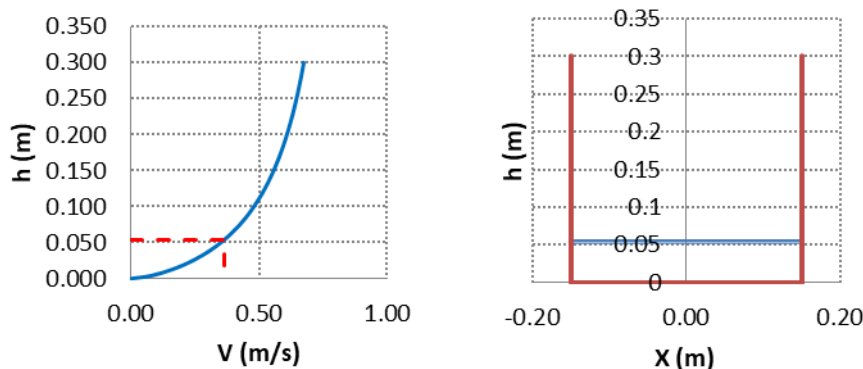
### Verifiche

Q <sub>max</sub> =	60.70 l/s	Portata massima smaltita
Q <sub>P</sub> =	5.70 l/s	Portata di progetto
V =	0.36 m/s	Velocità massima
GR =	18%	Grado di riempimento
h =	0.05 m	Tirante idrico

Scala dei deflussi



Scala delle velocità



## 8.11 CAPACITÀ DI SMALTIMENTO DEGLI EMBRICI

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è alimentato dagli embrici che raccolgono le acque di ruscellamento sulla piattaforma stradale e le convogliano nella canaletta laterale.

## Relazione idrologica e idraulica

La capacità di evacuazione degli embrici può essere stimata ipotizzando un funzionamento a soglia sfiorante di larghezza L e altezza d'acqua h secondo la relazione:

$$Q = c_q(L * h)\sqrt{2gh}$$

dalla quale, ponendo:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  (accelerazione di gravità);
- $c_q = 0.385$  (coefficiente di portata);
- $L = 0.5 \text{ m}$  (larghezza di invito dell'embrice, ridotta del 50% in favore di sicurezza);
- $h = 0.075 \text{ m}$  è stato valutato come il minore tra il valore ricavato con il seguenti metodo:

$$h = h_1 + h_2$$

dove  $h_1 = 0.04 \text{ m}$  pari allo spessore dello strato di usura drenate, infatti la testa degli embrici va impostata sulla sommità dello strato di binder

$$h_2 = 0,025 \quad \text{è il minore tra i seguenti valori}$$

- o assumendo una pendenza trasversale pari al 2,5% ed avendo una larghezza della banchina pari 1,25 la massima altezza dell'acqua sul cordolo è pari a 3.13 cm;
- o altezza della lama d'acqua pari alla metà dell'altezza massima del cordolo come previsto dal DM 05/11/2001 pari a 5,0 cm;

Si ottiene una portata massima di evacuazione pari a:

$c_q =$	<b>0.385</b>	coeff. di efflusso
$g =$	<b>9.81 m/s<sup>2</sup></b>	accelerazione di gravità
$L =$	<b>1 m</b>	larghezza di invito
$f_s =$	<b>0.5</b>	fattore di sicurezza
$h_1 =$	<b>0.03 m</b>	spessore dello strato di usura drenante
$l =$	<b>0.5 m</b>	larghezza banchina
$h_c =$	<b>0.05 m</b>	altezza cordolo
$h_2 =$	<b>0.0125 m</b>	min tra $l * p$ e $h_c/2$
$h =$	<b>0.0425 m</b>	$h = h_1 + h_2$ carico idraulico
<b>Q =</b>	<b>7.47 l/s</b>	portata

L'interesse tra gli embrici viene calcolato verificando che la portata che defluisce dalle aperture è maggiore della portata calcolata per l'area da drenare per un tempo di corrivazione di 5 min.

## Relazione idrologica e idraulica

### Interasse tra embrici rettili

i =	160.62 mm/h	intensità di pioggia per tc=5min
φ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	4.75 m	larghezza carreggiata
I =	<b>15 m</b>	<b>interasse embrici</b>
Q =	2.86 l/s	portata da smaltire

### Interasse tra embrici curva

i =	160.62 mm/h	intensità di pioggia per tc=5min
φ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	9.5 m	larghezza carreggiata
I =	<b>7 m</b>	<b>interasse embrici</b>
Q =	2.67 l/s	portata da smaltire

## 8.12 VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI DEFLUSSO DELLE CADITOIE

Il drenaggio superficiale per lo smaltimento delle acque ricadenti sulla superficie stradale è realizzato, in generale, da canalette collocate al ciglio della carreggiata recapitanti in caditoie collegate tramite collettori al sistema di trattamento delle acque di piattaforma. Le verifiche sono eseguite per un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Le canalette in calcestruzzo sono del tipo rettangolare 30x30 cm che recapitano in caditoie a salto di fondo con griglia orizzontale poste ad interasse pari a 15 m.

Si procede alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo sulla caditoia pari ad  $h = 0,01$  m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$Q = k A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

η è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie piane 100x30 cm si ha:

## Relazione idrologica e idraulica

k =	2.96	coeff. di efflusso
$\eta$ =	0.75	coeff. riduttivo
h =	0.01 m	battente idraulico
b =	1 m	base caditoia
h =	0.3 m	altezza caditoia
a =	30%	percentuale luce libera
A =	0.09 mq	area libera
Q =	19.98 l/s	<b>portata smaltita</b>

Le caditoie sono disposte con interasse di 15 m e risulta:

### Interasse tra caditoie rettilineo

i =	160.61 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5$ min
$\phi$ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	4.75 m	larghezza carreggiata
<b>I =</b>	<b>15 m</b>	<b>interasse caditoie</b>
Q =	2.86 l/s	portata da smaltire

### Interasse tra caditoie curva

i =	160.61 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5$ min
$\phi$ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	9.5 m	larghezza carreggiata
<b>I =</b>	<b>15 m</b>	<b>interasse caditoie</b>
Q =	5.72 l/s	portata da smaltire

Per tutti gli assi in progetto l'interasse di 15 m consente di smaltire la portata di progetto proveniente dalla piattaforma stradale.

## 8.13 VERIFICA DEI TRATTI IN VIADOTTO

Per i tratti in viadotto, analogamente a quanto esposto per la verifica degli interassi degli embrici, si è considerato ammissibile l'allargamento di un metro di piattaforma a margine della carreggiata.

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

Lo scarico dell'acqua di raccolta è affidato a bocchettoni posti ad opportuno interasse tra loro, che convogliano l'acqua in un tubo di dimensioni minime  $\Phi 125$  mm in acciaio, posto sotto l'impalcato stesso dell'opera.

## Relazione idrologica e idraulica

Per la determinazione dell'interasse tra i bocchettoni può essere utilizzata la formula di Gauckler-Strickler, applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = K * A * R^{2/3} i^{1/2}$$

con  $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , pari a Manning  $n = 0.014$

Con pendenza trasversale  $p_t$  variabile, si ha:

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

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

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

Fissando la larghezza massima impegnata dal canale di bordo pari a 1.0 m ed una pendenza trasversale cautelativamente fissata al 2,5%. La pendenza longitudinale del viadotto Pantanella è pari allo 0.24%.

Lungo tutto lo sviluppo del viadotto si prevedono caditoie con interasse pari a 10 m.

La portata di progetto viene calcolata considerando un tempo di corrivazione di 5 min:

### Interasse tra caditoie

$i =$	160.61 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5\text{min}$
$\phi =$	0.9	coeff. Di afflusso
$L =$	9.5 m	larghezza carreggiata
$I =$	<b>10 m</b>	<b>interasse caditoie</b>
$Q =$	3.81 l/s	portata da smaltire

Una volta stabilito l'interasse tra i bocchettoni, occorre verificare che questi siano in grado di smaltire la portata in arrivo. In particolare si possono utilizzare le formule classiche degli stramazzi.

Per la caditoia si considera la relazione precedentemente illustrata:

### Caditoie

$k =$	2.96	coeff. di efflusso
$\eta =$	0.75	coeff. riduttivo
$h =$	0.01 m	battente idraulico
$b =$	0.3 m	base caditoia
$h =$	0.3 m	altezza caditoia
$a =$	50%	percentuale luce libera
$A =$	0.045 mq	area libera
$Q =$	<b>9.99 l/s</b>	<b>portata smaltita</b>

## Relazione idrologica e idraulica

Il dimensionamento del bocchettone può farsi trattandolo come soglia sfiorante a pianta circolare o come luce sotto battente a secondo del carico  $h$  all'imbocco (pari all'altezza tra la base della grata e l'inizio del discendente).

Se il funzionamento è a soglia sfiorante di diametro  $D$ , la portata massima è pari a:

$$Q = C_q * h * \pi * D \sqrt{2gH} \quad \text{con} \quad C_q = 0.35$$

Se il funzionamento è sotto battente la portata massima è pari a:

$$Q = C_q * A * \sqrt{2gH} \quad \text{con} \quad C_q = 0.6 \text{ e } A = \text{area del discendente}$$

Le due relazioni forniscono lo stesso risultato quando:

$$h = \frac{0.6D}{4 * 0.35} = 0.429D$$

### Bocchettone

$h =$	0.1 m	carico idraulico
$D =$	0.125 m	diametro bocchettone
<i>Relazione da considerare:</i>		Soglia sfiorante

### Soglia sfiorante

$C_q =$	0.35	coeff. di efflusso
$h =$	0.1 m	carico idraulico
$D =$	0.125 m	diametro
$Q =$	19.252 l/s	portata effluente

Tale valore risulta essere sempre superiore ai valori di portata drenata dalla piattaforma con gli interassi degli scarichi precedentemente assegnanti.

## 8.14 VERIFICA DEI TRATTI IN GALLERIA

### 8.14.1 Verifica della capacità di deflusso dei collettori

Le condotte a pelo libero sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$



## Relazione idrologica e idraulica

Dove:

- $i$  = pendenza del tronco di condotta;
- $R_0$  = raggio idraulico della sezione;
- $A_0$  = area bagnata;
- $c$  = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- $Q$  = portata.

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

- $K=83 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le tubazioni in PEAD;

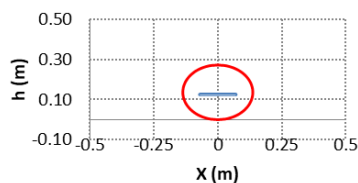
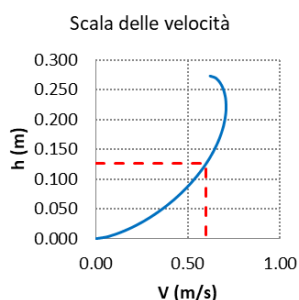
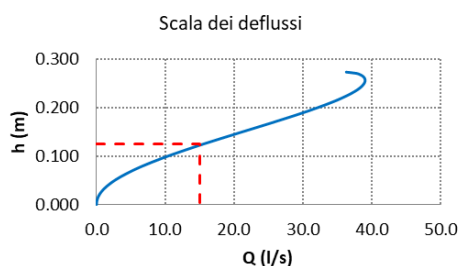
Le condotte sono state verificate determinando la portata massima transitante, considerando un grado di riempimento massimo del 50%, tenuto conto che la condotta ha un diametro inferiore a 400 mm. La portata di progetto considera sia lo sversamento da autocisterna sia l'attivazione del sistema antincendio. Considerando che il sistema degli idranti è dimensionato per una portata massima di circa 13 l/s si considera una portata defluente di 15 l/s.

### Geometria della sezione

Sezione circolare	PEAD	
$R =$	0.14 m	raggio
$D =$	0.273 m	diametro interno
$i =$	0.002	0.200% pendenza
$c =$	83 $\text{mm}^{1/3}/\text{s}$	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

### Verifiche

$Q_{\max} =$	39.03 l/s	Portata massima smaltita dal collettore
$Q_{50\%} =$	18.14 l/s	
$Q_p =$	15.00 l/s	Portata di progetto
$V =$	0.60 m/s	Velocità massima
$GR =$	46%	Grado di riempimento
$h =$	0.13 m	Tirante idrico



La portata massima che può essere smaltita dal sistema sopra descritto è pari a 18.14 l/s nelle condizioni più sfavorevoli. I valori limite della velocità riportati nella Circ. Min. LL.PP del 7 gennaio 1974 n. 11633 (per acque nere  $v_{min} = 0.5$  m/s e  $v_{max} = 4$  m/s) vengono rispettati.

#### 8.14.2 Verifica della capacità di deflusso delle caditoie

Il drenaggio superficiale per lo smaltimento delle acque ricadenti sulla superficie stradale è realizzato con pozzetti dotati di caditoie.

Le caditoie pur non essendo investite da flusso diretto, sono dimensionate tenendo conto dei liquidi di sversamenti accidentali e dell'attivazione del sistema antincendio.

Si procede alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo sulla caditoia pari ad  $h = 0,01$  m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$Q = k A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

## Relazione idrologica e idraulica

$\eta$  è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie piane 400x400 mm si ha:

k =	2.96	coeff. di efflusso
$\eta$ =	0.75	coeff. riduttivo
h =	0.01 m	battente idraulico
b =	0.40 m	base caditoia
h =	0.40 m	altezza caditoia
a =	30%	percentuale luce libera
A =	0.048 mq	area libera
Q =	10.66 l/s	<b>portata smaltita</b>

Le caditoie sono disposte con interasse di 50 m e considerando che, i deflussi relativi agli sversamenti accidentali e quelli relativi al sistema antincendio di 15 l/s vengono smaltiti da almeno due caditoie, risultano correttamente dimensionate.

## 9 ALLEGATI MODELLO DI CALCOLO

### 9.1 MODELLI STATO ATTUALE

## **9.2 MODELLI STATO DI PROGETTO**