



REGIONE CAMPANIA



COMUNE DI COLLE SANNITA

PROVINCIA DI BENEVENTO



OGGETTO: REALIZZAZIONE IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA, AI SENSI DEL D.LGS N. 387 DEL 2003, COMPOSTO DA N° 2 AEROGENERATORI, PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 6 MW, SITO NEL COMUNE DI COLLE SANNITA (BN), IN LOCALITA' "MONTE FREDDO".

ELABORATO	DESCRIZIONE	SCALA DI RAPP.
Elab-21A	VERIFICA IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO N°1	
data: 09/2017		Revisione n° 00

Progettazione:
Ing. Giovanni Della Valle

REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Ing. Giovanni Della Valle	Ing. Giovanni Della Valle	Ing. Giovanni Della Valle



1 PREMESSA

Il presente Studio Idraulico e di compatibilità idrogeologica è stato commissionato allo scrivente dalla COGEIN ENERGY s.r.l., con sede amministrativa in via Diocleziano, 107 – 80125 Napoli, al fine di approfondire l'interferenze tra le opere previste nell'ambito della progettazione di un impianto di produzione di energia elettrica a fonte eolica da 6 MW con i corsi demaniali per i quali risulta necessario effettuare apposita richiesta di concessione ai sensi de R.D. 25/07/1904 n.523 – R.D. 11/12/1993 n.1775, R.D. 1285/1920 D.L.vo 96/99.

Fanno parte integrante della relazione gli elaborati grafici di seguito elencati:

- Tav. 6 Attraversamenti Demanio idrico scala 1:5.000;
- Tav. 6.1 Attraversamento Demanio idrico N°01 (Stato di fatto e di progetto);

La relazione ha lo scopo di chiarire l'interferenze che le opere di progetto, in particolare il tracciato stradale ed il cavidotto a servizio degli impianti, ha con le opere demaniali al fine di consentire l'istruttoria per il rilascio della concessione all'utilizzo delle suddette aree e la determinazione dei canoni annuali.

Nello specifico per l'attraversamento N. 1 è stato necessario effettuare un apposito studio idraulico per il calcolo delle portate di piene con tempo di ritorno di 100 anni e relativa verifica della sezione di attraversamento del tombino in prossimità della sezione in cui il torrente dei Torti interseca la viabilità esistente, secondo quanto prescritto per gli attraversamenti e rilevati interferenti con la rete idrografica al punto 2 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B e secondo quanto riportato per gli attraversamenti esistenti nel Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici reso dalla Quarta Sezione nella seduta del 18/04/2012 N.15 del protocollo (Prot. 2012 0537961 del 12/07/2017 della Giunta Regionale della Campania – Area Generale di Coordinamento Lavori Pubblici , Opere Pubbliche , Attuazione Espropri).

Preliminarmente a tale studio sono state verificate e sintetizzate le analisi condotte nell'ambito della redazione della relazione illustrativa del progetto, con particolare riferimento alla stima ed alla valutazione degli impatti sulle componenti ambientali perturbate dal progetto nelle sue diverse fasi. Nell'ambito delle attività propedeutiche alla redazione del presente Studio dell'interferenza del cavidotto di progetto con il Torrente Torti di proprietà demaniale è emerso che il territorio

The map shows the Campania region with its municipalities. A red circle highlights the area around Colli Sanniti, which is located in the northern part of the region, near the border with the Molise region. The map includes labels for many towns, such as Caserta, Benevento, Avellino, and others.

2 DESCRIZIONE GENERALE DEL PROGETTO

2

2.1 UBICAZIONE INTERVENTI

Il sito si trova nel Comune di Colle Sannita, Provincia di Benevento, ad una quota media tra i 765 - 880 m s.l.m., a nord rispetto al centro abitato. L'area può essere identificata con le località "la Montagna", "Fratta del Sorbo", "Riatto" e "S. Angelo della Radiginosa". Si riporta di seguito uno stralcio cartografico dell'area di interesse.

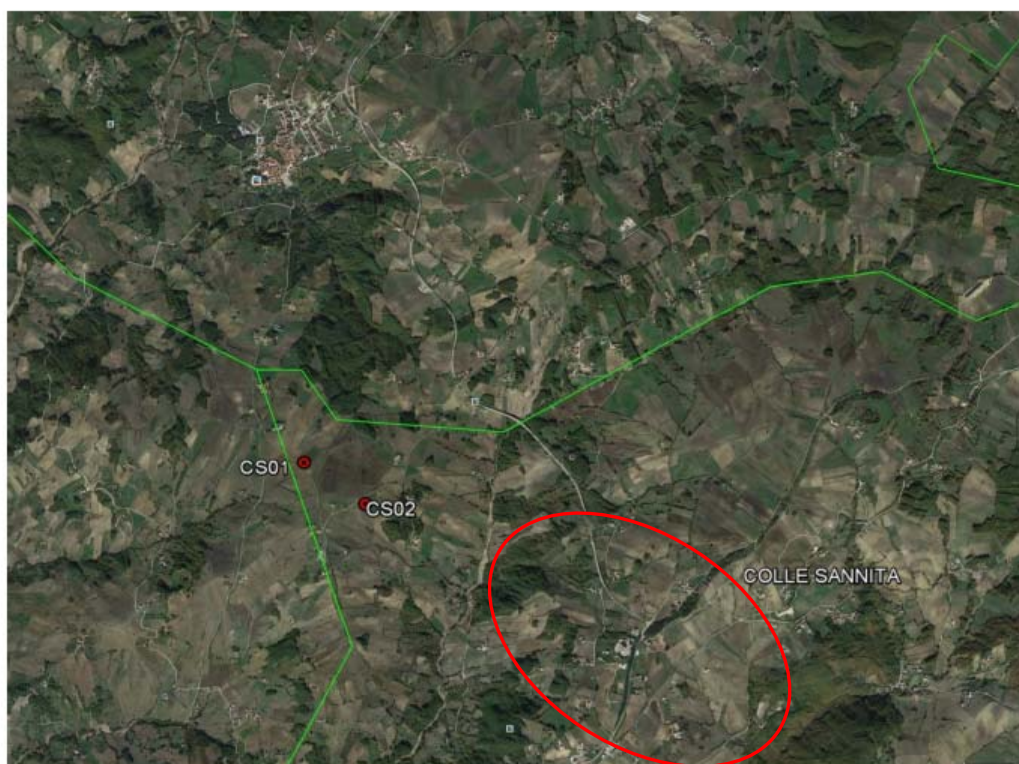


Figura 2 - Ubicazione siti di interesse.

L'area del sito è individuabile sulla Carta Topografica Programmatica Regionale – Regione Campania in scala 1:25.000 dall'unione di:

- Tavola N° 04 – Cusano Mutri (Quadrante 162-III);
- Tavola N° 05 – Colle Sannita (Quadrante 162-II);
- Tavola N° 10 – Cerreto Sannita (Quadrante 173-IV);
- Tavola N° 11 – Pietrelcina (Quadrante 173-I)



Figura 3 - Ubicazione dell'area di interesse.

Le principali arterie viarie presenti sull'area, che consentono di raggiungere dal centro abitato di Colle Sannita le diverse località coinvolte dal parco eolico in progetto, sono rappresentate prevalentemente da strade comunali. A più ampia scala, invece, il territorio risulta interessato dalla presenza delle seguenti strade di importanza regionale:

- Strada Statale SS87 che da Benevento conduce a Sassinoro;
- Strada Provinciale SS 212 Fortorina.

Il territorio in esame appare caratterizzato dalla presenza della stretta valle del F. Tammaro e dalle aste torrentizie minori del suo bacino idrografico (T. Tammarecchia), quest'ultimo da intendere come uno dei sottobacini appartenenti al grande bacino idrografico del Fiume Calore, affluente a sua volta del F. Volturno.

2.2 INQUADRAMENTO FISICO

Il territorio in esame rientra nella Regione Campania in quella porzione settentrionale della Provincia di Benevento confinante a nord con il Molise e ad est con la Puglia.

Tutto il territorio della Provincia di Benevento è dichiarato area sismogenetica (sorgente dei terremoti) dal momento che le zone epicentrali in molti casi hanno interessato direttamente la città capoluogo ed altri comuni (Apice, Buonalbergo, Ginestra degli Schiavoni, Molinara e Paduli). La provincia di Benevento è caratterizzata da un clima di tipo continentale – piuttosto freddo in inverno e caldo/arido in estate - con tendenza, per una ristretta zona occidentale, al temperato caldo. Ciò che maggiormente colpisce di questo territorio è la grande variabilità esistente fra un luogo e l'altro nella distribuzione delle precipitazioni.

I terreni affioranti nel territorio di Colle Sannita, escludendo quelli più recenti (quaternari) di natura detritico-alluvionale posti prevalentemente in corrispondenza degli alvei torrentizi, risultano con buona probabilità appartenere nel complesso all' Unità del Sannio.

2.3 GEOMORFOLOGIA ED IDROGRAFIA

La porzione di territorio comunale di Colle Sannita interessata dal progetto in esame appare caratterizzata da una morfologia prevalentemente collinare con rilievi non molto elevati, non superando se non di rado gli 800 m (M. Capozzi, i C.le dell'Impiso, T.po delle Legna, ecc.), ma delimitati talora da strette incisioni, in cui trovano posto aste torrentizie più o meno ben sviluppate. La natura in gran parte argilloso-pelitico-marnosa ed arenaceo-argillosa dei terreni del substrato roccioso di base determina un elevato deflusso superficiale delle acque meteoriche durante gli eventi piovosi di media ed elevata intensità, per cui il territorio appare caratterizzato dalla presenza di uno sviluppato sistema di aste di drenaggio a carattere prevalentemente torrentizio. I rilievi collinari appaiono caratterizzati in gran parte (cfr. carta clivometrica in allegato) da versanti a media pendenza (10°-20°), anche se in taluni punti, là dove presenti per esempio in affioramento, o molto prossime alla superficie, litologie (calcaree, calcareo-marnose e arenacee) meno erodibili o in prossimità delle incisioni torrentizie, le pendenze possono essere più acclivi (pendenze comprese tra 20° e 40°). Le aste torrentizie principali (Torrente i Torti, Fosso Marchimuccio, ecc.) e quelle minori in esse confluenti, presenti numerose sull'intera area, appartengono al sottobacino idrografico del T. Tammarecchia, quest'ultimo da intendere come uno dei sottobacini appartenenti

al grande bacino idrografico del Fiume Calore, affluente a sua volta del F. Volturno. Per tale motivo l'intera porzione di territorio in esame ricade sotto la competenza dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e del Volturno, e quindi interessato dal relativo Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico. Dal punto di vista altimetrico la porzione di territorio in esame comprende le quote di 774 m e 776 m dei siti dell'aerogeneratori CS01 e CS02, entrambi posti in località "Monte Freddo", e la quota 640 del punto altimetricamente più depresso in cui il cavidotto attraversa la località "Mattioni", per poi risalire verso l'abitato di Colle Sannita, ove raggiunge nel suo tratto terminale (tratto prossimo alla stazione utente) quote superiori ai 740 m. Scendendo nel particolare, i due siti ove sono previsti gli aerogeneratori in progetto (CS01 e CS02) risultano collocati (cfr. carta geomorfologica in allegato) lungo una zona di crinale collinare, molto prossimi alla sommità del rilievo di Monte Freddo. Per tale motivo essi si presentano caratterizzati da pendenze piuttosto basse, non superiori mediamente ai 10°, e non risultano interessati da movimenti franosi in atto o quiescenti (cfr. carta Inventario dei Fenomeni Franosi in allegato). Inoltre, nell'ambito della cartografia allegata al già citato Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno, i due siti non risultano compresi tra le aree a Rischio di frana e, non essendo attraversati o vicini a corsi d'acqua o aste torrentizie, ma posizionati lungo un'area crinalica, tra le aree a Rischio Idraulico. Ovviamente, in ogni caso, la stabilità dei singoli siti coinvolti dal progetto andrà analizzata in maniera più approfondita in una fase successiva, soprattutto mediante la realizzazione di opportune verifiche e indagini in situ. In riferimento alla rete di cavidotti, che si sviluppa dai siti dei due aerogeneratori in progetto fino alla stazione utente, quest'ultima ubicata lungo via Reinello in prossimità dell'abitato di Colle Sannita, essa attraversa aree a litologie diverse ed a vario grado di Rischio di frana, anche se nel complesso risultano solo aree di attenzione o di possibile ampliamento dei fenomeni franosi. Occorre però sottolineare, a tale proposito, come la suddetta rete di cavidotti lungo l'intero suo sviluppo passi lungo il margine di strade già esistenti e che, quindi, essa non costituisce in ciascun tratto attraversato un elemento aggiuntivo di instabilità per la zona interessata. In ogni caso sarà opportuno valutare un eventuale modificazione locale del percorso del cavidotto, qualora in una fase successiva di approfondimento delle conoscenze, attraverso l'esecuzione di adeguate indagini geognostiche in situ, si ritenga non stabile un determinato tratto stradale ove far passare il cavidotto. Infine, l'area su cui è prevista la stazione utente si presenta, alla stregua dei siti dei due aerogeneratori, posta in corrispondenza di una zona di crinale collinare, con pendenze non superiori mediamente ai 10°, e non interessata da movimenti franosi in atto o quiescenti. Essa nell'ambito della già citata cartografia allegata al PAI non risulta compresa tra le aree a Rischio di frana e, non essendo attraversata o vicina a corsi d'acqua o aste torrentizie, tra le aree a Rischio Idraulico.

2.4 IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico, non sono presenti sul territorio grosse idrostrutture carbonatiche e la circolazione idrica sotterranea nell'intera area risulta influenzata in gran parte solo dalla presenza e dai rapporti reciproci tra i termini carbonatici ed arenacei e quelli argilloso-marnoso-pelitici delle diverse unità e formazioni geologiche presenti (Flysch Rosso, Flysch Numidico, Formazione Paola Doce, Formazione di Corleto Perticara, ecc.). In tale contesto, infatti, i litotipi prevalentemente argilloso-marnosi e pelitici fungono da “impermeabile relativo” per piccoli corpi idrici impostatisi in taluni orizzonti carbonatici e/o arenacei, spesso intraformazionali. Nel complesso, comunque, tale circolazione appare piuttosto limitata e può dar vita solo a piccole insorgenze con portate spesso solo stagionali e talora poste a quote diverse per il loro carattere di falde sospese.

Dal punto di vista della permeabilità è possibile in generale distinguere nel territorio in esame tre diversi complessi idrogeologici:

- un complesso detritico costituito da depositi di versante (detriti eterogenei in matrice ora sabbioso-limosa ora argilloso-limosa), da depositi limosoargillosi e sabbioso-ghiaiosi di origine eluvio-colluviale e da depositi caotici legati a corpi di frana inattivi o quiescenti, complesso caratterizzato da una permeabilità per porosità da bassa a media in relazione alle caratteristiche granulometriche di ciascun orizzonte litologico.
- un complesso arenaceo-argilloso-calcareo costituito da formazioni litoidi a prevalente componente arenaceo-argillosa con possibili intercalazioni, litofacies e/o membri calcarei e calcareo-argillosi, complesso caratterizzato da una permeabilità per fratturazione da trascurabile a media in relazione al grado di fratturazione e tettonizzazione di ciascuna formazione litologica ed alla sua componente argilloso-pelitica.
- un complesso argilloso-calcareo-pelitico costituito da formazioni litoidi a prevalente componente argilloso-pelitica con possibili intercalazioni, litofacies e/o membri calcarei, arenaceo-calcarei e calcareo-argillosi, complesso caratterizzato da una permeabilità per fratturazione da trascurabile a media in relazione al grado di fratturazione e tettonizzazione di ciascuna formazione litologica ed alla sua componente argilloso-pelitica.

Come riportato nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico elaborato dall'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno, relativamente agli scenari di rischio del Comune di Colle Sannita, il territorio comunale presenta diverse aree sottoposte a vincolo per scopi idrogeologici.

Premesso che il sistema idrografico sia superficiale che sotterraneo presente non è strettamente connesso con la opera in oggetto in quanto dalle analisi effettuate risulta che la falda idrica è posta molto al di sotto del piano di campagna, l'impatto che un impianto eolico in esercizio provoca sul regime idrografico delle acque:

- superficiali è **sostanzialmente nullo** poiché le variazioni del coefficiente di deflusso, indotte dal cambiamento delle superfici di ruscellamento sono minime se confrontate con il deflusso delle acque su scala di bacino;
- sotterranee è **praticamente nullo**, poiché tale impianto non rilascia alcun effluente liquido che possa generare fenomeni di inquinamento indotto.

2.5 STUDIO IDROLOGICO

Lo studio idrologico, di cui l'analisi idrologica ne costituisce la parte preliminare, è stato condotto in analogia a quanto redatto dalla competente Autorità di Bacino Liri-Garigliano-Volturno, cioè in conformità a quanto previsto dal progetto Valutazione Piene (VaPi) del Gruppo Nazionali di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) e deve in ogni caso tener conto dei dati raccolti dagli Uffici periferici dell'ex Servizio Mareografico e Idrografico Nazionale e da eventuali elaborazioni dei dati prodotti dagli stessi Uffici.

L'obiettivo principale dei successivi paragrafi, quindi, è di valutare le portate al colmo di piena Q_T che defluiranno nel reticolo idrografico, in seguito ad eventi meteorici caratterizzati da un determinato periodo di ritorno T .

In modo più specifico, è possibile affermare che il valore di Q_T è stimabile attraverso la relazione:

$$Q_T = \xi_Q * K_T$$

dove:

- ξ_Q e' un parametro centrale della distribuzione di probabilità della variabile idrologica Q_T (ad esempio: la media, la mediana, il valore modale, etc.);
- K_T e' un coefficiente amplificativo, denominato coefficiente di crescita col periodo di ritorno T , espresso dalla relazione:

$$K_T = K_T(T)$$

che dipende, per una data regione omogenea rispetto alle portate al colmo di piena, solo dal particolare modello probabilistico adottato e dallo specifico parametro ξ_Q preso a riferimento.

Una stima sufficientemente attendibile del parametro ξ_Q può essere effettuata, a causa della sua scarsa variabilità campionaria, già in base a pochi dati; viceversa, l'affidabilità della stima dei parametri contenuti nell'espressione di K_T e, quindi, l'attendibilità della stima di K_T , risulta fortemente influenzata dal ridotto numero di dati generalmente a disposizione.

Di conseguenza, la valutazione del parametro ξ_Q va effettuata tenendo conto, soprattutto, delle peculiarità proprie dello specifico bacino preso in esame e quindi di dati misurati (*Analisi Regionale di III° Livello*) mentre la valutazione di K_T può essere effettuata solo in base ad un'analisi regionale, condotta su due distinti livelli (*Analisi Regionale di I° e II° Livello*), cioè su stime.

Per il calcolo di K_T si è fatto riferimento alla metodologia utilizzata su scala nazionale dal progetto VAPI del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI), dove è stato adottato un modello probabilistico a doppia componente (T.C.E.V.) che interpreta gli eventi

massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte di eventi (eventi massimi ordinari ed eventi massimi straordinari).

Per il valore di ξ_Q , a causa della completa mancanza di dati di portata e per la molteplicità dei parametri da introdurre in eventuali legami di regressione con le caratteristiche climatiche e fisiografiche dei bacini, è risultato praticamente impossibile procedere alla succitata Analisi Regionale di III° Livello; quindi, il parametro ξ_Q è stato posto in funzione di altri parametri secondo la seguente:

$$\xi_Q = \xi_Q [(\text{Par. Climatici : } ht, t, \lambda t); (\text{Par. Fisiografici : } \Pi, A)];$$

utilizzando una metodologia di calcolo tecnico basata sull'accoppiamento di un adeguato modello di trasformazione afflussi/deflussi con un processo di massimizzazione (approccio variazionale). Pertanto, nei successivi paragrafi, con specifico riferimento al parametro ξ_Q è stata, in primis, descritta la metodologia utilizzata per la valutazione del parametro centrale della distribuzione di probabilità ricavata a partire da dati pluviometrici e fisiografici caratteristici dei bacini presi in esami, cioè non avendo dati misurati di portata, sono stati utilizzati dati di altezze di pioggia ht misurati in funzione del tempo; poi sono state descritte le tecniche di valutazione dei diversi componenti del modello di trasformazione afflussi/deflussi di progetto, cioè è stato scelto un metodo capace di trasformare gli afflussi ht negli afflussi ξ_Q , in modo da determinare i massimi valori di Q_T .

2.5.1 SCELTA DEL MODELLO PROBABILISTICO.

2.5.1.1 Generalità

La stima dei massimi istantanei di una variabile aleatoria (altezza di pioggia, intensità di pioggia, portata di piena, etc.) corrispondenti ad assegnati valori del periodo di ritorno T può essere effettuata attraverso una metodologia di tipo probabilistico con diversi tipi di approcci. Tra questi, sono spesso utilizzati il modello di Gumbel e il modello T.C.E.V.

Il modello T.C.E.V. (Two Components Extreme Value) risulta maggiormente rispondente alle esigenze di un'attenta valutazione delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena che possono defluire nei tronchi di un corso d'acqua.

Di fatto, il modello T.C.E.V. costituisce una generalizzazione del modello di Gumbel. Esso risulta, infatti, costituito dal prodotto di due leggi di Gumbel, la prima delle quali destinata ad interpretare e descrivere, in chiave probabilistica, i massimi valori ordinari e, la seconda, quelli straordinari

(aventi, secondo il classico modello di Gumbel., una probabilità di superamento inferiore del 5% e, quindi, tali da potersi ritenere eccezionali).

Occorre, a questo punto, individuare il tipo di distribuzione probabilistica che meglio interpreti la grandezza idrologica e procedere alla determinazione dei suoi parametri, come descritto nei successivi paragrafi.

2.5.1.2 Cenni teorici al modello probabilistico a doppia componente T.C.E.V.

Recentemente è stato sviluppato un modello che si basa sull'ipotesi di doppia componente dei valori estremi T.C.E.V. (Two Components Extreme Value) che è stato testato su quasi tutto il territorio nazionale, per il quale sono stati anche indicati i valori dei parametri della distribuzione.

L'adozione della distribuzione T.C.E.V. è fondata sull'ipotesi che agiscano due meccanismi differenti che generano eventi pluviometrici tra loro indipendenti:

- i primi, definiti appartenenti alla componente ordinaria o di base, risultano più frequenti ma con valori delle altezze di pioggia mediamente meno elevati.
- i secondi, appartenenti alla componente straordinaria, risultano meno frequenti ma con valori delle altezze di pioggia mediamente più elevati.

Senza entrare nel merito degli sviluppi procedurali che conducono alla distribuzione di probabilità del modello T.C.E.V. , si riportano nel seguito gli aspetti applicativi da seguire per determinare la legge di crescita.

Indicati con:

kt = ht/μt la variabile standardizzata, definita come rapporto tra il massimo annuale dell'altezza di pioggia **ht**, di durata **t**, e il suo valore medio **μt**;

T il periodo di ritorno espresso in anni;

KT il valore assunto dalla variabile standardizzata **kt** per assegnato periodo di ritorno **T**, indicato come fattore di crescita;

la funzione di distribuzione di probabilità cumulata $F\{KT\}$ del modello T.C.E.V. risulta:

$$T = \frac{1}{1 - F\{K_T\}} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 \cdot e^{-\eta K_T} - \Lambda_* \cdot \Lambda_1^{1/\vartheta^*} \cdot e^{-\eta K_T / \vartheta^*})} \quad \text{Eq. 3-1}$$

in cui Λ_1 , η , $\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\vartheta^*}}$ e $\vartheta^* = \vartheta_2 / \vartheta_1$ sono i parametri della distribuzione aventi il seguente significato fisico:

Λ_1 e Λ_2	rappresentano il numero medio annuo di eventi pluviometrici indipendenti appartenenti, rispettivamente, alla componente base ed alla componente straordinaria;
ϑ_1 e ϑ_2	rappresentano il valore medio dell'altezza di pioggia di durata t , rispettivamente, per la componente base e per la componente straordinaria;
η	dipende dai parametri precedentemente indicati.

In tale ottica, i parametri $\Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\vartheta_*}}$ e $\vartheta_* = \vartheta_2/\vartheta_1$, sono parametri adimensionali dipendenti solo dai coefficienti di asimmetria e, pertanto, stimabili solo sulla base di indagini regionali ad amplissima scala (*Analisi Regionale di I° livello*).

2.5.1.3 Curva di probabilità pluviometrica valida per l'intera Regione Campania.

Per la valutazione dei parametri Λ^* e ϑ^* , il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VAPI* (Valutazione delle Piene in Campania) considera tre livelli individuando:

- al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri Λ^* e ϑ^* ;
- al secondo livello, zone omogenee anche rispetto al parametro Λ_1 ;
- al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza della media μ_t da alcuni fattori locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti, ecc.).

I parametri ottenuti per l'intera Regione Campania sono riportati nella tabella seguente:

ϑ_*	Λ_*	Λ_1	η
2,136	0,224	41	4,688

TAB. 1. Parametri del modello T.C.E.V. per l'intera Regione Campania

Nella tabella seguente si riportano i corrispondenti valori del fattore di crescita K_T , ottenuti numericamente dalla *Eq. 3-1*, in funzione del periodo di ritorno T , per i valori dei parametri sopra riportati:

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T	0,93	1,22	1,43	1,65	1,73	1,90	1,98	2,26	2,55	2,95	3,26

TAB. 2. Valori del fattore K_T per la Regione Campania

Nel caso specifico, come già detto, la variabile aleatoria presa in esame è il massimo annuale dell'altezza di pioggia h_t che, messa in funzione anche del suddetto periodo di ritorno T , è esprimibile attraverso la:

$$h(t, T) = h(t, T) (t, T)$$

nota come curva di probabilità pluviometrica per assegnato periodo di ritorno T .

La stessa assume l'espressione:

$$h(t, T) = \zeta h_t * K_T$$

dove:

- ζh_t e' il parametro centrale della distribuzione di probabilità del massimo annuale della altezza di pioggia in assegnata durata assunto, come detto, pari alla media μ_t .
- K_T e' il coefficiente di crescita col periodo di ritorno T , di cui in precedenza.

Pertanto, noti i valori dei parametri di **tabella 1** e il fattore di crescita K_T da **tabella 2**, risulta univocamente determinato il valore della massima altezza di pioggia di assegnata durata t e periodo di ritorno T , esprimibile funzionalmente dalla relazione $h(t, T) = \mu_t \cdot K_T$ che dipenderà, quindi, dalla conoscenza del valore medio delle massime altezze di pioggia μ_t .

Per quanto riguarda la forma del legame di regressione si è fatto riferimento alla seguente espressione tri-parametrica, adottata per la Campania:

$$\mu_{it} = \frac{I_0}{(1 + B \cdot d)^{C + D \cdot z}}$$

dove:

- d = durata evento meteorico (ore)
- I_0 = medio del massimo annuale riferita alla sottozona omogenea considerata (mm/h)
- z = quota media del bacino (m), ricavata mediante la costruzione della curva ipsografica
- B, C, D = parametri di regressione lineare

La grandezza geografica che, nell'ambito delle varie sottozone omogenee in cui è stata suddivisa la Campania, ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni medie è la quota z sul mare (in metri) della stazione di rilevamento; infatti l'esponente β risulta variabile con la quota secondo la seguente espressione lineare:

$$\beta = C + D * z$$

L'area oggetto d'intervento rientra nella sottozona della Campania "A3" come si evince anche dalla figura successiva:

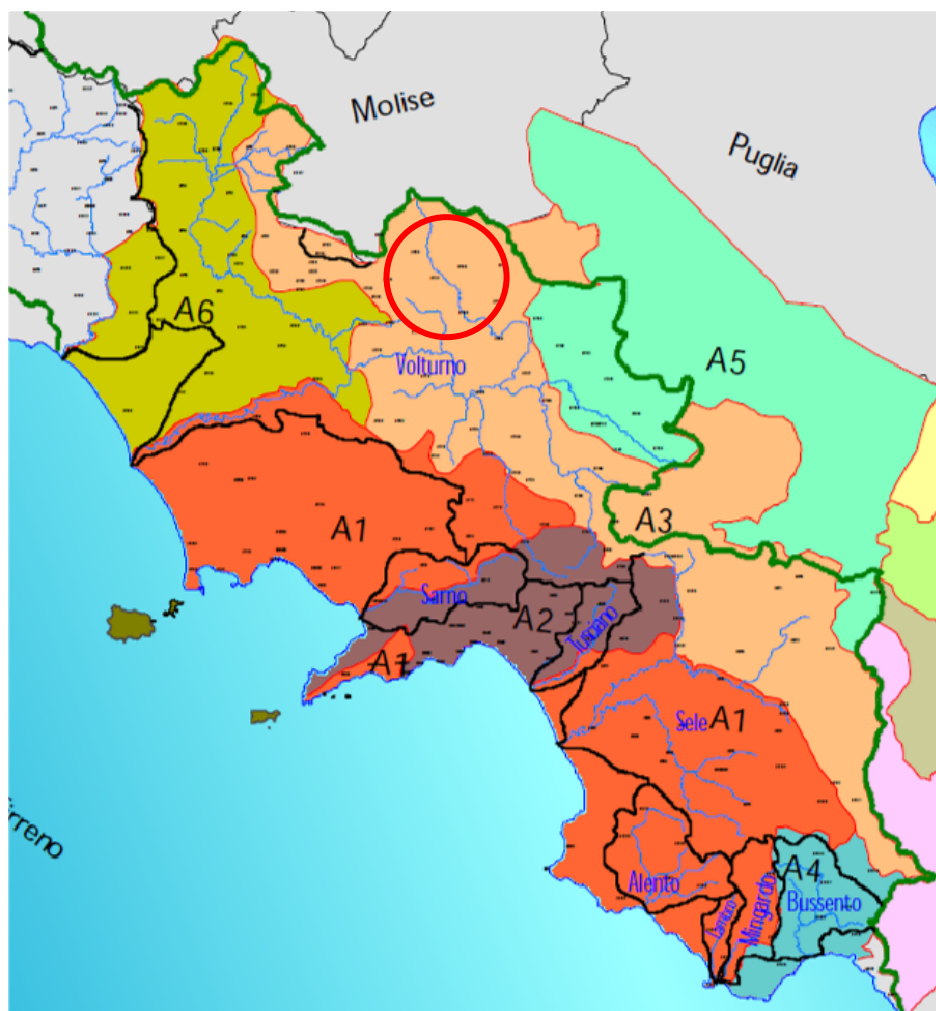


Figura 4: Suddivisione in sottozone pluviometriche – Progetto VA.PI.

Per la stima dei parametri I_0 , B, C e D, si farà riferimento alla seguente tabella che riporta il valore di ciascuno dei parametri che assumono valori costanti all'interno di ciascun area omogenea.

Area omogenea	I_0 [mm/h]	d [ore]	B	C	D
A3	116,70	0,0976	10,2459	0,7360	0,0000873

3 ATTRAVERSAMENTO N°01

3.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

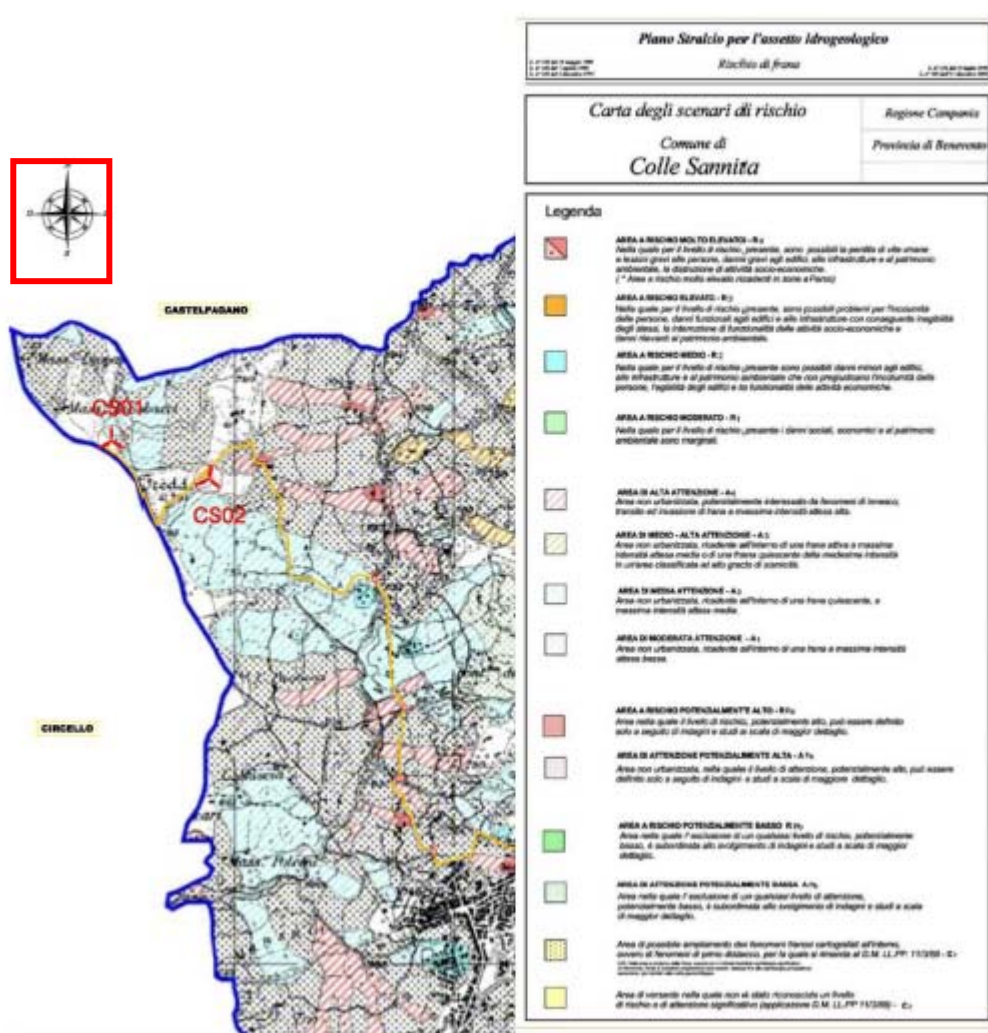


Figura 5: Inquadramento Attraversamento 1 - Carta Rischio;

L'intero bacino a monte della sezione d'interferenza tra l'attraversamento ed il cavidotto ricade in area di attenzione potenzialmente alta – A-Pa (Area non urbanizzata nella quale il livello di attenzione, potenzialmente alto, può essere definito solo a seguito di indagini e studi a scala di maggior dettaglio) ed aree di alta attenzione – A4 (aree non urbanizzate, potenzialmente interessate da fenomeni d'innesco, transito e invasione di frana a massima intensità attesa alta).

La sezione di attraversamento è in area di media attenzione – A2 (area non urbanizzata ricadente all'interno di una frana quiescente, e massima intensità attesa media).

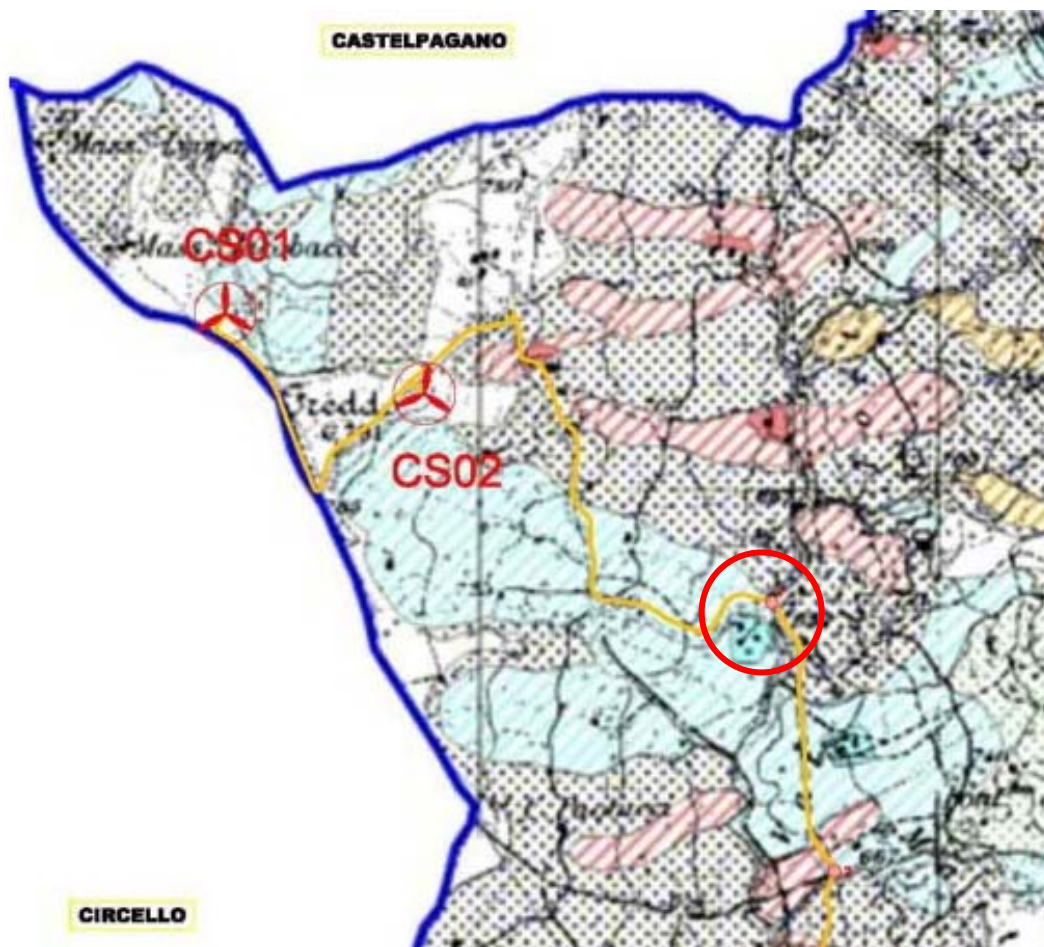


Figura 6: Inquadramento Attraversamento 1 – Dettaglio Carta Rischio;

Nello specifico per l'attraversamento N.1 si provvederà a staffare il cavidotto a valle del viadotto mediante apposito sistema dettagliato nella tavola grafica 06_1 che riporta lo stato di fatto e di progetto dell'attraversamento n.1.

Come è possibile rilevare dalla tavola grafica 06_1 l'ubicazione delle staffe di sostegno non incide con la sezione idraulica.

L'ingombro in pianta ed in sezione del cavidotto è riportato nella tav. 06_1, insieme alla planimetria ed alle sezioni riportanti lo stato di fatto.

Il Torrente Torti è stato interessato da eventi franosi delle sponde a monte ed a valle dell'attraversamento (come visibili dalle foto di seguito riportate effettuate in data 21/09/2017) e da un parziale interrimento della sezione di attraversamento. Tale eventi franosi si sono verificati in conseguenza degli eventi meteorici straordinari che hanno colpito la Regione Campania nei giorni dal 14 al 20 Ottobre 2015 (con altezze di precipitazioni misurate nel stazione pluviometrica di Colle Sannita nel periodo dal 14 al 20 Ottobre pari a 321,60 mm – altezze pari a 173,80 mm misurate nei giorni 14-15 Ottobre – altezze pari a 146,80 mm misurate nei giorni 19-20 Ottobre) che hanno fatto

registrare nella stazione pluviometrica di Colle Sannita il superamento dei valori delle serie storiche annuali di precipitazioni negli intervalli temporali di 1,3,6,12,24 ore.

Come visibile nel report fotografico di seguito riportato, attualmente il canale, di sezione trapezoidale irregolare, attraverserà la strada di progetto con carreggiata di 9,00 m con un manufatto rettangolare 7,00x9,00 con un'altezza 3,00 m.

A monte dell'attraversamento il canale è separato dal rilevato stradale da scarpate. A valle dell'attraversamento il canale è separato dalla strada sul lato sinistro da un'opera di sostegno mentre sul lato destro è separato dai campi con scarpata.

A monte dell'attraversamento è ubicata una briglia di salto ed a valle dello stesso attraversamento è posizionato un ulteriore salto come da grafici e foto allegate.

Sia l'imbocco che lo sbocco dell'attraversamento sono opportunamente protetti da muri di ala in c.a.

Sia il ponte in c.a. che le spalle e le opere di sostegno a valle dell'attraversamento necessitano di interventi di manutenzione straordinaria da parte dell'ente gestore da pianificarsi a seguito di apposite indagini da realizzarsi in sito.

L'intero canale sia a monte che a valle dell'attraversamento è occupato da una fitta vegetazione e depositi di diversa granulometria e necessita di un'adeguata programmazione dei necessari interventi di manutenzione (pulizia fondo alveo, risanamento spondale e rinforzo localizzato delle scarpate (argini) lungo il torrente da parte dell'ente gestore da pianificarsi. Attualmente, come visibile dal profilo longitudinale riportato nella tavola 6.1 le sezioni a valle dell'attraversamento sono parzialmente ostruite con materiali trasportati del torrente. All'atto del sopralluogo lo scrivente ha rilevato che sono in corso, da parte dell'ente gestore, attività di pulizia dell'alveo al fine di ripristinare la naturale pendenza dello stesso.

Dalle analisi condotte è evidente **l'interazione tra il cavidotto ed il Torrente dei Torti.**

Dalle analisi idrauliche di seguito effettuate emerge chiaramente che il passaggio del cavidotto a valle dell'attraversamento (previa staffatura al ponte esistente), non ha alcuna interazione negativa con il deflusso idrico delle acque del Torrente dei Torti.

3.2 REPORT FOTOGRAFICO



Figura 7: Foto 1 - Attraversamento n°1.



Figura 8: Foto 2 - Attraversamento n°1.



Figura 9: Foto 3 - Attraversamento n°1.

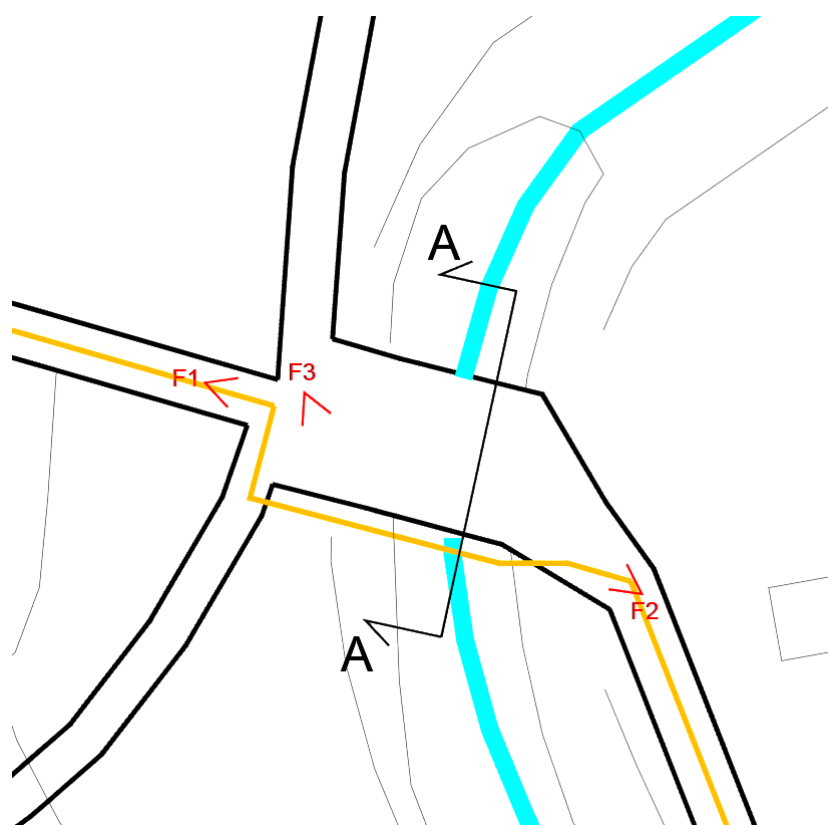


Figura 10: Coni Ottici Report Fotografico – Attraversamento 1.



Figura 11: Attraversamento n°1 – Sezione a monte attraversamento



Figura 12: Attraversamento n°1 – Sezione a monte attraversamento



Figura 13: Attraversamento n°1 – Briglia a monte attraversamento



Figura 14: Attraversamento n°1 – Sezione a monte attraversamento



Figura 15: Attraversamento n°1 – Ponte con evidente interramento della sezione



Figura 16: Attraversamento n°1 – Sezione a valle attraversamento



Figura 17: Attraversamento n°1 - – Sezione a valle attraversamento

3.3 STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO

3.3.1 CALCOLO DELLA LEGGE DI PIOGGIA

Dati bacino:

Zona omogenea: A3

$K_T=2,26$ (periodo di ritorno di 100 anni)

$K_T=2,55$ (periodo di ritorno di 200 anni)

$I_0= 116,70$ mm/h;

$d= 0,0976$ ore;

$B=10,2459$; $C=0,7360$; $D=0,0000873$;

Area bacino = $7,49$ Km²

$Z_{\max}= 865,00$ m

$Z_{\min}= 650,00$ m

$Z_{\text{media bacino}}= 791,51$ m (ricavata dal tracciamento della curva ipsografica)

Per la sottozona A3 all'interno della quale ricade il bacino sotteso dalla sezione dell'attraversamento 1, la curva di probabilità pluviometrica del massimo annuale dell'intensità di pioggia di durata $t = d$ e con periodo di ritorno $T=100$ anni, risulta la seguente:

$$i_{d,100} = K_{100} \cdot \mu_{it} = 2,26 \frac{116,70}{(1 + 10,2459 \cdot d)^{0,8067}} \quad [\text{mm/h}]$$

mentre quella con periodo di ritorno $T=200$ anni, risulta la seguente:

$$i_{d,200} = K_{200} \cdot \mu_{it} = 2,55 \frac{116,70}{(1 + 10,2459 \cdot d)^{0,8067}} \quad [\text{mm/h}]$$

Nell'ambito dello studio del bacino sotteso dalla sezione di chiusura in prossimità dell'attraversamento n°01 è stato individuato il bacino naturale, su tale bacino sono stati effettuati i calcoli delle portate affluenti nella sezione di attraversamento.

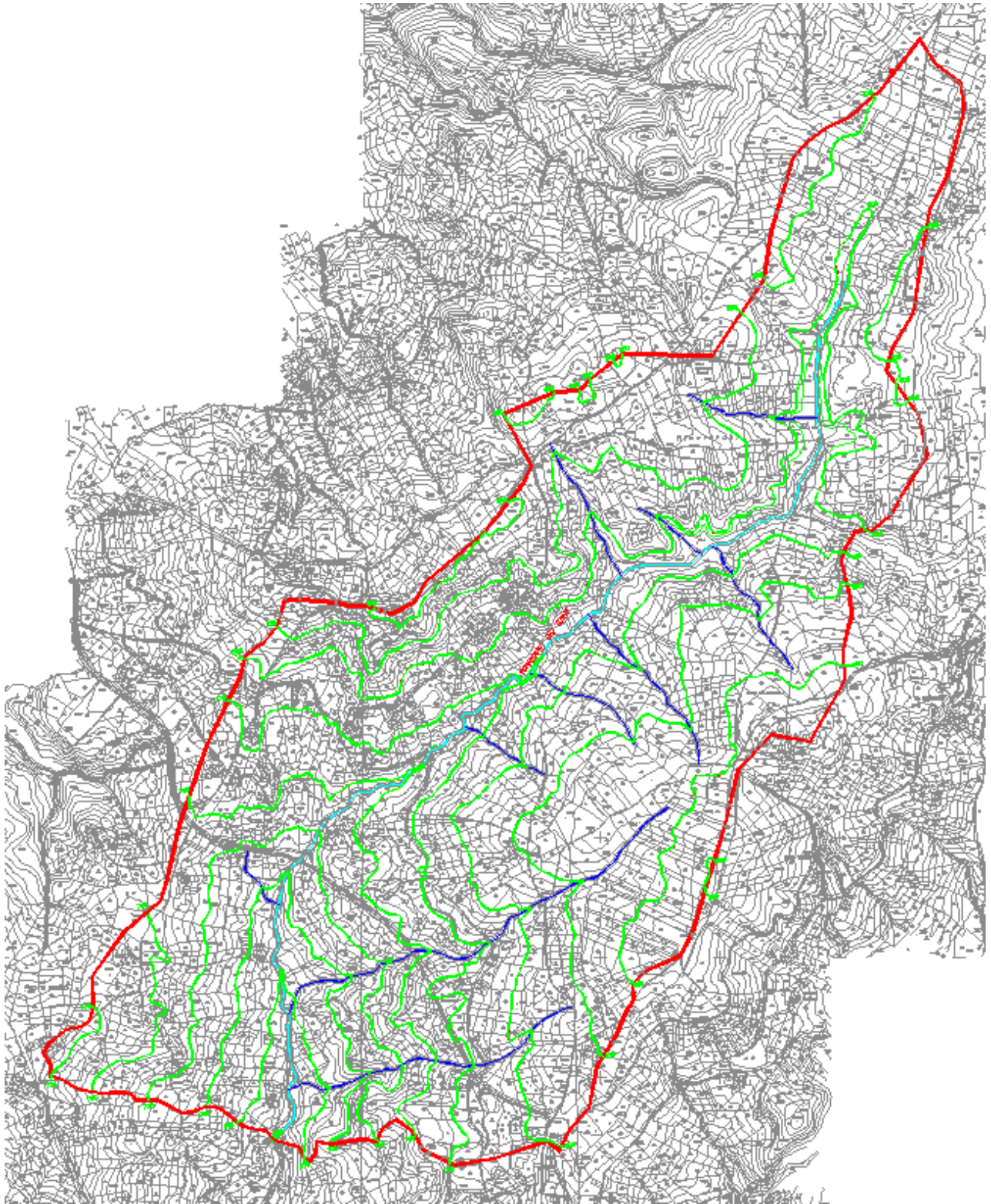


Figura 18: Inquadramento Attraverso 1 - Tracciamento bacino imbrifero naturale.

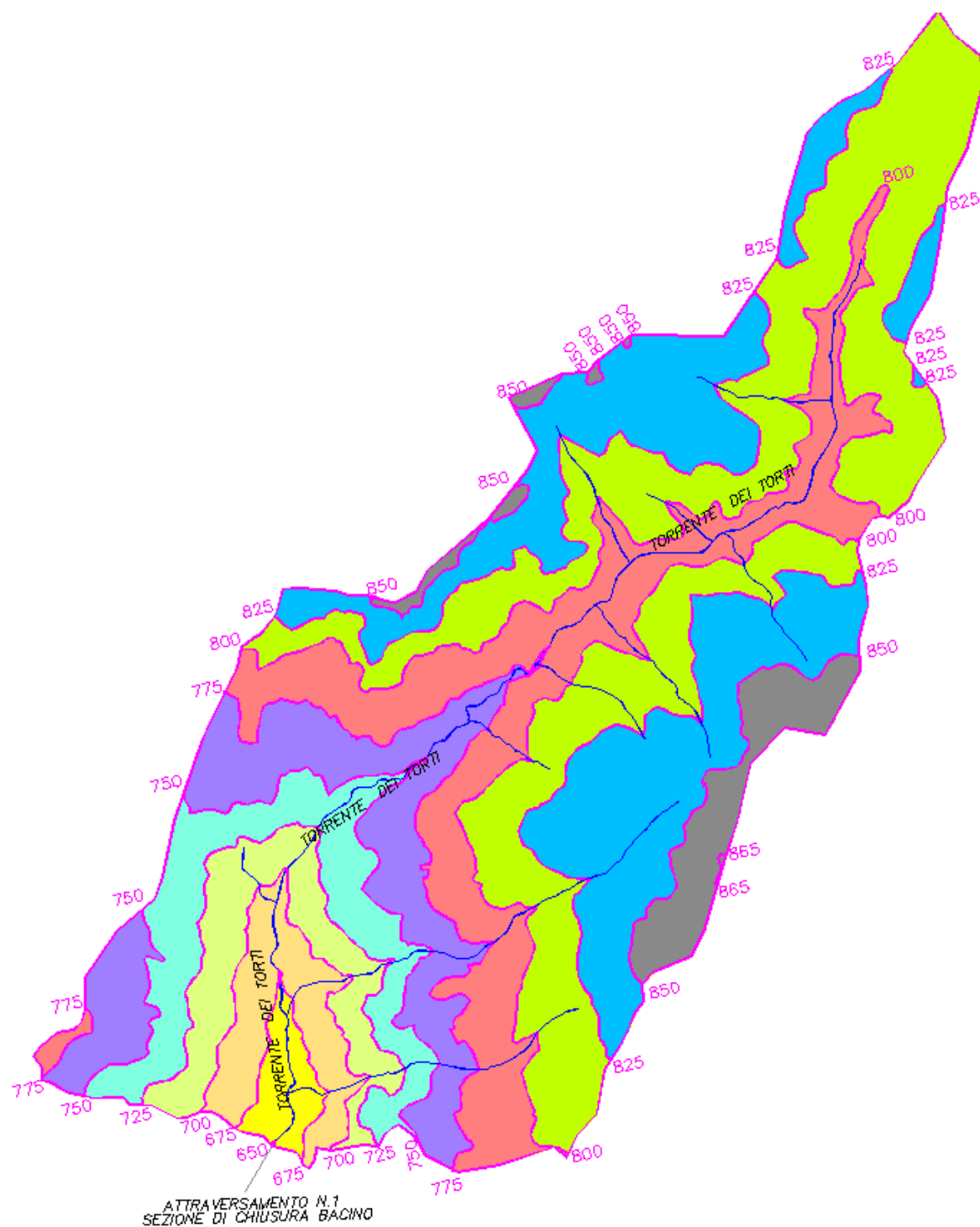


Figura 19: Inquadramento Attraverso 1 - Tracciamento bacino imbrifero con isocorrie ed aree scolanti

3.3.2 CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA

Il tombino è un'opera di attraversamento stradale del tipo trasversale che consente l'allontanamento delle acque meteoriche dalla superficie del bacino imbrifero interessato dagli eventi di pioggia, senza che il tracciato stradale possa eccessivamente alterare il naturale deflusso delle acque all'interno dei canali della rete idrografica del bacino imbrifero.

Il dimensionamento di tale opera richiede la conoscenza della portata defluente, calcolata con il metodo della corrivazione applicato a bacini naturali, nel caso che si verifichi la massima portata di piena relativa ad un periodo di ritorno T , rispetto al quale è stata desunta la legge di pioggia per la determinazione degli afflussi di acqua meteorica sul bacino.

La legge di pioggia necessaria per la conoscenza dell'afflusso meteorico, in questo caso, ci è stata fornita a priori, il problema consiste adesso nel determinare il legame tra l'afflusso meteorico e il deflusso fluviale, cioè tra le cadute di pioggia e le portate nel punto del corso d'acqua impegnato dall'opera che dipende dalle caratteristiche orografiche e di permeabilità del bacino imbrifero in esame.

A questo punto è necessaria la delimitazione del bacino imbrifero relativo alla sezione di attraversamento del canale che è stata eseguita su carta topografica, disegnata per curve di livello, seguendo i punti singolari di displuvio fino alla sezione di chiusura del bacino stesso che è anche il punto interessato dall'attraversamento stradale dove convergono le acque meteoriche precipitate nel bacino stesso, una volta defluite naturalmente nella rete idrografica naturale del bacino, quest'ultima, invece, è già visibile sulla carta essendo costituita dalle linee di naturale impluvio delle acque meteoriche.

Le caratteristiche orografiche del bacino vengono invece sintetizzate a mezzo della curva ipsografica, che si ottiene riportando in un diagramma cartesiano la linea che unisce un numero adeguato di punti, ciascuno dei quali ha come ordinata la quota Z sul livello del mare di una delle curve di livello riportate sulla carta topografica e come ascissa l'area della superficie compresa fra detta curva di livello, i limiti del bacino imbrifero e la sezione di chiusura dello stesso, posta a quota $Z_0=650,00$ m.

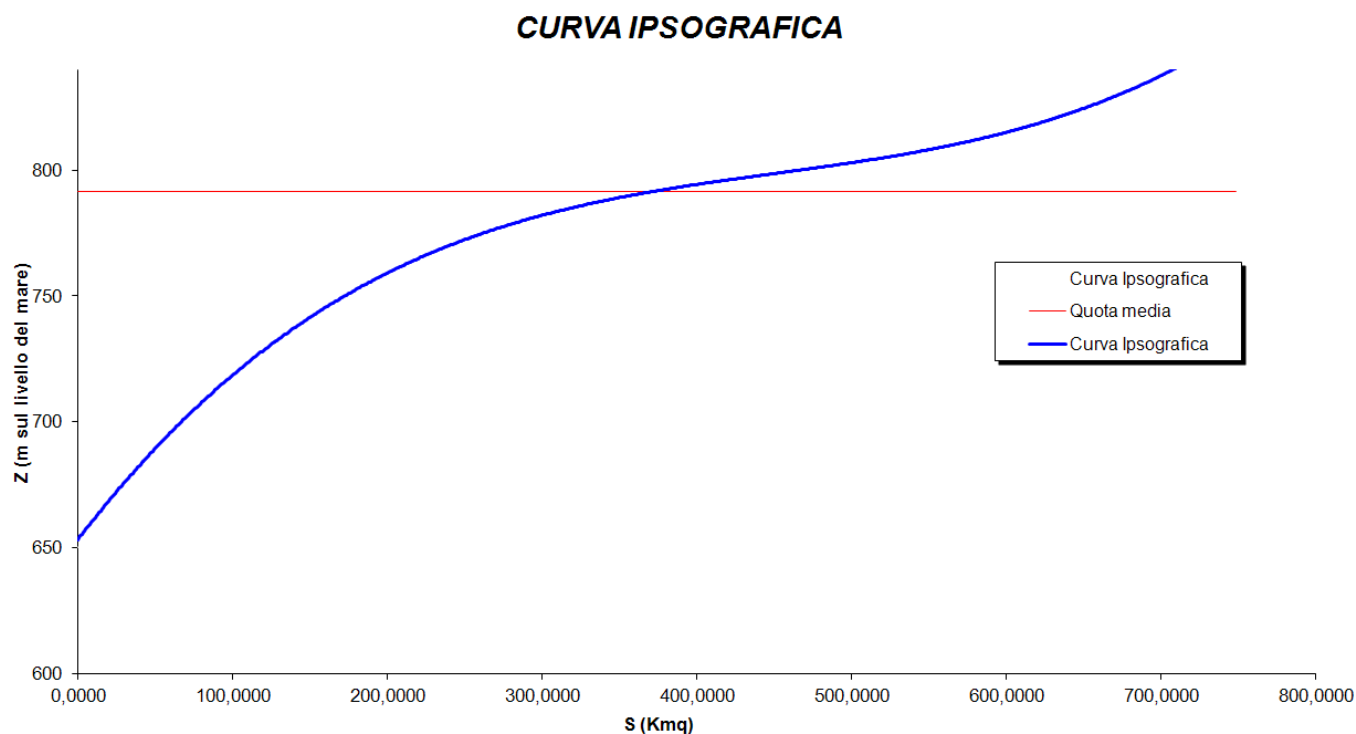


Figura 20: Curva ipsografica - Attraversamento 1

Dalla carta topografica a disposizione sono stati desunti i seguenti valori delle superfici scolanti ottenuti mediante elaboratore elettronico:

da quota 865 a 850..... $S_9 = 0,343653 \text{ kmq}$;
da quota 850 a 825..... $S_8 = 1,552845 \text{ kmq}$;
da quota 825 a 800..... $S_7 = 2,127658 \text{ kmq}$;
da quota 800 a 775..... $S_6 = 1,260235 \text{ kmq}$;
da quota 775 a 750..... $S_5 = 0,801600 \text{ kmq}$;
da quota 750 a 725..... $S_4 = 0,569722 \text{ kmq}$;
da quota 725 a 700..... $S_3 = 0,408800 \text{ kmq}$;
da quota 700 a 675..... $S_2 = 0,303238 \text{ kmq}$;
da quota 675 a 650..... $S_1 = 0,122747 \text{ kmq}$.

Superficie complessiva = 7,49 Km².

Elementi progressivi :

$S_1 = 0,122747 \text{ Km}^2$;

$S_1 + S_2 = 0,425985 \text{ Km}^2$;

$S_1 + S_2 + S_3 = 0,834785 \text{ Km}^2$;

$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1,404507 \text{ Km}^2$;

$$S_1+S_2+S_3+S_4+S_5 = 2,206107 \text{ Km}^2;$$

$$S_1+S_2+S_3+S_4+S_5+S_6 = 3,466342 \text{ Km}^2;$$

$$S_1+S_2+S_3+S_4+S_5+S_6+S_7 = 5,594000 \text{ Km}^2;$$

$$S_1+S_2+S_3+S_4+S_5+S_6+S_7+S_8 = 7,146845 \text{ Km}^2;$$

$$S_1+S_2+S_3+S_4+S_5+S_6+S_7+S_8+S_9 = 7,490498 \text{ Km}^2;$$

Analiticamente si ricava la quota media del bacino:

$$Z_m = \sum Z_{i,m} S_i / \sum S_i = 791,510 \text{ m.}$$

La lunghezza dell'asta principale della rete idrografica del bacino è:

$$L = 5,10 \text{ Km.}$$

Dalla formula di Giandotti si ricava il tempo di corrivazione del bacino, cioè il massimo ritardo che una goccia di acqua caduta nel bacino impiega per giungere alla sezione di chiusura del bacino stesso, su cui si basa il metodo adottato per ricavare il deflusso fluviale :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{Z_m - Z_o}} = 1,954 \text{ h} \quad \text{dove: } S = 7,49 \text{ Km}^2;$$

$$Z_m - Z_o = 791,51 - 650,00 = 141,51 \text{ m}$$

$$L = 5,10 \text{ Km.}$$

A questo punto occorre tracciare le isocorrive ovvero le linee che uniscono i punti caratterizzati dallo stesso tempo di corrivazione, che è il tempo che una particella di acqua impiega a giungere da un certo punto del bacino fino alla sezione di chiusura dello stesso.

Il metodo adottato per il tracciamento delle isocorrive è quello che ipotizza che il tempo di corrivazione di un punto P della rete idrografica sia proporzionale alla differenza di quota tra P e detta sezione, quindi si può assumere che la curva aree-tempi di corrivazione coincida con la curva ipsografica, dove all'asse delle quote si sostituisce quello dei tempi (alla quota Z_o della sezione di chiusura corrisponde tempo di corrivazione pari a zero e alla quota Z_{\max} tempo di corrivazione pari a T_c).

Supponendo di voler tracciare 9 isocorrive, l'intervallo di tempo che divide due isocorrive successive sarà pari a $T_c/9 = 13,03$ minuti. Dalla curva ipsografica si ricavano i seguenti dati:

per $t_1 = 13,03$ min	$S_1 = 0,122747$ Km ³ ;
per $t_2 = 26,06$ min	$S_1 + S_2 = 0,425985$ Km ³ ;
per $t_3 = 39,08$ min	$S_1 + S_2 + S_3 = 0,834785$ Km ³ ;
per $t_4 = 52,11$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1,404507$ Km ³ ;
per $t_5 = 65,14$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 = 2,206107$ Km ³ ;
per $t_6 = 78,17$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 = 3,466342$ Km ³ ;
per $t_7 = 91,20$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7 = 5,594000$ Km ³ ;
per $t_8 = 104,22$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7 + S_8 = 7,146845$ Km ³ ;
per $t_9 = 117,25$ min	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7 + S_8 + S_9 = 7,490498$ Km ³ ;

Il calcolo delle portate del conseguente deflusso fluviale è stato effettuato facendo riferimento ad un'intensità media valida per tutta la durata dell'evento di pioggia (pioggia di intensità costante).

Altra considerazione va posta nei confronti del coefficiente di afflusso C_f che fornisce l'aliquota di pioggia meteorica che ruscellando superficialmente termina nella rete idrografica; la scelta di tale coefficiente risulta notevolmente difficoltosa perché dipende dall'orografia del bacino, dalla natura dei terreni che lo costituiscono e da altri molteplici fattori senza tenere poi conto che varia con il grado di umidità del terreno e quindi varia durante l'evento di pioggia.

Il coefficiente di deflusso di un bacino imbrifero assume sempre valori inferiori all'unità; esso dipende da diversi parametri quali: il grado di saturazione del suolo, la natura e la porosità del terreno, la presenza o meno di vegetazione o di aree urbane, l'intensità e la durata dell'evento piovoso e di solito viene assunto in via cautelativa pari 0,60 - 0,50 in modo da garantire in esercizio, senza problemi operativi, lo smaltimento della massima piena per tutta la vita utile dell'opera.

Una formula che può essere utile al fine di calcolare il coefficiente di deflusso fu ricavata da Harolds che pose:

$$C_f = C_T = C_{100} (T/100)^{0,2}$$

ove C_T è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno di T e C_{100} il coefficiente di deflusso relativo ad un tempo di ritorno pari a 100 anni.

I valori di C_{100} in funzione del tipo di terreno e della vegetazione possono essere ricavati dalla tab.1:

Tab. 1

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Bassa densità vegetale</i>	<i>Alta densità vegetale</i>
<i>Impermeabile</i>	0,85	0,77
<i>Debolmente permeabile</i>	0,7	0,6
<i>Permeabile</i>	0,55	0,5,

Considerando che l'area del bacino può essere inquadrata nel tipo di terreno permeabile ad alta densità vegetativa con $C_{100}=0,50$ si ricava che:

- per $T=100$ anni, si ottiene che $C_f=0,50$;
- per $T=200$ anni si ottiene che $C_f=0,57$.

Dalla legge di pioggia e dalla corrispondente relazione dell'intensità si ricava il seguenti valore dell'intensità di pioggia medie per un periodo di ritorno di 100 anni:

$$i_{\text{media},100} = 44,77 \text{ mm/ora} \quad \text{per pioggia di intensità costante}$$

Per il calcolo delle portate per intensità costante pari a quella media $i_{\text{media},100} = 44,77 \text{ mm/ora}$, $C_f=0,50$ ponendo $c = C_f/3,6 = 0,139$, avremo:

$$Q_{1,100} = c \cdot i_{\text{media},100} \cdot S'_1 = 0,763 \text{ mc/s};$$

$$Q_{2,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2) = 2,649 \text{ mc/s};$$

$$Q_{3,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3) = 5,190 \text{ mc/s};$$

$$Q_{4,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4) = 8,733 \text{ mc/s};$$

$$Q_{5,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5) = 13,717 \text{ mc/s};$$

$$Q_{6,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6) = 21,553 \text{ mc/s};$$

$$Q_{7,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7) = 34,782 \text{ mc/s};$$

$$Q_{8,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8) = 44,437 \text{ mc/s};$$

$$Q_{9,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 46,574 \text{ mc/s};$$

$$Q_{10,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 45,811 \text{ mc/s};$$

$$Q_{11,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 43,925 \text{ mc/s};$$

$$Q_{12,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 41,383 \text{ mc/s};$$

$$Q_{13,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 37,841 \text{ mc/s};$$

$$Q_{14,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 32,857 \text{ mc/s};$$

$$Q_{15,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_7 + S'_8 + S'_9) = 25,021 \text{ mc/s};$$

$$Q_{16,100} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_8 + S'_9) = 11,792 \text{ mc/s};$$

$$Q_{17,100} = c \cdot i_{\text{media},100} \cdot S'_9 = 2,137 \text{ mc/s};$$

$$Q_{18,100} = 0 \text{ mc/s}.$$

Pertanto la portata di massima piena, per un periodo di ritorno $T=100$ anni, è pari a **46,58 mc/s**.

Dalla legge di pioggia e dalla corrispondente relazione dell'intensità si ricava il seguente valore dell'intensità di pioggia medie per un periodo di ritorno di 200 anni:

$$i_{\text{media},200} = 50,52 \text{ mm/ora} \quad \text{per pioggia di intensità costante}$$

Per il calcolo delle portate per intensità costante pari a quella media $i_{\text{media},200} = 50,52 \text{ mm/ora}$, $C_f = 0,57$ ponendo $c = C_f/3,6 = 0,158$, avremo:

$$Q_{1,200} = c \cdot i_{\text{media},200} \cdot S'_1 = 0,982 \text{ mc/s};$$

$$Q_{2,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2) = 3,407 \text{ mc/s};$$

$$Q_{3,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3) = 6,676 \text{ mc/s};$$

$$Q_{4,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4) = 11,233 \text{ mc/s};$$

$$Q_{5,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5) = 17,644 \text{ mc/s};$$

$$Q_{6,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6) = 27,723 \text{ mc/s};$$

$$Q_{7,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7) = 44,739 \text{ mc/s};$$

$$Q_{8,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8) = 57,159 \text{ mc/s};$$

$$Q_{9,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 59,907 \text{ mc/s};$$

$$Q_{10,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_2 + S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 58,925 \text{ mc/s};$$

$$Q_{11,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_3 + S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 56,500 \text{ mc/s};$$

$$Q_{12,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_4 + S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 53,231 \text{ mc/s};$$

$$Q_{13,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_5 + S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 48,674 \text{ mc/s};$$

$$Q_{14,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_6 + S'_7 + S'_8 + S'_9) = 42,263 \text{ mc/s};$$

$$Q_{15,200} = c \cdot i_{\text{media},200} (S'_7 + S'_8 + S'_9) = 32,184 \text{ mc/s};$$

$$Q_{16,200} = c \cdot i_{\text{media},100} (S'_8 + S'_9) = 15,168 \text{ mc/s};$$

$$Q_{17,200} = c \cdot i_{\text{media},200} \cdot S'_9 = 2,748 \text{ mc/s};$$

$$Q_{18,200} = 0 \text{ mc/s}.$$

Pertanto la portata di massima piena, per un periodo di ritorno $T=200$ anni, è pari a 59,91 mc/s.

Nella seguente tabella sono riportate le portate di massima piena calcolate con periodo di ritorno di 100 anni e 200 anni e con nell'ipotesi di intensità di pioggia costante:

Portata massima di piena	$T_{\text{ritorno}} = 100 \text{ anni}$	$T_{\text{ritorno}} = 200 \text{ anni}$
Intensità di pioggia costante	46,58 mc/s	59,91 mc/s

3.3.3 VERIFICA DEL TIRANTE IDRAULICO ATTRAVERSAMENTO

N°01

3.3.3.1 GENERALITA'

Nella verifica della sezione idraulica, nella zona di attraversamento, bisogna evitare che essa risulti eccessivamente larga perché in tal caso la sedimentazione dei materiali solidi trasportati dalla corrente potrebbe determinare un'ostruzione della corrente; d'altra parte, un'altezza eccessiva d'acqua a parità di altre condizioni, darebbe luogo a notevoli velocità ed a forti azioni di trascinarsi che, in presenza di acque torbide, possono causare erosione nella superficie del manufatto. La verifica sarà effettuata garantendo che la sezione venga occupata solo parzialmente dall'acqua. Infatti è noto che nelle sezioni chiuse la portata Q , corrispondente alla condizione di riempimento totale, è minore della portata massima che può essere convogliata in condizione di parziale riempimento; tale fenomeno risulta dovuta al fatto, che, in corrispondenza del massimo riempimento è massimo il contorno bagnato.

Per assicurare il funzionamento a superficie libera occorre prevedere, in sede di calcolo, un opportuno **franco tra il pelo libero e la sommità della sezione**

Ai sensi di quanto prescritto per gli attraversamenti e rilevati interferenti con la rete idrografica al punto 2 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B e secondo quanto riportato per gli attraversamenti esistenti nel Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici reso dalla Quarta Sezione nella seduta del 18/04/2012 N.15 del protocollo (Prot. 2012 0537961 del 12/07/2017 della Giunta Regionale della Campania – Area Generale di Coordinamento Lavori Pubblici , Opere Pubbliche , Attuazione Espropri) i progetti degli attraversamenti dovranno prevedere, ai fini della sicurezza delle stesse strutture esistenti, le seguenti verifiche:

- **Franco minimo** tra la quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a:

1 m	se il tirante $h > 3\text{ m}$ o $h = 3\text{ m}$;
$0,5 + (h - 1) * 0,25$	se $1\text{ m} < h < 3\text{ m}$;
0,5 m	se $h < 1\text{ m}$ o $h = 1\text{ m}$.

in ogni caso, il franco non deve comunque risultare inferiore alla metà dell'altezza cinetica.
- Interasse minimo tra le pile adeguato a non provocare fenomeni di ostruzione;

- Scalzamento massimo, in corrispondenza delle fondazioni delle pile e delle spalle, che tenga conto dello scalzamento diretto e della tendenza evolutiva dell'alveo tale da non compromettere la stabilità della struttura.

La verifica della sezione del ponte interessata dell'attraversamento n°01 ha tenuto in considerazione i seguenti elementi essenziali:

- Condizioni di deflusso in funzione della portata liquida di progetto;
- Condizioni di deflusso in funzione della portata solida di progetto;
- Effetti di erosione allo sbocco e relative protezioni.

Nello specifico l'opera idraulica da verificare nella sezione di attraversamento denominata n°01 è inquadrabile come un ponte stradale realizzato a pelo libero con sezione rettangolare in c.a. La larghezza della piattaforma stradale che impegna il canale è pari a circa 9,00 m.

A monte dell'attraversamento è presente una briglia con salto di 1,25 m avente la funzione di creare una sconnessione idraulica e svincolare il profilo di corrente all'interno della canna dalle condizioni idrauliche di monte. Il tratto a monte del canale presenta una sezione trasversale irregolare con sponde di altezza variabile tra i 1,65 m e i 1,74 m e con base di larghezza di 9,00 m.

A valle dell'attraversamento è presente un ulteriore salto di 1,15 m avente la funzione di creare una sconnessione idraulica e svincolare il profilo di corrente di valle dalle condizioni idrauliche di monte.

Quanto finora documentato, in termini di compatibilità idrogeologica dell'intervento e le verifiche idrauliche di seguito riportate dimostrano il rispetto delle prescrizioni del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico per quanto riguarda le opere necessarie a realizzare l'attraversamento aereo del ponte sul Torrente Torti (denominato attraversamento N.01).

Dalle analisi idrauliche di seguito effettuate emerge chiaramente che il passaggio del cavidotto a valle dell'attraversamento (previa staffatura al ponte esistente), non ha alcuna interazione negativa con il deflusso idrico delle acque del *Torrente dei Torti*, inoltre sono verificate tutte le prescrizioni per gli attraversamenti esistenti prescritti dalle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B e secondo quanto riportato per gli attraversamenti esistenti nel Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici reso dalla Quarta Sezione nella seduta del 18/04/2012 N.15 del protocollo (Prot. 2012 0537961 del 12/07/2017 della Giunta Regionale della Campania – Area Generale di Coordinamento Lavori Pubblici , Opere Pubbliche , Attuazione Espropri).

3.3.3.2 VERIFICA PER EVENTO CON PERIODO DI RITORNO T=100 ANNI

Verifica della sezione N. 4 – Attraversamento (Ponte) per periodo di ritorno di 100 anni alla portata di piena

$$Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$$

$$Q' = 23,29 \text{ mc/s} \text{ (per la verifica alle piccole portate si è assunto } Q' = Q_{\max}/2).$$

$$\text{Pendenza canna } i = 0,0165 \text{ m/m}$$

$$\text{Larghezza della canna} = 7,00 \text{ metri} - \text{Altezza utile canna } H = 3,00 \text{ m}$$

Per determinare l'altezza dell'attraversamento occorre conoscere il profilo di corrente all'interno della canna e a tale scopo è necessario determinare le altezze di stato critico e di moto uniforme.

La condizione di stato critico corrisponde all'altezza di minimo valore del carico specifico H:

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} \Rightarrow \frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 0 \quad \text{da cui} \quad \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$$

Per calcolare l'altezza di stato critico h_c si sfrutta la relazione $\frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$ con

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{e} \quad v_c = \sqrt{g \cdot h_c}$$

Per l'altezza di moto uniforme si adopera la formula di resistenza di Gauckler-Strickler con $K' = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in condizioni di esercizio corrente e supponendo la formazione di incrostazioni e depositi in canali rivestiti in c.a. grezzo):

$$Q = K' \cdot \sigma \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi} = \frac{b \cdot h_u}{2 h_u + b}$$

quindi per portata di piena $Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$ e $B = 7,00 \text{ m}$ si ricava

da cui si ricava:

$$\text{condizioni stato critico:} \quad h_c = 1,65 \text{ m}, \quad v_c = 4,02 \text{ m/s.}$$

$$\text{condizioni moto uniforme:} \quad h_u = 1,03 \text{ m}, \quad v_u = 6,48 \text{ m/s.}$$

Altezza cinetica:	$H_c=2,14 \text{ m}$
Pendenza critica	$i_c=0,004014 \text{ m/m}$
Numero Froude:	$U= 2,04 > 1$ - corrente veloce

Poiché $h_c > h_u$, si ha ancora un **alveo a forte pendenza con corrente veloce**.

In condizioni di stato critico, per portata di piena calcolata con tempo di ritorno di 100 anni, il massimo tirante idraulico nella sezione di attraversamento è pari a $h_c = 1,65 \text{ m}$, pertanto **aai sensi di quanto prescritto per gli attraversamenti e rilevati interferenti con la rete idrografica al punto 2 delle nella Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B, nel caso specifico affinché la verifica idraulica sia soddisfatta, deve essere garantito un franco minimo pari al massimo tra i seguenti valori:**

franco = 1 m	se il tirante $h > 3 \text{ m}$ o $h = 3 \text{ m}$;
franco = $0,5 + (h-1) \cdot 0,25$	se $1 \text{ m} < h < 3 \text{ m}$;
franco = 0,5 m	se $h < 1 \text{ m}$ o $h = 1 \text{ m}$;
franco > altezza cinetica $H_c/2 = 2,14 \text{ m}/2 = 1,07 \text{ m}$	

nel caso specifico per un tirante idrico pari a $h_c = 1,65 \text{ m}$, il franco da adottare sarà pari a $1,07 \text{ m}$ e pertanto la sezione di attraversamento dovrà garantire un'altezza utile pari a $1,65 \text{ m} + 1,07 \text{ m} = 2,72 \text{ m}$.

Nel caso specifico avendo la sezione di attraversamento un'altezza di 3,00 m la verifica idraulica è ampiamente soddisfatta, infatti sarà garantito un franco 1,35 m maggiore del franco minimo richiesto.

Di seguito per completezza si riporta la verifica della sezione per le piccole portate $Q' = 23,29 \text{ mc/s}$ e $B = 7,00 \text{ m}$ con $K' = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ si ricava:

condizioni stato critico:	$h_c = 1,04 \text{ m}$, $v_c = 3,19 \text{ m/s}$.
condizioni moto uniforme:	$h_u = 0,65 \text{ m}$, $v_u = 5,08 \text{ m/s}$.
Altezza cinetica:	$H_c = 1,32 \text{ m}$
Pendenza critica	$i_c = 0,003957 \text{ m/m}$
Numero Froude:	$U = 2,01 > 1$ - corrente veloce

Essendo:

$$h_c > h_u, \quad v_c < v_u, \quad i > i_c;$$

la canna è un alveo a forte pendenza, quindi l'altezza massima raggiungibile dal profilo di corrente nella canna è pari a quella critica.

Essendo quindi la canna un canale a forte pendenza ed avendo presente che in corrispondenza del punto iniziale del sottopasso la corrente presenta il minimo contenuto di energia, si avrà **un profilo di corrente veloce accelerato che partirà da condizioni di stato critico a monte ($h = h_c$) e tenderà al moto uniforme verso valle.**

Verifica della sezione N. 1 rettangolare di monte (tra zona di salto ed imbocco attraversamento) per periodo di ritorno di 100 anni alla portata di piena

$$Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$$

$$Q' = 23,29 \text{ mc/s} \text{ (per la verifica alle piccole portate si è assunto } Q' = Q_{\max}/2).$$

$$\text{Pendenza canna } i = 0,063 \text{ m/m}$$

Sezione rettangolare con base $B = 9,12$ – Altezza utile $H = 2,38$ m.

Per determinare la definizione del profilo di corrente a monte dell'attraversamento e a tale scopo è necessario determinare le altezze di stato critico e di moto uniforme.

La condizione di stato critico corrisponde all'altezza di minimo valore del carico specifico H :

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} \Rightarrow \frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 0 \quad \text{da cui} \quad \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$$

Per calcolare l'altezza di stato critico h_c si sfrutta la relazione $\frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$ con

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{e} \quad v_c = \sqrt{g \cdot h_c}$$

Per l'altezza di moto uniforme si adopera la formula di resistenza di Gauckler-Strickler con $K' = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in condizioni di esercizio corrente e supponendo la formazione di depositi in canali rivestiti in c.a. grezzo):

$$Q = K' \cdot \sigma \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi}$$

quindi per portata di piena $Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$ e sezione rettangolare con $B = 9,12 \text{ m}$ si ricava da cui si ricava:

$$\text{condizioni stato critico:} \quad h_c = 1,39 \text{ m}, v_c = 3,69 \text{ m/s.}$$

$$\text{condizioni moto uniforme:} \quad h_u = 0,55 \text{ m}, v_u = 9,22 \text{ m/s.}$$

$$\text{Altezza cinetica:} \quad H_c = 1,39 \text{ m}$$

$$\text{Pendenza critica} \quad i_c = 0,003621 \text{ m/m}$$

$$\text{Numero Froude:} \quad U = 3,96 > 1 - \text{corrente veloce}$$

Poiché $h_c > h_u$, si ha ancora un **alveo a forte pendenza con corrente veloce.**

Mentre **per le piccole portate** $Q' = 23,29 \text{ mc/s}$ e **sezione rettangolare con** $B = 9,12 \text{ m}$ si ricava:

condizioni stato critico: $h_c = 0,87 \text{ m}$, $v_c = 2,92 \text{ m/s}$.

condizioni moto uniforme: $h_u = 0,36 \text{ m}$, $v_u = 7,10 \text{ m/s}$.

Altezza cinetica: $H_c = 0,87 \text{ m}$

Pendenza critica $i_c = 0,003745 \text{ m/m}$

Numero Froude: $U = 3,78 > 1$ - **corrente veloce**

Poiché $h_c > h_u$, si ha ancora un **alveo a forte pendenza con corrente veloce**.

Essendo:

$$h_c > h_u, \quad v_c < v_u, \quad i > i_c;$$

la canna è un alveo a forte pendenza, quindi l'altezza massima raggiungibile dal profilo di corrente nella canna è pari a quella critica.

Essendo quindi la canna un canale a forte pendenza ed avendo presente che in corrispondenza del punto iniziale del sottopasso la corrente presenta il minimo contenuto di energia, **si avrà un profilo di corrente veloce accelerato che partirà da condizioni di stato critico a monte ($h = h_c$) e tenderà al moto uniforme verso valle.**

Verifica della sezione N. 2 trapezoidale tipo a monte salto per periodo di ritorno di 100 anni alla portata di piena

$$Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$$

$$Q' = 23,29 \text{ mc/s} \text{ (per la verifica alle piccole portate si è assunto } Q' = Q_{\max}/2).$$

$$\text{Pendenza canale} = 0,029 \text{ m/m}$$

$$\text{Sezione trapezia con base maggiore } B = 12,39 \text{ m} - \text{base minore } b = 7,55 \text{ m} - h = 1,65$$

Per determinare la definizione del profilo di corrente a monte dell'attraversamento e a tale scopo è necessario determinare le altezze di stato critico e di moto uniforme.

La condizione di stato critico corrisponde all'altezza di minimo valore del carico specifico H:

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} \Rightarrow \frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 0 \quad \text{da cui} \quad \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$$

Per calcolare l'altezza di stato critico h_c si sfrutta la relazione $\frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$ con

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{e} \quad v_c = \sqrt{g \cdot h_c}$$

Per l'altezza di moto uniforme si adopera la formula di resistenza di Gauckler-Strickler con $K' = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in condizioni di esercizio corrente e supponendo la formazione di depositi in canali in terra non rivestiti):

$$Q = K' \cdot \sigma \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi}$$

quindi per portata di piena $Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$ e sezione trapezoidale, si ricava:

$$\text{condizioni stato critico:} \quad h_c = 1,50 \text{ m}, v_c = 3,84 \text{ m/s.}$$

$$\text{condizioni moto uniforme:} \quad h_u = 0,97 \text{ m}, v_u = 5,88 \text{ m/s.}$$

$$\text{Altezza cinetica:} \quad H_c = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Pendenza critica} \quad i_c = 0,006819 \text{ m/m}$$

$$\text{Numero Froude:} \quad U = 1,99 > 1 - \text{corrente veloce}$$

Poiché $h_c > h_u$, si ha ancora un **alveo a forte pendenza con corrente veloce**.

Mentre per le piccole portate $Q' = 23,29 \text{ mc/s}$ e sezione trapezoidale, si ricava:

condizioni stato critico:	$h_c = 0,96 \text{ m}$, $v_c = 3,07 \text{ m/s}$.
condizioni moto uniforme:	$h_u = 0,63 \text{ m}$, $v_u = 4,61 \text{ m/s}$.
Altezza cinetica:	$H_c = 1,08 \text{ m}$
Pendenza critica	$i_c = 0,007365 \text{ m/m}$
Numero Froude:	$U = 1,90 > 1$ - corrente veloce

Essendo:

$$h_c > h_u, \quad v_c < v_u, \quad i > i_c;$$

la canna è un alveo a forte pendenza, quindi l'altezza massima raggiungibile dal profilo di corrente nella canna è pari a quella critica.

Il canale che precede il sottopasso si assume indefinito verso monte quindi, la corrente, in condizioni di moto uniforme ($h = h_u < h_c$, corrente veloce), procederà in tali condizioni fino al pozzetto di salto senza che quest'ultimo possa influenzare il profilo, dal momento che le correnti veloci non risentono delle perturbazioni poste a valle del canale. **Pertanto a monte del salto avremo una corrente veloce accelerata.**

Verifica della sezione N. 5 rettangolare ideale h =1,60 m – B = 9,00 m a valle attraversamento per periodo di ritorno di 100 anni alla portata di piena

$$Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$$

$$Q' = 23,29 \text{ mc/s} \quad (\text{per la verifica alle piccole portate si è assunto } Q' = Q_{\max}/2).$$

Pendenza canale $i = 0,008284 \text{ m/m}$ (**dopo rimozione depositi attualmente presenti in alveo ed il ripristino del naturale profilo dell'alveo di valle a cura ente gestore**)

Sezione rettangolare ideale con base $B = 9,00$

Per determinare l'altezza dell'attraversamento occorre conoscere il profilo di corrente all'interno della canna e a tale scopo è necessario determinare le altezze di stato critico e di moto uniforme.

La condizione di stato critico corrisponde all'altezza di minimo valore del carico specifico H :

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} \Rightarrow \frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 0 \quad \text{da cui} \quad \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$$

Per calcolare l'altezza di stato critico h_c si sfrutta la relazione $\frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$ con

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{e} \quad v_c = \sqrt{g \cdot h_c}$$

Per l'altezza di moto uniforme si adopera la formula di resistenza di Gauckler-Strickler **con $K' = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in condizioni di esercizio corrente e supponendo la formazione di depositi in canali in terra non rivestiti**):

$$Q = K' \cdot \sigma \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$
$$R = \frac{\sigma}{\chi} = \frac{b \cdot h_u}{2 h_u + b}$$

quindi **per portata di piena $Q_{\max} = 46,58 \text{ mc/s}$ e sezione rettangolare ideale** si ricava:

condizioni stato critico: $h_c = 1,40 \text{ m}$, $v_c = 3,71 \text{ m/s}$.

condizioni moto uniforme: $h_u = 1,37 \text{ m}$, $v_u = 3,77 \text{ m/s}$.

Altezza cinetica: $H_c = 0,72 \text{ m}$

Pendenza critica $i_c = 0,007862 \text{ m/m}$

Numero Froude: $U = 1,03 > 1$ - **corrente veloce**

Poiché $h_c < h_u$, si ha un **alveo a forte pendenza con corrente veloce**

Mentre per le piccole portate $Q' = 23,29 \text{ mc/s}$ e sezione rettangolare ideale si ricava:

condizioni stato critico: $h_c = 0,88 \text{ m}$, $v_c = 2,94 \text{ m/s}$.

condizioni moto uniforme: $h_u = 0,87 \text{ m}$, $v_u = 2,96 \text{ m/s}$.

Altezza cinetica: $H_c = 0,45 \text{ m}$

Pendenza critica $i_c = 0,008115 \text{ m/m}$

Numero Froude: $U = 1,01 > 1$ - **corrente veloce**

Essendo:

$$h_c > h_u, \quad v_c < v_u, \quad i > i_c;$$

la canna è un alveo a forte pendenza con corrente veloce, quindi l'altezza massima raggiungibile dal profilo di corrente è pari a quella critica.

Per il presente tratto sono ad oggi in corso da parte dell'ente gestore lavori di rimozione dei materiali depositati a valle e la risagomatura dell'alveo di valle del torrente.

Il canale che segue il sottopasso si assume indefinito verso valle e pertanto tenderà al moto uniforme partendo da una condizione di minimo dell'energia ($h = h_c$). **Pertanto a valle dell'attraversamento avremo una corrente veloce accelerata.**

3.3.3.3 DETERMINAZIONE DEL PROFILO DI CORRENTE

ATTRAVERSAMENTO N. 1 – PERIODO DI RITORNO 100 ANNI

La determinazione analitica del profilo di corrente viene effettuata risolvendo per differenze finite l'equazione specifica delle correnti a pelo libero $\frac{\Delta H}{\Delta s} = i - J$, imponendo, a partire da una condizione iniziale nota, incrementi o decrementi di altezza idrica e determinando le ascisse corrispondenti.

A tal fine occorre definire preventivamente l'andamento del profilo stesso.

Intanto la realizzazione della briglia di salto a monte ed a valle dell'attraversamento permettono di svincolare il profilo all'interno dell'attraversamento dalle condizioni di monte.

E' possibile definire a questo punto il profilo di corrente all'interno della canna a partire da un valore dell'altezza idrica coincidente con quello di stato critico.

Poiché i decrementi imposti saranno comunque modesti, la perdita di carico J relativa al tronco in esame si discosterà poco da un valore medio J_m relativo ad una h media costante in tutto il tronco, con ciò sarà possibile calcolare le perdite di carico con le formule del moto uniforme.

Ricordando dunque che

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} ; \quad J = \frac{Q^2}{K'^2 \sigma^2 R^3} ;$$

$$\Delta s = \frac{\Delta H}{i - J_m} \quad \text{con} \quad J_m = \frac{J_a + J_b}{2}; \quad \sigma = bh; \quad R = \frac{bh}{2h + b} ;$$

in corrispondenza di h_c si calcolano s , H e J , si decrementa l'altezza idrica e si calcolano con la nuova altezza i nuovi valori s' , H' e J' ; si ricavano quindi $\Delta H = H' - H$ e $J_m = (J + J')/2$, nota poi la pendenza i si determina il corrispondente Δs , si procederà poi analogamente assegnando un nuovo decremento dell'altezza fin quando sarà $h = h_u$ e quindi $i = J$.

Si riporta di seguito il **profilo di corrente che si ottiene in corrispondenza dell'attraversamento N.1 per il periodo di ritorno $T=100$ anni.**



Figura 21: Attraversamento 1 – Profili di corrente.

3.3.3.4 VERIFICA PER EVENTO CON PERIODO DI RITORNO T=200 ANNI

Verifica della sezione N. 4 – Attraversamento (Ponte) per periodo di ritorno di 200 anni alla portata di piena

$$Q_{\max} = 59,91 \text{ mc/s}$$

$$\text{Pendenza canna } i = 0,0165 \text{ m/m}$$

$$\text{Larghezza della canna} = 7,00 \text{ metri} - \text{Altezza utile canna } H = 3,00 \text{ m}$$

Per determinare l'altezza dell'attraversamento occorre conoscere il profilo di corrente all'interno della canna e a tale scopo è necessario determinare le altezze di stato critico e di moto uniforme.

La condizione di stato critico corrisponde all'altezza di minimo valore del carico specifico H:

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\sigma^2} \Rightarrow \frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 0 \quad \text{da cui} \quad \frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$$

Per calcolare l'altezza di stato critico h_c si sfrutta la relazione $\frac{Q^2}{g\sigma^3} \frac{d\sigma}{dh} = 1$ con

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{e} \quad v_c = \sqrt{g \cdot h_c}$$

Per l'altezza di moto uniforme si adopera la formula di resistenza di Gauckler-Strickler con $K' = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in condizioni di esercizio corrente e supponendo la formazione di incrostazioni e depositi in canali rivestiti in c.a. grezzo):

$$Q = K' \cdot \sigma \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi} = \frac{b \cdot h_u}{2 h_u + b}$$

quindi per portata di piena $Q_{\max} = 59,91 \text{ mc/s}$ e $B = 7,00 \text{ m}$ si ricava da cui si ricava:

$$\text{condizioni stato critico:} \quad h_c = 1,95 \text{ m}, v_c = 4,37 \text{ m/s.}$$

$$\text{condizioni moto uniforme:} \quad h_u = 1,21 \text{ m}, v_u = 7,05 \text{ m/s.}$$

$$\text{Altezza cinetica:} \quad H_c = 2,53 \text{ m}$$

$$\text{Pendenza critica} \quad i_c = 0,004095 \text{ m/m}$$

$U = 2,04 > 1$ - **corrente veloce**

Poiché $h_c > h_u$, si ha ancora un **alveo a forte pendenza con corrente veloce**.

Essendo:

$$h_c > h_u, \quad v_c < v_u, \quad i > i_c;$$

la canna è un alveo a forte pendenza, quindi l'altezza massima raggiungibile dal profilo di corrente nella canna è pari a quella critica.

Essendo quindi la canna un canale a forte pendenza ed avendo presente che in corrispondenza del punto iniziale del sottopasso la corrente presenta il minimo contenuto di energia, si avrà **un profilo di corrente veloce accelerato che partirà da condizioni di stato critico a monte ($h = h_c$) e tenderà al moto uniforme verso valle.**

In condizioni di stato critico, per portata di piena calcolata con tempo di ritorno di 200 anni, il massimo tirante idraulico nella sezione di attraversamento è pari a $h_c = 1,95$ m, pertanto **ai sensi di quanto prescritto per gli attraversamenti e rilevati interferenti con la rete idrografica al punto 2 delle nella Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B, nel caso specifico affinché la verifica idraulica sia soddisfatta, deve essere garantito un franco minimo pari al massimo tra i seguenti valori:**

franco = 1 m se il tirante $h > 3m$ o $h = 3m$;

$$\text{franco} = 0,5 + (h - 1) \cdot 0,25 \quad \text{se } 1 \text{ m} < h < 3 \text{ m};$$

franco = 0,5 m se $h < 1$ m o $h = 1$ m;

franco > altezza cinetica $H_c/2 = 2,53 \text{ m}/2 = 1,27 \text{ m}$

nel caso specifico per un tirante idrico pari a $h_c = 1,95$ m, il franco da adottare sarà pari a 1,27 m e pertanto la sezione di attraversamento dovrà garantire un'altezza utile pari a $1,95 \text{ m} + 1,27 \text{ m} = 3,22 \text{ m}$.

Nel caso specifico per una portata di piena di 200 anni la verifica idraulica non sarebbe soddisfatta, infatti sarà garantito un franco 1,05 m minore del franco minimo richiesto di 1,27 m. Pertanto se l'ente gestore ritenesse necessario adeguare l'attraversamento a quanto prescritto dalle normative vigenti per le nuove costruzioni sarebbe opportuno effettuare un abbassamento della sezione di attraversamento di almeno 0,22 m conservando la pendenza originaria della canna.

4 CONCLUSIONI

Quanto riportato nella presente relazione, in termini di compatibilità idrogeologica dell'intervento ed in termini di compatibilità idraulica, dimostra il **rispetto delle prescrizioni del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico per quanto riguarda le opere necessarie a realizzare l'attraversamento aereo del ponte sul Torrente Torti (denominato attraversamento N.01).**

Le verifiche idrauliche della sezione di attraversamento ed il tracciamento dei profili di corrente sono stati effettuati considerando la portata di piena calcolata con un tempo di ritorno di 100 anni come prescritto dalle norme vigenti per gli attraversamenti esistenti. Ad ulteriore approfondimento al paragrafo 3.3.3.4 è stata effettuata una verifica idraulica della sezione di attraversamento per la portata di piena calcolata per un periodo di ritorno di 200 anni da utilizzarsi secondo le prescrizioni O.c.d.p.c n.298 del 17/11/2015 e n.303 del 03/12/2015 per attraversamenti di nuova costruzione e che pertanto va valutata esclusivamente nel caso in cui l'ente gestore ritenesse necessario adeguare l'attraversamento alle ordinanze.

Nello specifico la verifica idraulica della sezione di attraversamento per una portata di piena di 100 anni prescritta dalle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B è ampiamente verificata.

Nello specifico, dalle analisi idrauliche riportate ai paragrafi precedenti, emerge chiaramente che **il passaggio del cavidotto a valle dell'attraversamento (previa staffatura al ponte esistente), non ha alcuna interazione negativa con il deflusso idrico delle acque del *Torrente dei Torti*, inoltre sono verificate tutte le prescrizioni per gli attraversamenti esistenti prescritti dalle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico Bacini Liri-Garigliano Rischio Idraulico – Allegato B e secondo quanto riportato per gli attraversamenti esistenti nel Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici reso dalla Quarta Sezione nella seduta del 18/04/2012 N.15 del protocollo (Prot. 2012 0537961 del 12/07/2017 della Giunta Regionale della Campania – Area Generale di Coordinamento Lavori Pubblici , Opere Pubbliche , Attuazione Espropri).**



Il Tecnico
Ing. Giovanni Della Valle