

**S.S.52 "CARNICA"  
MIGLIORAMENTO DELL'INTERSEZIONE CON S.P. 532 IN LOC.  
PADOLA IN COMUNE DI COMELICO SUPERIORE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

PROGETTISTA ANAS:

*Ing. Vitantonio Suglia*  
Struttura Territoriale Veneto e Friuli Venezia Giulia  
ANAS S.p.A.

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ESTERNA:

R.T.I.: NET Engineering S.r.l. - S.W.S. Engineering S.p.a. - Ambiente S.p.a.



IL PROGETTISTA

Ing. M. Faccioli

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

*Ing. Umberto Vassallo*

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE:

**IDROLOGIA E IDRAULICA**

**Relazione idrologica idraulica e di compatibilità idraulica**

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

N E M S V E    D    0 0 5 3 3

NOME  
FILE

CODICE  
ELABORATO      T 0 0 E G 0 0 G E N R E 0 1

REV.

SCALA

A

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Emissione	10.2022	E. Busana	M. Faccioli	V. Suglia

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....</b>	<b>5</b>
3.1	LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO E DESCRIZIONE DEL TRACCIATO .....	5
3.2	PIANIFICAZIONE DI ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	8
3.3	IL PIANO DI ASSETTO DEL TERRITORIO P.A.T. ....	13
3.4	INTERFERENZE IDRAULICHE .....	13
3.5	IL BACINO DEL TORRENTE PADOLA .....	15
<b>4</b>	<b>IDROLOGIA.....</b>	<b>18</b>
4.1	CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA E REGIME PLUVIOMETRICO .....	18
4.2	ANALISI STATISTICO-PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE .....	20
<b>5</b>	<b>IDRAULICA .....</b>	<b>25</b>
5.1	TOMBINI IDRAULICI.....	25
5.1.1	PARAMETRI MORFOMETRICI DEL BACINO T02.....	25
5.1.2	TEMPO DI CORRIVAZIONE .....	27
5.1.3	TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI – METODO RAZIONALE .....	28
5.1.4	VERIFICA IDRAULICA DEL TOMBINO T02 .....	32
5.2	DRENAGGIO ACQUE DI PIATTAFORMA .....	39
5.2.1	SISTEMA DI RACCOLTA.....	39
5.2.2	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE .....	39
5.2.3	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI TRASPORTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO .....	41
5.2.4	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI MARGINALI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO .....	45
<b>6</b>	<b>INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE DI PROGETTO.....</b>	<b>49</b>
6.1	PREMESSA .....	49
6.2	INQUADRAMENTO NORMATIVO .....	49
6.3	ANALISI DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO .....	49
6.4	CONCLUSIONI .....	54

## 1 PREMESSA

Nella presente Relazione vengono trattati gli aspetti idrologici e idraulici relativi al progetto definitivo che prevede il miglioramento dell'intersezione tra S.S. 52 Carnica e S.P. 532 in località Padola nel Comune di Comelico Superiore (BL).

In particolare, viene fornita la caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e vengono individuate le principali problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali.

Vengono determinati inoltre i valori di colmo delle massime portate di piena da porre a base dello studio idraulico necessario sia al corretto dimensionamento idraulico delle opere di drenaggio (fognature) e attraversamento stradale (tombini a cui afferiscono i bacini minori), sia alla verifica della compatibilità idraulica delle opere proposte con l'assetto idrogeologico delle aste fluviali, così come definito nell'ambito delle vigenti norme, direttive e strumenti di pianificazione di bacino.

In particolare, vengono affrontati i seguenti punti:

- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche idrologiche e idrauliche;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica generale;
- delimitazione dello studio idrologico finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli attraversamenti secondari;
- analisi dell'interferenza tra la viabilità di progetto e l'idrografia superficiale;

Nella sezione idrologica della presente relazione viene descritta l'attività di acquisizione ed elaborazione dei dati di pioggia esistenti. Lo studio e le elaborazioni dei dati raccolti consentiranno di associare, in funzione del tipo e dell'importanza dell'opera, una corretta valutazione dell'evento meteorico generatore della portata di dimensionamento.

Vengono determinate, quindi, le curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame, necessarie per la stima, note le caratteristiche dei bacini idrografici scolanti, delle portate massime da utilizzare nello studio idraulico.

Nella sezione idraulica viene delineato il procedimento di calcolo per la verifica idraulica degli attraversamenti dei corpi idrici minori con i relativi risultati e il loro dimensionamento, assieme al dimensionamento del sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

Dal punto di vista del dimensionamento delle opere idrauliche, si fa riferimento sia alle indicazioni delle NTC2018 (e relativa circolare applicativa del 2019) sia alle indicazioni riportate nel Capitolato Anas, di seguito riepilogate:

- drenaggio della piattaforma stradale:  $T_r=25$  anni;
- fossi di guardia dell'asse principale  $T_r=50$  anni;

- fossi di guardia delle strade secondarie  $T_r=25$  anni;

In particolare, a titolo indicativo e non esaustivo dovranno essere verificate:

- tubazioni di collettamento; che dovranno avere diametro minimo 300 mm e coefficiente di riempimento inferiore al 50% per diametri  $< 400$  mm e 70% per diametri  $\geq 400$  mm. Per particolari esigenze, in corrispondenza delle opere d'arte (viadotti e gallerie) il diametro minimo potrà essere ridotto a 250 mm.
- vena d'acqua defluente in carreggiata a bordo del cordolo; che dovrà risultare inferiore ad 1 m per banchine da 1.75 m;
- fossi di guardia;
- canali di gronda;
- opere di attraversamento del corpo stradale;
- opere di restituzione al reticolo superficiale;

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Direttiva Quadro Acque 2000/60/CE;
- Direttiva Alluvioni 2007/60/CE;
- D.Lgs. n. 152/2006 - T.U. Ambiente e successivi aggiornamenti;
- R.D. 25/07/1904, N. 523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie";
- Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018);
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Dlgs 27 gennaio 1992, n. 132. Protezione delle acque sotterranee;
- Piano di Tutela delle Acque (PTA) della Regione Veneto;
- DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 2948 del 06 ottobre 2009, L. 3 agosto 1998, n. 267 - Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla valutazione di compatibilità idraulica per la redazione di strumenti urbanistici.
- Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico del fiume Piave;
- Piano di Assetto del Territorio Intercomunale (PATI) Alto Comelico, Comune di Comelico Superiore e Danta di Cadore (BL);
- Capitolato Speciale d'Appalto Anas, Servizi di Ingegneria e Architettura.

### 3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

#### 3.1 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO E DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

L'intersezione oggetto dell'intervento è situata lungo la S.S. 52 Carnica alla pk 99+850 e permette la connessione della statale con il centro abitato di Padola attraverso la S.P. 532 che poi prosegue verso Auronzo di Cadore.

L'intersezione esistente a "T", a raso tra le due strade sopracitate, ha una conformazione molto compressa vista la morfologia del territorio che presenta, proprio in quel tratto, pendenze molto acclivi del versante su cui si sviluppa la Statale.

Le due strade si sviluppano parallelamente ed in aderenza per circa un centinaio di metri nel tratto in prossimità dell'intersezione di progetto. Un muro di sostegno separa le due carreggiate che si staccano altimetricamente.

L'intervento in oggetto prevede il miglioramento dell'intersezione tra la S.S.52 e la S.P.532 in località Padola nel Comune di Comelico Superiore (BL), così come mostrato nelle seguenti figure.

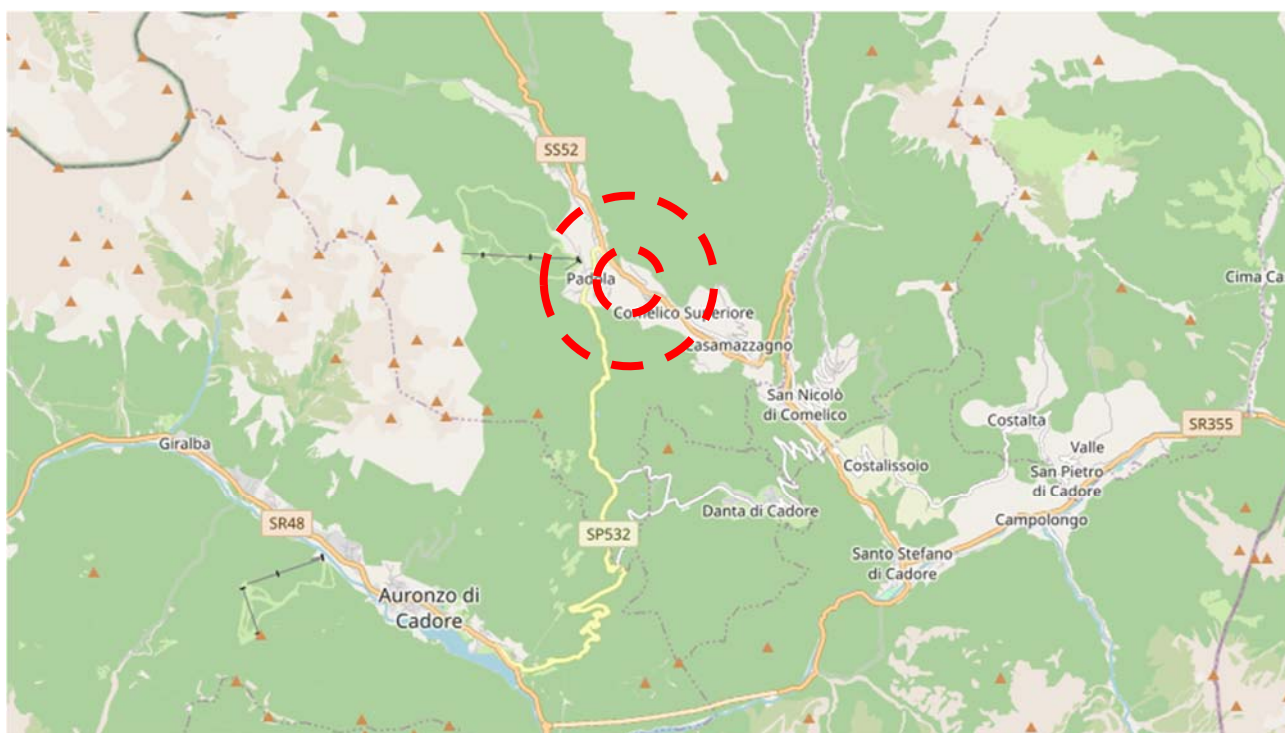


Figura 3.1 – Inquadramento territoriale.

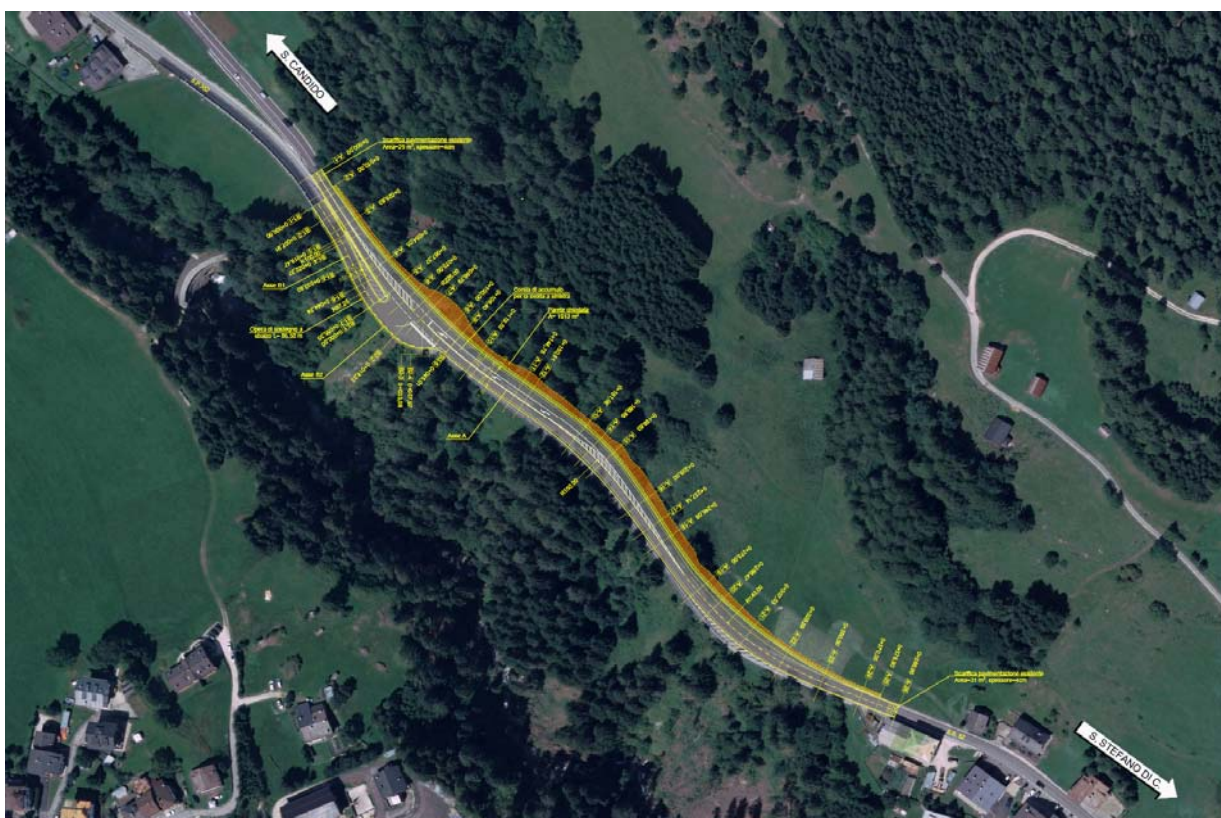


Figura 3.2 – Tracciato di progetto.

Il tracciato principale si sviluppa in direzione sud-est, partendo dalla pk 99+900 della S.S.52, per 388.90m. Lungo il tratto si prevede un allargamento della strada verso monte al fine di garantire una dimensione minima della strada e l'introduzione della corsia di accumulo centrale per la svolta a sinistra verso Padola.

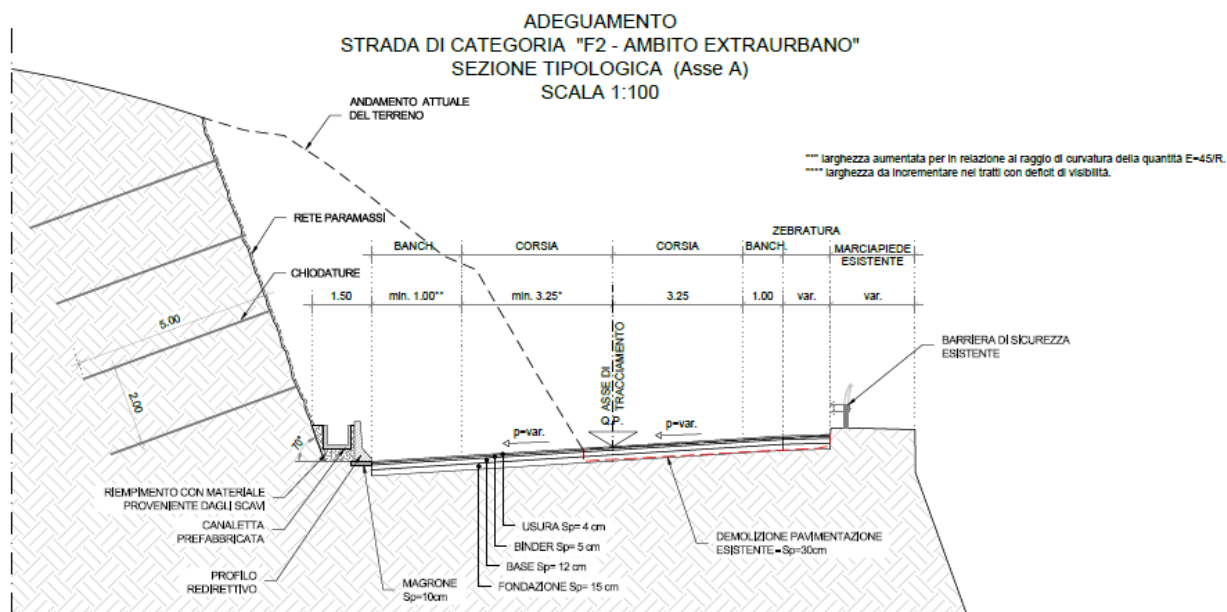


Figura 3.3 – Tratto in allargamento verso il versante.

Tale allargamento, vista la presenza di affioramenti in roccia e l'acclività del versante, sarà sostenuto da una parete chiodata che si svilupperà sul lato sinistro per tutto il tratto.

A sostegno degli di collegamento con l'abitato di Padola è prevista un'opera a sbalzo in C.A. sostenuta da micropali a larghezza variabile che aggetta fino ad una larghezza massima di 3.55m.

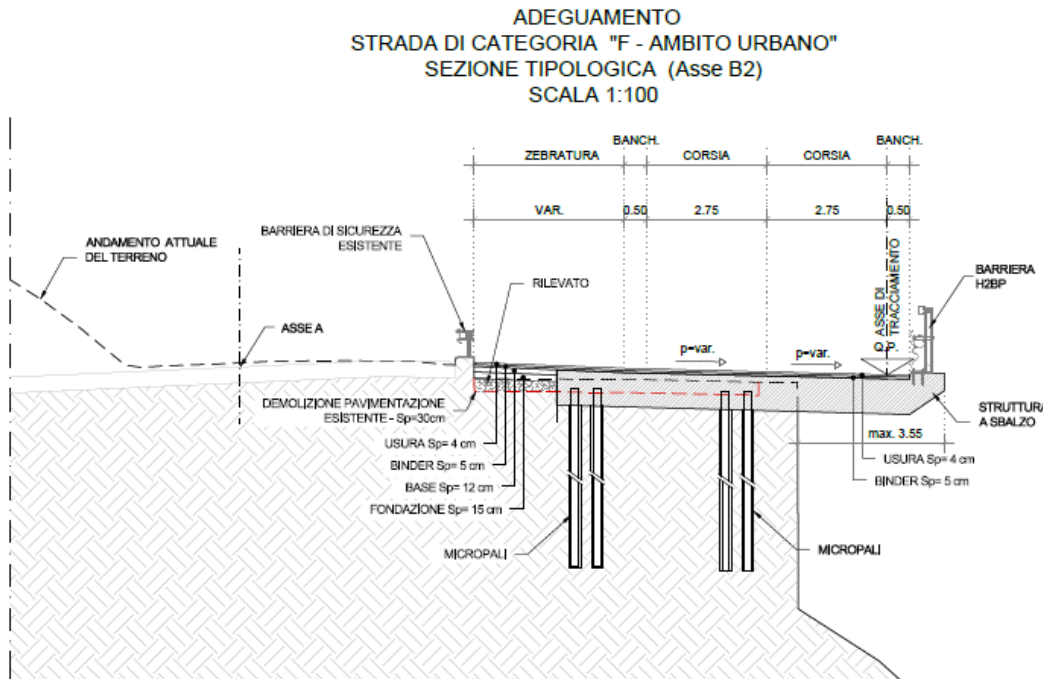


Figura 3.4 – Tratto di collegamento all'abitato di Padola.

Non sono previste interazioni con l'alveo del Torrente Padola, scorrendo esso a oltre 80 metri al di sotto del piano stradale; per questo motivo non si è ritenuto necessario eseguire l'analisi idrologica e idraulica di tale corso d'acqua.

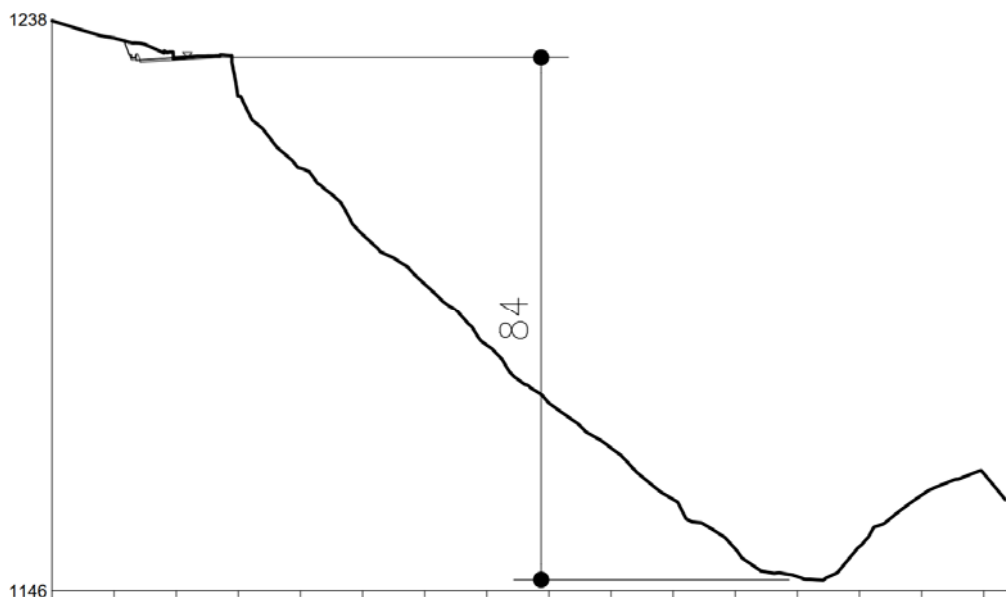


Figura 3.5 – Sezione della valle del T. Padola presso l'intervento (Fonte: rilievo 2022 mediante drone).



### 3.2 PIANIFICAZIONE DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

La normativa di riferimento in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni è la Direttiva europea 2007/60/CE conosciuta anche come "Direttiva Alluvioni".

La Direttiva, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, in analogia a quanto predispose la Direttiva 2000/60/CE in materia di qualità delle acque, vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone, pertanto, l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Il recepimento della normativa europea da parte della legislazione nazionale ha portato alla definizione dei Distretti idrografici, soggetti competenti per gli adempimenti previsti dalla Normativa, tra i quali fondamentale importanza ha la redazione delle mappe di pericolosità idraulica e rischio idraulico. In Italia, sono stati individuati 8 Distretti Idrografici. Il territorio dei Distretti è stato a sua volta suddiviso in Unit of Management (UoM) ovvero unità territoriali omogenee di riferimento per la gestione del rischio di alluvione corrispondenti ai principali bacini idrografici, ognuna delle quali fa riferimento alla relativa Autorità Competente o Competent Authority (CA).

L'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali opera sui bacini idrografici nelle regioni Friuli-Venezia Giulia e Veneto e marginalmente in Lombardia, nelle Province Autonome di Trento e di Bolzano, nonché su alcuni bacini transfrontalieri al confine con Svizzera, Austria e Slovenia.

L'ambito territoriale copre circa 40.000 km<sup>2</sup>, in cui vivono circa 7,1 milioni di abitanti.

Al Distretto delle Alpi orientali appartengono 14 bacini idrografici:

- il bacino idrografico dell'Adige, già bacino nazionale
- i bacini idrografici dell'Isonzo, del Tagliamento, del Livenza, del Piave e del Brenta - Bacchiglione, già bacino nazionale;
- i bacini idrografici del Lemene e del Fissero – Tartaro - Canalbianco, già bacini interregionali
- il bacino dello Slizza (ricadente nel bacino del Danubio), del Levante, quello dei tributari della Laguna di Marano-Grado, quello della pianura tra Piave e Livenza, quello del Sile e quello scolante della Laguna di Venezia, già bacini regionali.

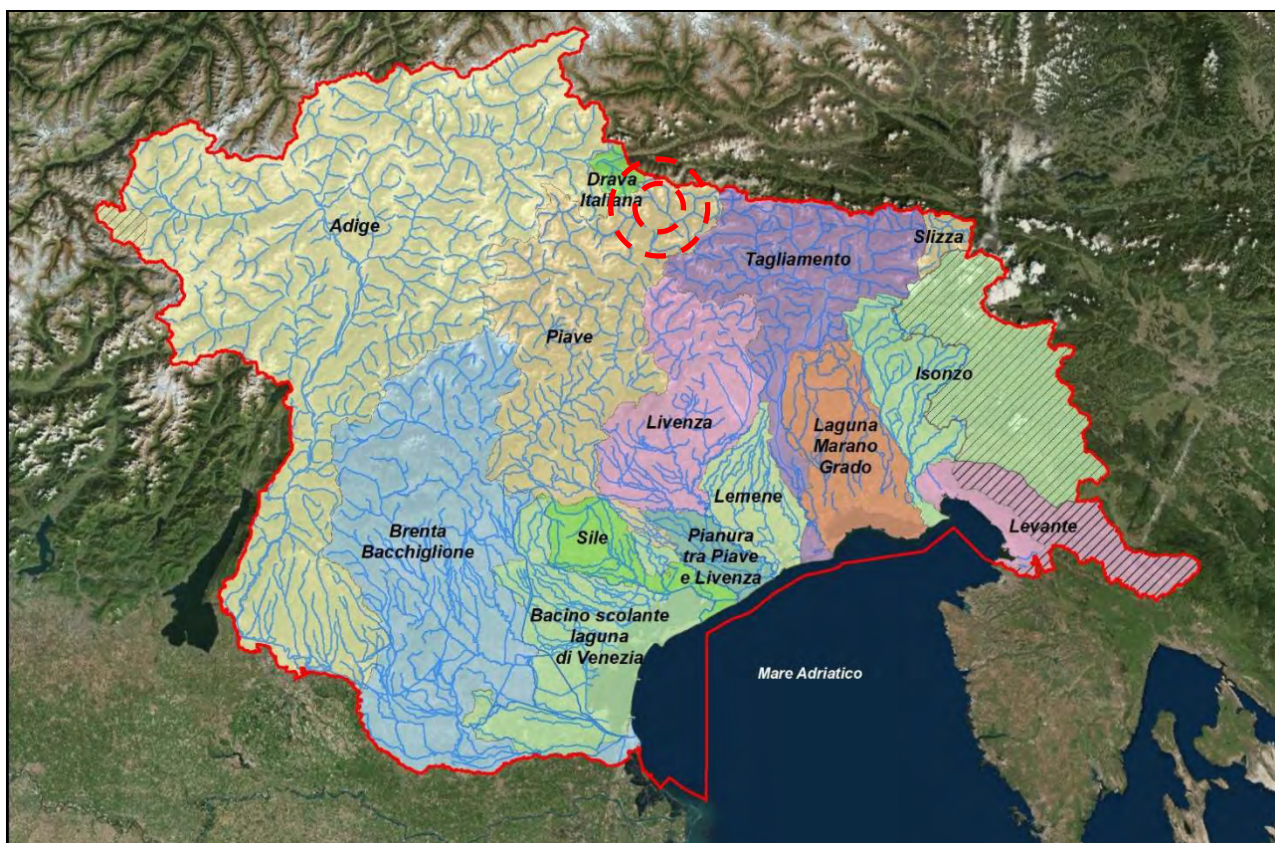


Figura 3.6 – Autorità di bacino distrettuale delle Alpi orientali; Bacini idrografici.

Strumento fondamentale dell’Autorità di Distretto è il Piano di Bacino idrografico, definito come “lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono individuate e programmate le azioni finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e la corretta utilizzazione delle acque”.

L’attività di pianificazione in tema di difesa del suolo e gestione delle risorse idriche nel distretto idrografico si concretizza perciò nel Piano di Bacino, realizzato attraverso “piani stralcio”, in particolare il Piano di Gestione delle Acque ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni PGRA.

Il Comitato istituzionale (con delibera n. 1 del 17.12.2015) ha stabilito che il PGRA non costituisce automatica variante dei PAI dei bacini componenti il distretto idrografico delle Alpi Orientali, che continuano a costituire riferimento per gli strumenti urbanistici di pianificazione e gestione del territorio, nonché per la pianificazione di settore che consideri l’assetto idrogeologico del territorio. Pertanto, ai fini della verifica della rispondenza del progetto agli strumenti di pianificazione territoriale, si fa riferimento al piano redatto dalla Autorità di Bacino del fiume Piave, competente sull’area in esame precedentemente all’entrata in vigore della Direttiva Alluvioni.

Questa Autorità ha redatto e adottato con delibera del Comitato istituzionale del 3/03/2004 un Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (PAI), previsto dalle Leggi 267/’98 e 365/’00, configurato come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L. 183/’89.

Il Piano è costituito fundamentalmente dalle fasi conoscitiva, propositiva, programmatica, contenute in una relazione generale, e dalla cartografia con la perimetrazione delle aree pericolose ed a rischio.

Si ritiene opportuno sottolineare che nella prima redazione del piano non sono state perimetrate, in considerazione delle conoscenze disponibili, tutte le aree pericolose presenti sul territorio. Pertanto, le cartografie allegate al Piano devono considerarsi un documento preliminare, e non esaustivo, delle reali e potenziali pericolosità idrauliche e geologiche presenti nei bacini idrografici. In particolare, questa casistica si presenta per i territori sottesi dalla rete idrografica montana, che interessa il territorio in cui ricade il tracciato di progetto, dove gli studi di settore sono in corso di elaborazione. In attesa di tali approfondimenti il piano pertanto individua precisi criteri da utilizzare da parte del pianificatore in assenza di specifiche perimetrazioni.

Per le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (art. 3 della L. 183/89 e dall'art. 1, comma 1 della L. 267/98), il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo, tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate le azioni e le norme d'uso riguardanti l'assetto idraulico ed idrogeologico del bacino.

Il progetto individua un sistema integrato di interventi strutturali e non strutturali da realizzare nel breve, medio e lungo periodo. Gli interventi proposti nel progetto di Piano rappresentano un sistema integrato ed organizzato di interventi che permette di verificare in progress gli effetti dei vari interventi sull'idrosistema garantendo comunque l'esecuzione di parti finite e funzionali di opere. La priorità degli interventi strutturali e non strutturali è finalizzata pertanto a massimizzare il rapporto efficacia-costi allo scopo di ottenere subito i maggiori risultati in termini di sicurezza acquisibile in un'ottica di conservazione del "territorio fluviale", mantenendo comunque la possibilità di limitare eventualmente le opere programmate nel medio e lungo periodo in relazione alle nuove ed ulteriori informazioni acquisite attraverso l'attuazione delle azioni programmate nel breve periodo.

Il Piano si prefigge l'obiettivo di garantire al territorio del bacino un livello di sicurezza adeguato rispetto ai fenomeni di dissesto idraulico e geologico, attraverso il ripristino degli equilibri idraulici, geologici ed ambientali, il recupero degli ambiti fluviali e del sistema delle acque, la programmazione degli usi del suolo ai fini della difesa, della stabilizzazione e del consolidamento dei terreni.

Il Piano persegue finalità prioritarie di protezione di abitati, infrastrutture, luoghi e ambienti di pregio paesaggistico e ambientale interessati da fenomeni di pericolosità, nonché di qualificazione e tutela delle caratteristiche e delle risorse del territorio.

Dall'analisi delle planimetrie del rischio idraulico allegate al PGRA, nell'area di intervento non sono segnalate aree aventi Rischio Idraulico; pertanto, il progetto è pienamente compatibile con il PGRA. Analogamente, non si segnalano interferenze del tracciato con aree aventi pericolosità idraulica secondo le perimetrazioni del PAI dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione.

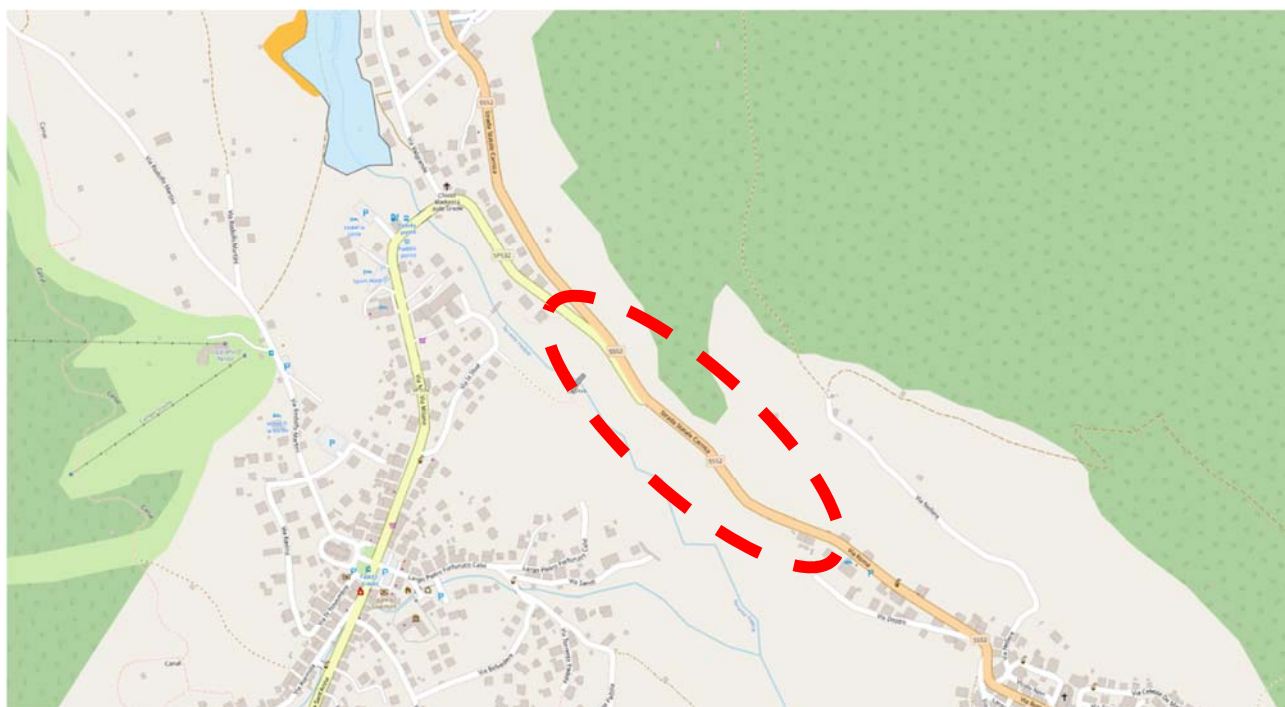
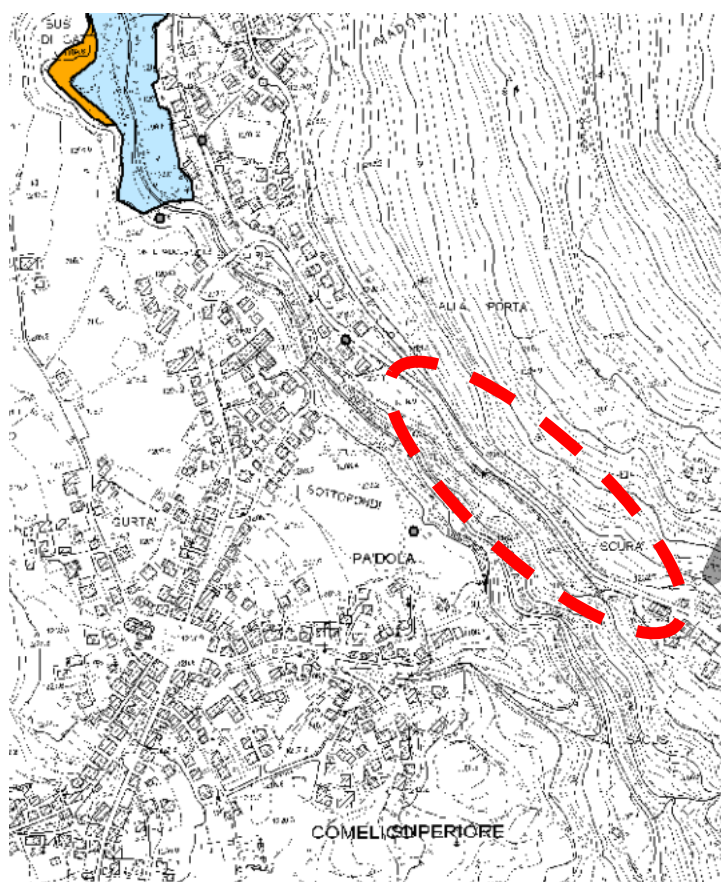


Figura 3.7 – Planimetrie delle aree con Rischio Idraulico del PGRA.



LEGENDA

Perimetrazione e classi di pericolosità idraulica

- F - Area Fluviale
- P1 - Pericolosità idraulica moderata
- P2 - Pericolosità idraulica media
- P3 - Pericolosità idraulica elevata
- P4 - Pericolosità idraulica molto elevata

Indicazione delle zone di pericolosità e di attenzione geologica\*  
\*cfr. cartografia geologica

Figura 3.8 – Aree con Pericolosità Idraulica secondo il PAI.

A seguire si riporta la relativa mappa degli allagamenti per tempo di ritorno di 30, 100 e 300 anni così come desumibile dal Sistema Informativo per la Gestione ed il Monitoraggio delle

informazioni e dei procedimenti Ambientali della Direttiva Alluvioni (fonte: webgis Distretto Alpi Orientali, <https://sigma.distrettoalpiorientali.it/sigma/webgisviewer?webgisId=42>).

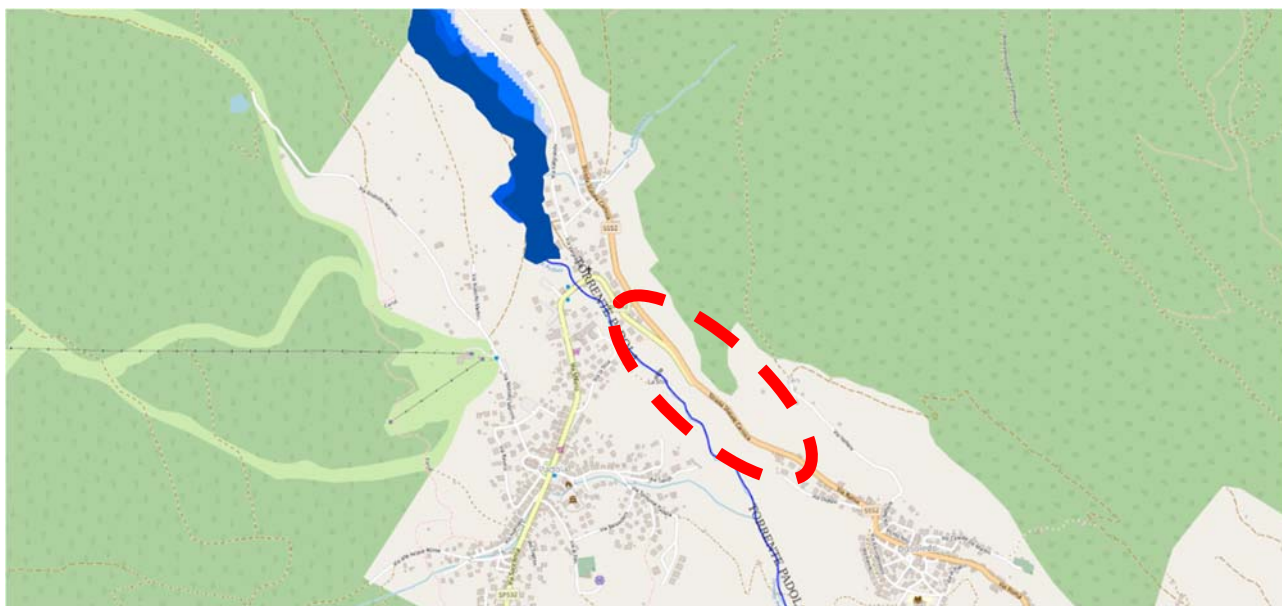


Figura 3.9 – Mappe degli allagamenti per  $Tr=30$ , 100 e 300 anni.

### **3.3 IL PIANO DI ASSETTO DEL TERRITORIO P.A.T.**

Il Piano di Assetto del Territorio (PAT), come definito dall'articolo 13 della legge regionale 11 del 2004, fissa gli obiettivi e le condizioni di sostenibilità degli interventi e delle trasformazioni ammissibili ed è redatto, dai Comuni, sulla base di previsioni decennali. Il P.A.T. (che sostituisce il Piano Regolatore Generale) determina le scelte strategiche di assetto e di sviluppo del territorio comunale

All'interno del P.A.T. è contenuta la Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI), documento che contiene le valutazioni sulle situazioni di dissesto del territorio ed evidenzia la relativa compatibilità con le previsioni urbanistiche nelle "Zone di attenzione idraulica", definite nell'art. 5 NTA del PAI dei bacini idrografici dei fiumi dell'Alto Adriatico (adottato con delibera n.3 CI 09/11/2012).

Nel caso in esame, il Comune di Comelico Superiore ha redatto il Piano di Assetto del Territorio Intercomunale (P.A.T.I.) assieme al Comune di Danta di Cadore.

In tale documento non vengono evidenziate criticità legate all'area di intervento.

La VCI presentata per il P.A.T.I. contiene analisi idrologiche del Torrente Padola, descritte nel rispettivo capitolo, e i cui risultati saranno assunti come riferimento nel prosieguo del presente studio.

### **3.4 INTERFERENZE IDRAULICHE**

Tenuto conto di quanto espresso relativamente al Torrente Padola, la principale e unica interferenza del tracciato in progetto con il reticolo idrografico secondario è costituita da un modesto rio che raccoglie le acque di parte del versante al di sopra del tracciato, poco più a nord dell'abitato di Dosoledo.

Tale alveo si colloca alla progressiva 0+322 dell'asse A e viene identificato in progetto con la sigla "T02".



Figura 3.10 – Attraversamento T02 alla progressiva 0+322.

Dato che la viabilità in questo punto si inserisce all'interno del versante, è previsto il rifacimento dello scivolo (attualmente in legno) mediante un manufatto in calcestruzzo rivestito in pietra locale, il cui scarico avviene in un pozzettone grigliato e con fondo ribassato rispetto al tubo di scarico DN1500mm in CA diretto al recapito in corrispondenza dell'attuale sbocco. Tale diametro è richiesto dal capitolato Anas, che prevede diametro non inferiori a 1500mm per i tombini che danno continuità agli alvei naturali.

Il grigliato è necessario per bloccare il materiale grossolano proveniente dal versante di monte, mentre il fondo ribassato è utile per favorire il deposito del materiale sabbioso e ghiaioso.

È presente un secondo attraversamento alla progressiva 0+116 di dimensione incognita, ma tale attraversamento non si configura come un tombino idraulico a servizio di un'incolazione naturale ma come un semplice sistema di raccolta delle acque di piattaforma e quindi non soggetta alla prescrizione del diametro minimo di 1500mm: l'attraversamento esistente verrà sostituito da una tubazione di diametro adeguato.

Tale attraversamento viene identificato in progetto con la sigla "T01".



Figura 3.11 – Attraversamento T01 alla progressiva 0+116.

A causa dell'acclività dell'area e la presenza della passerella pedonale a sbalzo, di entrambi questi attraversamenti non è nota la geometria dello scarico; in ogni caso, è necessario prevederne il rifacimento, in particolare per il tombino alla progressiva 0+322 in quanto il suo diametro (circa 30cm) non rispetta le prescrizioni Anas e, in ogni caso, non risulta verificato idraulicamente.

I rispettivi calcoli idraulici sono riportati nel seguito della trattazione.

### 3.5 IL BACINO DEL TORRENTE PADOLA

Secondo quanto riportato nella Valutazione di compatibilità idraulica del maggio 2016 del PATI Alto Comelico relativo al Comune di Comelico Superiore (BL), il T. Padola è un affluente di destra del F. Piave, nel quale confluisce presso S. Stefano di Cadore dopo aver percorso l'omonima valle che ha origine al Passo di Montecroce Comelico.

Il limite nord del bacino rappresenta lo spartiacque tra i bacini del Piave e della Drava e individua la linea di confine con la Provincia di Bolzano e con l'Austria.

Il torrente ha origine dal fondo di una valle, ad est del passo di Montecroce, delimitata dalla dorsale che dal Col Quaternà, passando per il Passo Silvella, raggiunge i Frugnani e quindi prosegue in direzione nord-ovest lungo la cresta di confine di Stato raggiungendo le cime dell'Eisenreich e dello Schontalhohe. Il torrente (in questo tratto denominato Grenzbach) procede in direzione est-ovest, verso l'Alpe di Nemes e il suo alveo coincide con il confine tra le due Provincie. All'Alpe di Nemes cambia direzione e si dirige verso sud.

Dal Col Quaternà una lunga dorsale, denominata Costa della Spina, separa il bacino del Padola da quello del suo principale affluente, il T. Digon che confluisce in sinistra presso la località Gera, in Comune di S. Nicolò Comelico.



Verso ovest il limite del bacino, superato il passo di Montecroce, è costituito dai massicci montuosi della Croda Rossa, Cima Undici, Monte Popera e quindi, procedendo verso sud, Cima Bagni, Croda da Campo, sino ad arrivare al Passo di S. Antonio.

A seguire si riporta la localizzazione del Torrente Padola e relativi affluenti maggiori, così come desumibile dal Sistema Informativo per la Gestione ed il Monitoraggio delle informazioni e dei procedimenti Ambientali della Direttiva Alluvioni (fonte: webgis Distretto Alpi Orientali, <https://sigma.distrettoalpiorientali.it/sigma/webgisviewer?webgisId=42>), e i principali dati morfologici così come desunti dalla relazione di accompagnamento al Piano Stralcio per la Gestione delle Risorse Idriche del Bacino del Fiume Piave (marzo 2004, tav. 13).

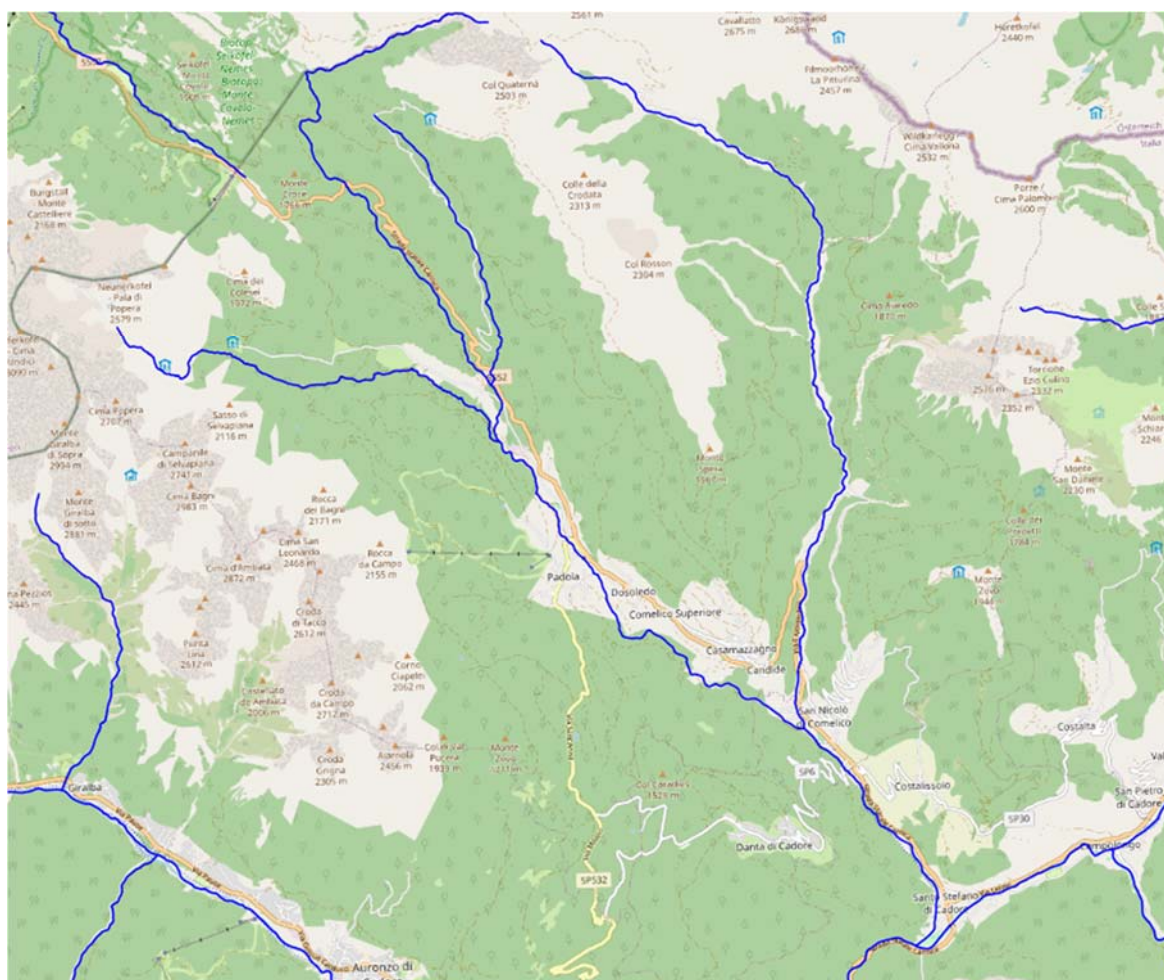


Figura 3.12 – Localizzazione del Torrente Padola.

Sempre in base alla VCI del PATI, considerando il bacino chiuso all'abitato di Padola, cioè comprensivo della parte di bacino che va dalla confluenza del Risena sino al ponte all'ingresso del paese, compresi quindi i bacini del Rio Praducchia e del Rio della Madonna, risultano i seguenti valori:

Tabella 1 – T. Padola chiuso all'abitato di Padola (Fonte: VCI del PATI).

S (km <sup>2</sup> )	H (m s.m.)	H <sub>max</sub> (m s.m.)	H <sub>m</sub> (m s.m.)	L (km)	τ (ore)	h <sub>50</sub> (mm)	h <sub>100</sub> (mm)	φ	Q <sub>50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)
54,34	1.182	3.092	1760	11,65	2,44	49,30	54,53	0,35	107	120

Ulteriori informazioni sul bacino sono state desunte dalla relazione del Piano Stralcio per la Gestione delle Risorse Idriche del Fiume Piave (2007) e qui di seguito riportate.

numero sottobacino	corpo idrico	Descrizione del sottobacino	Altitudine massima [m s.l.m.]	Altitudine media [m s.l.m.]	Superficie [km <sup>2</sup> ]	Piuvosità media annua [mm]	Coefficiente di deflusso medio annuo	Contributo al deflusso medio annuo [m <sup>3</sup> /s]	Contributo specifico al deflusso medio annuo [l/(s*km <sup>2</sup> )]
10	Torrente Padola	Torrente Padola dalle origini alla confluenza del torrente Digon	1756	970	76.5	1178	75	2.17	28
11	Torrente Digon	sottobacino di competenza	1809	970	46.3	1191	75	1.33	29
12	Torrente Padola	Torrente Padola dalla confluenza del torrente Digon alla confluenza in Piave	1344	900	10.8	1057	75	0.28	25

Corso d'acqua - stazione di misura	portata media [m <sup>3</sup> /s]	Q347 [m <sup>3</sup> /s]	Q355 [m <sup>3</sup> /s]	portata minima osservata [m <sup>3</sup> /s]	Portata minima annua per Tr=10 anni [m <sup>3</sup> /s]	Portata minima annua di 7gg e Tr=10 [m <sup>3</sup> /s]
Padola a Ponte Padola	1.72	0.61	0.54	0.37	0.46	0.48

Tratta	Area omogenea prevalente	Descrizione	Superficie [km <sup>2</sup> ]	Qmedia [m <sup>3</sup> /s]	coefficiente di concentrazione	Kbiol	Knat	Ktot	Q355 [m <sup>3</sup> /s]	indice di perennità	Q(DMV) idrologica [m <sup>3</sup> /s]	% Qmedia	Q(DMV) [m <sup>3</sup> /s]	q (DMV) [l/(s*km <sup>2</sup> )]
8	2	Torrente Padola, dalle origini alla confluenza del rio Chiamora	76.5	2.14	0.80	1.2		1.2	0.71	0.33	0.1898	9%	0.228	2.98
9	2	Torrente Padola, dalla confluenza con il rio Chiamora alla confluenza in Piave	133.6	3.71	0.71	1.2		1.2	1.24	0.33	0.2943	8%	0.353	2.64

Figura 3.13 – Dati del Torrente Padola.

Queste informazioni verranno riprese nel capitolo della valutazione di compatibilità idraulica delle opere oggetto di questo intervento.

## 4 IDROLOGIA

Lo studio idrologico è volto alla determinazione delle portate di progetto da considerare per il corretto dimensionamento delle opere di attraversamento dei corpi idrici e del drenaggio delle acque di piattaforma.

La valutazione delle portate di progetto, in generale, deriva da una analisi statistica dei dati disponibili, in modo da stabilire una relazione fra le portate ed il corrispondente tempo di ritorno  $T_r$ .

Esistono diversi metodi per la valutazione delle portate di progetto, a seconda dei dati di partenza.

Per la valutazione delle portate di progetto si farà ricorso ai metodi di trasformazione afflussi/deflussi dove tipicamente, in caso di bacini non strumentati, le portate di progetto possono essere valutate a partire da una analisi statistica dei dati di precipitazione atmosferica, da trasformarsi in portate per mezzo di modelli matematici.

### 4.1 CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA E REGIME PLUVIOMETRICO

L'area oggetto del presente studio ricade all'interno del bacino del Piave.

Tutto il bacino del Piave appartiene alla zona di clima temperato-continentale ed umido che è comune anche a molte altre aree del versante meridionale delle Alpi. La zona presenta una definizione delle stagioni abbastanza marcata, con inverni freddi e asciutti ed estati calde e spesso umide (specialmente in pianura).

Con riferimento al regime pluviometrico (Figura 4.1), il bacino del Piave può essere suddiviso in quattro zone climatiche: la fascia costiera e di bassa pianura, la fascia dell'alta pianura e collinare, la fascia prealpina e quella alpina. L'area oggetto dello studio ricade all'interno della fascia alpina. Questa zona coincide di fatto con la parte settentrionale della provincia di Belluno. La precipitazione media annua diminuisce gradualmente spostandosi verso nord-ovest, e si mantiene relativamente elevata solo verso il confine con il Friuli.

I valori medi annui di precipitazione vanno dai 1500 mm, delle zone meridionali, ai 1100 mm delle dolomiti attorno a Cortina. Gli anni meno piovosi portano 800-1100 mm, quelli più piovosi 1400-2000 mm. Il mese mediamente meno piovoso è febbraio, con 50-80 mm, mentre quelli più piovosi sono anche qui giugno e novembre, con 100-160 mm. I mesi estivi meno piovosi del trentennio hanno portato circa 40-50 mm.



Figura 4.1 – Carta delle precipitazioni medie annue.

## 4.2 ANALISI STATISTICO-PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE

Per il calcolo delle precipitazioni di assegnato tempo di ritorno nel territorio oggetto dello studio si è fatto riferimento ai dati pluviometrici più recenti desumibili dal portale Arpav<sup>1</sup>.

Tali dati si basano sull'elaborazione delle serie pluviometriche storiche di una stazione prossima all'area in esame.

### Analisi pluviometrica sulla base dei dati Arpav

Le stazioni pluvio-meteorologiche di ARPAV presenti nelle vicinanze dell'area di intervento sono indicate nella seguente figura e visibili nella successiva tabella.



Figura 4.2 – Stazioni pluvio-meteorologiche ARPAV nei pressi dell'intervento.

Tenendo conto dell'estrema vicinanza della stazione di Casamazzagno, si è considerata solamente questa stazione per tutte le elaborazioni.

<sup>1</sup> <https://www.arpa.veneto.it/bollettini/storico/precmax/>

Tabella 2 – Stazioni pluvio-meteorologiche ARPAV.

Stazione meteo (-)	Quota (m s.l.m.)	Serie storiche		Accettabilità serie pluviometrica
		Anno attivazione	n° (anni)	
Casamazzagno	1342	1992	27	Serie completa e significativa (>25 anni)

Sulla base delle indicazioni riportate in tabella, la stazione meteorologica risulta utilizzabile, in riferimento al numero di dati ed all'estensione del periodo storico di acquisizione.

#### Dati stazione di Casamazzagno:

- stazione meteorologica sita nel comune di Comelico Superiore (BL)
- coordinate Gauss-Boaga: 1769316 E, 5166067 N, quota 1342 m s.l.m.;
- altezze di precipitazione per il periodo 1992-2021.

Per la stazione citata, le serie disponibili presso il portale online di Arpa-Veneto riportano le massime altezze di pioggia annuale per durate inferiori all'ora (5, 10, 15, 30 e 45 minuti) e per durate superiori all'ora (1, 3, 6, 12 e 24 ore).

Per gli scopi del presente studio, rivestono interesse tecnico i dati relativi alle durate di precipitazione inferiori all'ora, dato che, come si vedrà, il tempo di corrivazione dei bacini rientrano in quest'ordine di grandezza.

Il portale pubblica anche i coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno di 2, 5, 10, 20 e 50 anni; non sono invece riportati per tempi di ritorno pari a 25, 100 e 200 anni.

Per questa ragione è stata effettuata la rielaborazione dei dati (per durate di pioggia  $d < 1$  e  $d > 1$  ora) al fine di ricavare i coefficienti  $a$  ed  $n$  delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno mancanti; è stata utilizzata la stessa procedura di Arpav in modo tale da avere uniformità dei parametri.

Si ricorda infatti che la legge di dipendenza della media dei massimi di precipitazione con la durata può esprimersi, nel caso più semplice, come:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui i parametri  $a$  e  $n$  dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

La regolarizzazione delle serie di dati disponibili è stata ottenuta mediante la legge di distribuzione del massimo valore asintotico o di Gumbel, stimando i parametri mediante il metodo dei minimi quadrati.

#### DISTRIBUZIONE DOPPIO ESPONENZIALE

Detta anche distribuzione asintotica del massimo valore, o distribuzione di Gumbel, rappresenta la distribuzione di probabilità del massimo valore di una variabile casuale di un campione costituito da un numero di elementi molto grande.

Se  $x$  è la variabile casuale,  $n$  la dimensione del campione, la probabilità  $P_n(x)$  che il valore estremo sia inferiore a  $x$  vale:

$$P_n(x) = \frac{[1 - \exp(-a^*(x-u))]^n}{n}$$

Questa si ricava applicando il principio della probabilità composta ad una probabilità  $P(x)$  che ha un'espressione cui tende asintoticamente ogni distribuzione quando  $x$  diventa molto grande;

Sviluppando in serie di *Mc Laurin* quando  $n$  tende all'infinito,  $P_n(x)$  diventa:

$$P(x) = \exp[-\exp(-a^*(x-u))], \quad (1)$$

essendo  $P(x)$  la probabilità di non superamento del valore  $x$ , "a" un parametro inversamente proporzionale allo scarto quadratico medio indicativo della dispersione nel campione e "n" la moda, ovvero il punto di massimo per la funzione densità di probabilità.

La probabilità di non superamento  $P$  è correlata al tempo di ritorno  $Tr$  essendo

$$Tr = 1/(1-P) \quad (2)$$

mentre per la stima dei parametri  $a$  e  $u$  col metodo di *Gumbel* le espressioni sono:

$$a = \frac{S_y}{S_x} \quad (3)$$

$$u = x_m - \frac{y_m}{a} \quad (3')$$

essendo  $x_m$ ,  $S_x$  e  $y_m$ ,  $S_y$  rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio del campione e della variabile ridotta:

$$y = a * (x-u).$$

Tale variabile è legata alla funzione di probabilità dalle seguenti relazioni:

$$P = \exp(-\exp(-y))$$

$$y = -\ln(-\ln P).$$

Volendo applicare la distribuzione di Gumbel si seguono, in generale, i seguenti passi:

- si ordina la serie n-dimensionale delle  $x$  in senso crescente, e si assegna ad ognuna il numero d'ordine  $m$ ;
- si calcola la frequenza cumulata di non superamento:  $F(x) = m/(n+1) = 1/Tr$  e la si pone uguale a  $P$  per ogni  $x$ ;
- si calcola la  $y(x)$ ;
- si calcola  $x_m$ ,  $S_x$ ,  $y_m$ ,  $S_y$  e perciò  $a$  ed  $u$  con le espressioni (3) e (3');
- si può legare la  $x$  a  $Tr$  tramite (1) e (2), ottenendo:

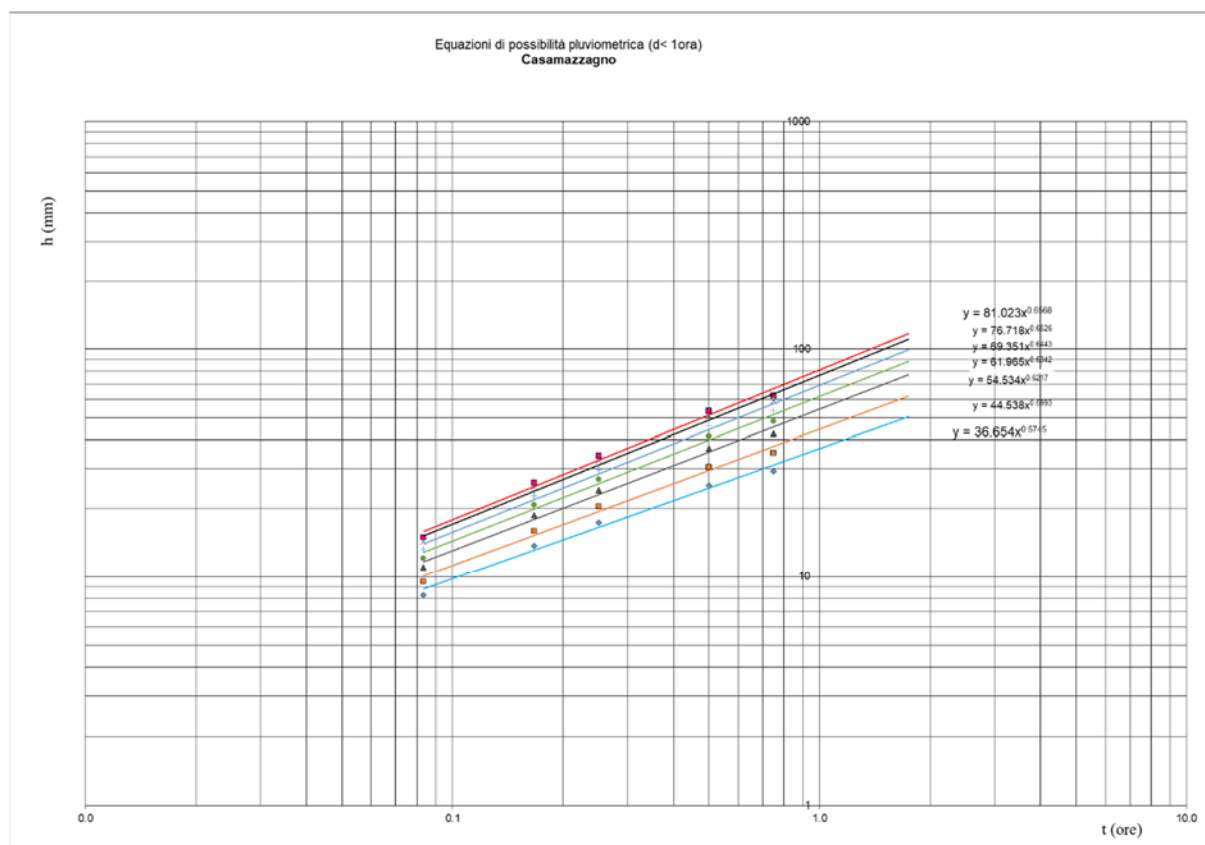
$$x = u - \frac{1}{a} * \ln(-\ln(1 + \frac{1}{Tr})).$$

I coefficienti  $a$  ed  $n$ , ottenuti dalle elaborazioni statistiche dei massimi annuali di precipitazione per la stazione considerata sono riportati nella prossima tabella (i valori da 5 a 50 anni sono sostanzialmente identici ai parametri forniti da Arpav).

Tabella 3 – Coefficienti  $a$  ed  $n$  delle CPP per la stazione pluviometrica di interesse.

Curva di poss. Pluviometrica < 1h		
Tr [anni]	a [mm h <sup>n</sup> ]	n [.]
5	36.654	0.575
10	44.539	0.599
25	54.534	0.622
50	61.965	0.634
100	69.351	0.644
200	76.718	0.653

Curva di poss. Pluviometrica > 1 h		
Tr [anni]	a [mm h <sup>n</sup> ]	n [.]
5	28.576	0.328
10	33.808	0.313
25	40.399	0.299
50	45.280	0.292
100	50.120	0.285
200	54.938	0.280





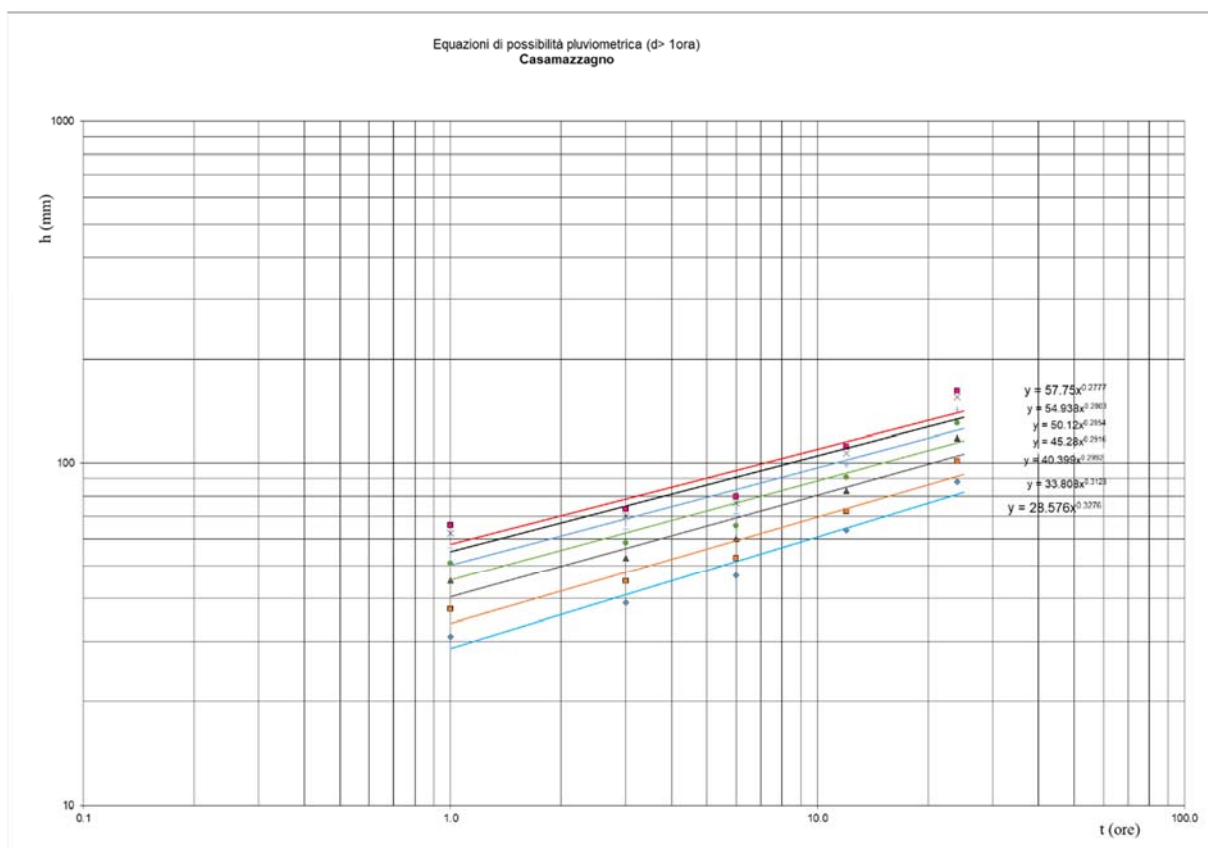


Figura 4.3 – Curve di possibilità pluviometrica.

## 5 IDRAULICA

### 5.1 TOMBINI IDRAULICI

Come riportato nel capitolo 3.4, a seguire si riporta la caratterizzazione del bacino afferente all'attraversamento T02 di progetto, l'unico necessario per dare continuità a un alveo naturale.

#### 5.1.1 Parametri morfometrici del bacino T02

Reperito il modello digitale del terreno dal geoportale della Regione Veneto con risoluzione pari a 5 m, tutte le caratteristiche morfometriche del bacino sono state ottenute mediante l'impiego di tecniche GIS (QGis 3.12).

*Tabella 4 – Parametri morfometrici del bacino T02 chiuso presso la viabilità di progetto*

PARAMETRI MORFOMETRICI			
L	(m)	1182	Lunghezza asta
A	(km <sup>2</sup> )	0.07	Area del bacino imbrifero
Z <sub>m</sub>	(m s.l.m.)	1422	Quota media del bacino
Z <sub>0</sub>	(m s.l.m.)	1235	Quota alla sezione di chiusura
Z <sub>max</sub>	(m s.l.m.)	1625	Quota massima del bacino
i <sub>m_bacino</sub>	(%)	32	Pendenza media del bacino

A seguire si riporta la rappresentazione del bacino, così come ricavato dal DTM 5x5m mediante algoritmi GIS; per maggiore chiarezza, sono riportate anche le curve di livello ricavate da tale DTM. L'ingombro dell'intervento di progetto è rappresentato in colore rosso.

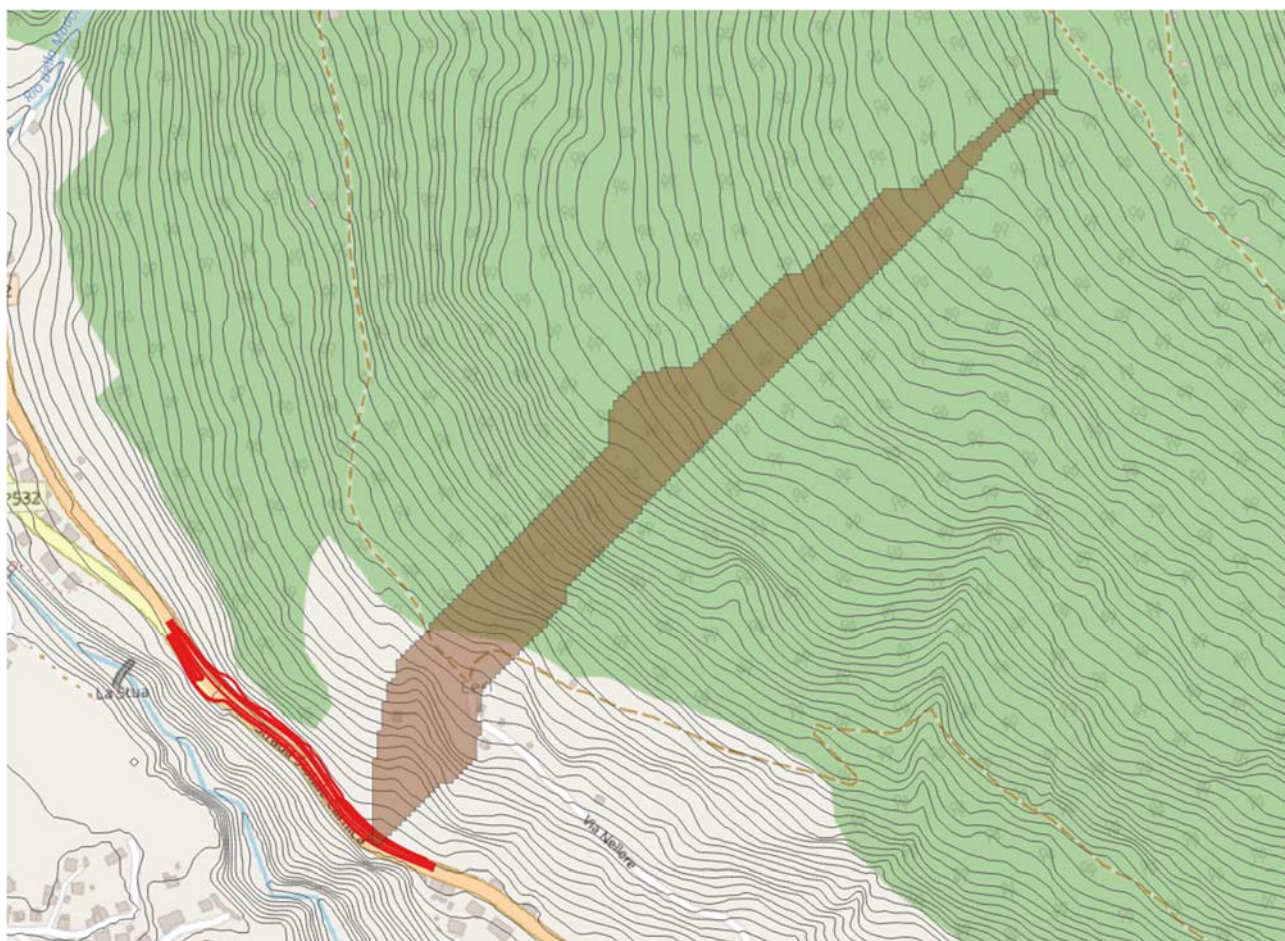


Figura 5.1 – Bacino idrografico dell'attraversamento T02.

A seguire si riporta l'andamento dell'asta e della relativa pendenza, così come desunta mediante elaborazione GIS.

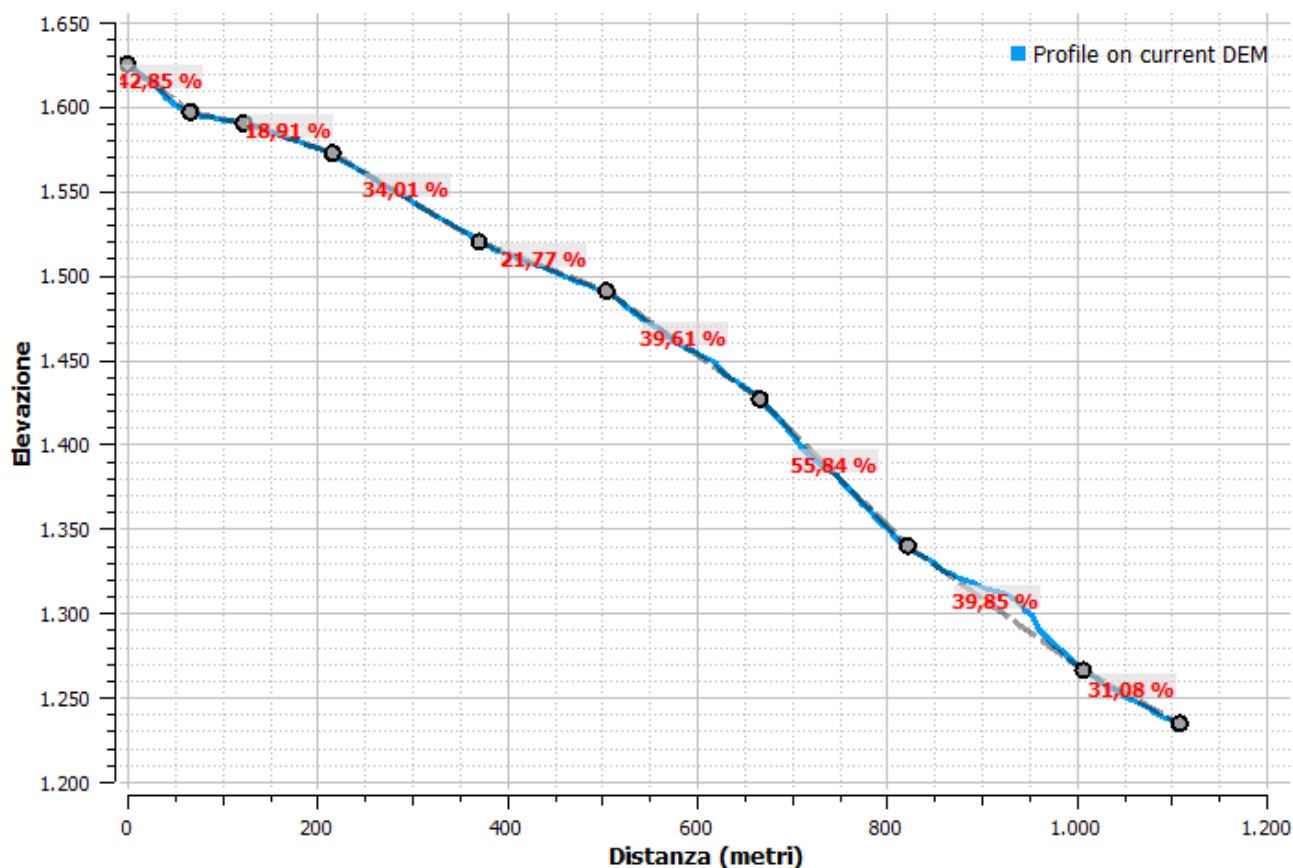


Figura 5.2 – Profilo e andamento della pendenza dell'attraversamento T02.

### 5.1.2 Tempo di corrivazione

Al fine di determinare il tempo di corrivazione del bacino, sono state prese in considerazione le formule di *Pezzoli*, *Ventura*, *Pasini*, *Puglisi* e *Kirpich*. La classica formula di Giandotti, utilizzata molto frequentemente in Italia, non è stata presa in considerazione perché applicabile a bacini più grandi (superficie > 10÷50 km<sup>2</sup>, in funzione delle linee guida seguite).

I risultati ottenuti sono riportati nella prossima tabella riassuntiva, assieme al loro valore medio.

Tabella 5 – Tempi di corrivazione in ore e minuti

Pezzoli	Ventura	Pasini	Puglisi	Kirpich	Medio
0.11	0.06	0.08	0.92	0.12	0.26
6.6	3.6	4.8	55.2	7.2	15.6

Non considerando il tempo ottenuto secondo la formulazione del *Puglisi*, essendo quello che si discosta maggiormente tra i vari tempi calcolati, è stata scelta la formulazione di *Ventura* perché risulta essere la più cautelativa.

Il tempo di corrivazione per l'attraversamento T02, con sezione di chiusura in corrispondenza della viabilità di progetto, risulta essere pari a 0.06 ore, cioè circa 4 minuti.

### 5.1.3 Trasformazione afflussi-deflussi – metodo razionale

La valutazione del deflusso dovuto agli afflussi meteorici al bacino idrografico corrispondente è stata condotta mediante l'applicazione del *metodo cinematico*.

Tale metodo è largamente utilizzato per il calcolo della portata conseguente ad una assegnata precipitazione, ed è detto *metodo cinematico* o del *ritardo di corrivazione* (D. Turazza, 1880).

Il metodo si presta ad essere utilizzato in molti casi ma viene generalmente applicato a bacini scolanti di estensione non troppo estesa. Questo metodo considera che la portata sia proporzionale alla durata dell'evento.

La portata massima si realizza quando in una sezione giungono i contribuenti di tutte le porzioni di bacino e quindi anche quello della particella liquida posta più lontano; questo intervallo di tempo è, per definizione, il tempo di corrivazione  $t_c$ .

Il metodo postula che la portata nella sezione terminale cresca in modo lineare nel tempo fino ad un valore massimo e che decresca in maniera lineare nella fase di esaurimento.

Il valore della portata massima e l'avvio dell'esaurimento sono legati al rapporto esistente tra la durata  $T$  della precipitazione ed il tempo di corrivazione: rapporto che dà origine ai seguenti casi  $T < t_c$ ,  $T = t_c$  e  $T > t_c$ .

Si giunge al picco di piena quando il tempo di precipitazione eguaglia il tempo di corrivazione.

A partire da questa imposizione si calcola la portata massima generata da un dato evento come segue:

$$Q_{max} = \varphi_{med} \cdot S \cdot h / t_c$$

dove  $S$  rappresenta la superficie del bacino,  $\varphi_{med}$  il coefficiente di deflusso medio su tutto il bacino,  $h$  l'altezza di pioggia – funzione di un dato tempo di ritorno – e  $t_c$  il tempo di corrivazione.

Data la modesta estensione del bacino, ci si limiterà a determinare la portata massima e non l'onda di piena associata al bacino.

#### COEFFICIENTE DI DEFLUSSO $\varphi$

Il coefficiente di deflusso  $\varphi_{med}$ , medio sull'intero bacino, è stato determinato considerando l'uso del suolo, così come definito dalle classi *Corine Land Cover* (2018) (fonte: ISPRA).

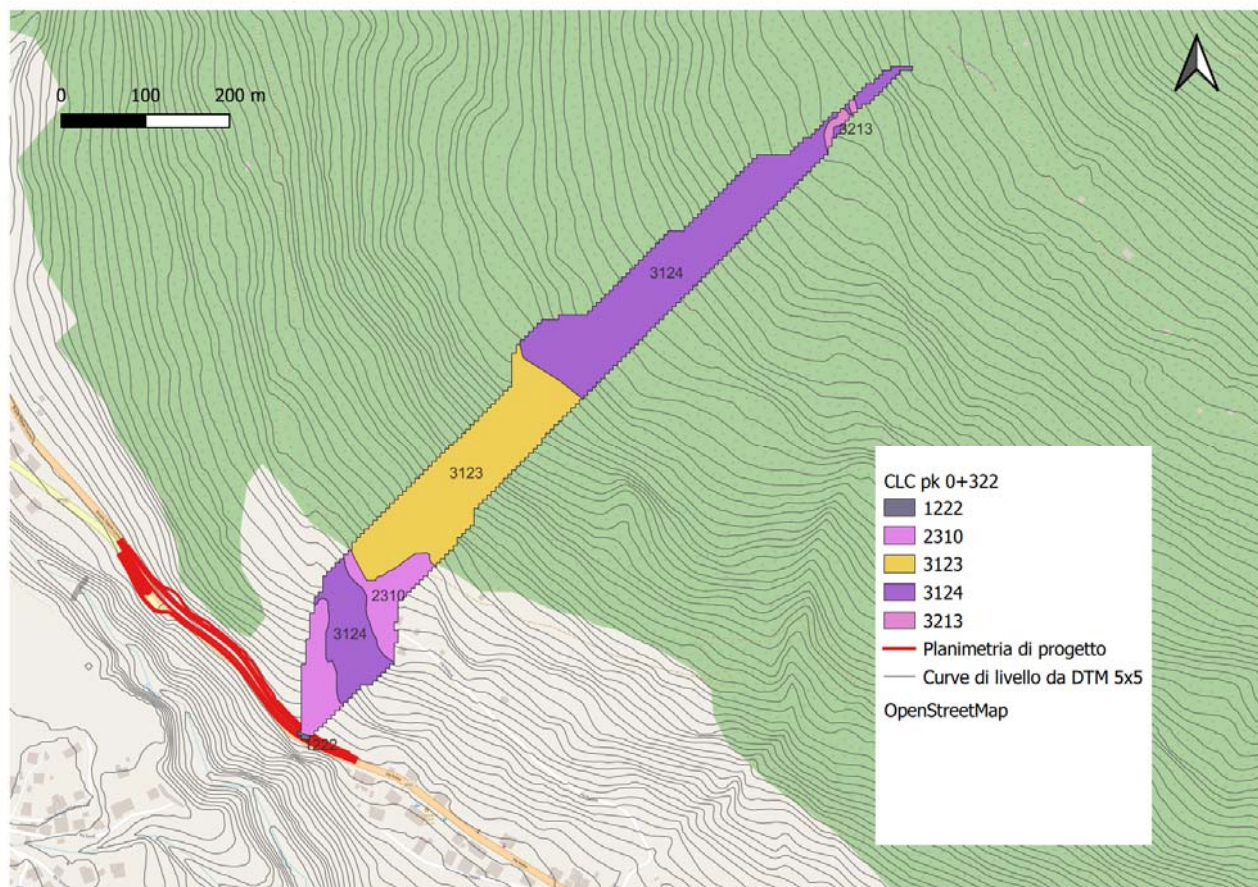


Figura 5.3 – Uso del suolo, Corine Land Cover (2018).

Ad ogni classe di uso del suolo è stato associato un coefficiente di deflusso secondo la seguente tabella.

Tabella 6 – Corine Land Cover VS coefficiente di deflusso  $\phi$

C.L.C. Classe	Descrizione	$\phi$ (-)
111	Tessuto urbano discontinuo	0.5
112	Tessuto urbano discontinuo	0.5
121	Aree industriali, commerciali e dei servizi pubblici e privati	0.8
122	Reti stradali, ferrovie, e infrastrutture tecniche	0.8
131	Aree estrattive	0.5
133	Aree in costruzione	0.5
134	aree degradate non utilizzate e non vegetate	0.5
141	Parchi e giardini	0.3
142	Aree ricreative e sportive	0.3
210	Seminativi irrigui e non irrigui	0.4
211	Seminativi irrigui e non irrigui	0.4
222	Frutteti	0.4
223	Oliveti	0.4
221	Vigneti	0.4
231	Superfici a copertura erbacea: graminacee non soggette a rotazione	0.3
241	colture temporanee associate a colture permanenti	0.3
242	Sistemi colturali e particellari complessi	0.4
243	Aree prevalentemente occupate da colture agrarie con presenza di spazi naturali importanti	0.3
311	Boschi di latifoglie	0.2
312	Boschi di latifoglie	0.2
313	Boschi di latifoglie	0.2
321	aree a pascolo naturale, praterie, incolti	0.3
322	Brughiere e cespuglieti	0.3
323	aree a vegetazione sclerofilla	0.3
324	Brughiere e cespuglieti	0.3

C.L.C. Classe	Descrizione	$\phi$ (-)
332	Accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione	0.5
333	Aree a vegetazione rada	0.3
511	Corsi d'acqua, canali e idrovie	1
512	Bacini idrici artificiali	1
1113	tessuto residenziale continuo, denso recente, alto	0.8
1121	Pertinenza abitativa edificato sparso	0.8
1123	tessuto residenziale sparso	0.8
1211	insediamento industriale o artigianale con spazi annessi	0.8
1212	insediamento commerciale	0.8
1213	insediamento dei grandi impianti di servizi pubblici e privati	0.8
1215	insediamento degli impianti tecnologici	0.8
1221	reti stradali e spazi accessori	0.8
1222	reti ferroviarie comprese le superfici annesse	0.8
1322	depositi di rottami a cielo aperto, cimiteri di autoveicoli	0.8
1332	suoli rimaneggiati e artefatti	0.5
1411	Cimiteri	0.8
1422	aree sportive (calcio, atletica, tennis, etc)	0.3
2111	Colture Intensive	0.4
3112	Boschi a prevalenza di querce caducifoglie ( cerro e/o roverella e/o farnetto e/o rovere e/o farnia	0.2
3113	Boschi misti a prevalenza di latifoglie mesofile e mesotermofile (acero-frassino, carino nero-orniello)	0.2
3114	Boschi a prevalenza di castagno	0.2
3115	Boschi a prevalenza di faggio	0.2
3117	Boschi e piantagioni a prevalenza di latifoglie non native (robinia, eucalipti, ailanto...)	0.2
3122	Boschi a prevalenza di pini montani e oromediterranei (pino nero e larici, pino silvestre, pino loricato)	0.2
3123	Boschi a prevalenza di abete bianco e/o abete rosso	0.2
3124	Boschi a prevalenza di larice e/o pino cembro	0.2
3131	Boschi misti a prevalenza di latifoglie	0.2
3132	Boschi misti a prevalenza di conifere	0.2
3211	Malghe (edificio e annessi)	0.5

Il coefficiente di deflusso medio  $\phi_{med}$  è stato ricavato effettuando una media pesata dei  $\phi_i$  associati alle aree, di seguito riportate.

Tabella 7 – Area associata a ogni classe CLC18 VS coefficiente di deflusso  $\phi$

CLC Liv. IV	area_ha	$\phi$
3124	2.85	0.2
3123	2.40	0.2
231	0.99	0.3
3124	0.77	0.2
321	0.07	0.3
1222	0.01	0.8
242	0.01	0.4

Il coefficiente di deflusso medio pesato sulle diverse superfici a diversa classe di suolo risulta essere:

$$\phi_{med} = 0.22$$

### VALUTAZIONE DELLA PORTATA A 200 ANNI DI TEMPO DI RITORNO

La prossima tabella riassume i principali parametri utilizzati nel calcolo e i risultati ottenuti.

Tabella 8 – Risultati trasformazione afflussi-deflussi, metodo razionale

METODO RAZIONALE			
TR	(anni)	200	Tempo di ritorno
A	(mm/ora <sup>n</sup> )	76.718	Coefficiente della C.P.P.; massima altezza di pioggia per durata unitaria
n	(-)	0.653	Coefficiente della C.P.P.
$\varphi_{med}$	(-)	0.22	Coefficiente di deflusso medio per il bacino
$t_c$	(ore)	0.06	Tempo di corrivazione ( <i>Ventura</i> )
$h(t_c)$	(mm)	11.3	Altezza di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione $t_c$
$i(t_c)$	(mm/ora)	204.03	Intensità di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione $t_c$
$Q(t_c)$	(m <sup>3</sup> /s)	0.9	Portata Tr=200 anni

Ripetendo i calcoli per un tempo di ritorno di 50, 100 e 300 anni, si ottengono rispettivamente i valori 0.7, 0.8 e 0.9 m<sup>3</sup>/s per la portata di picco.



### **5.1.4 Verifica idraulica del tombino T02**

#### Premessa

Ai fini delle verifiche degli attraversamenti idraulici di alvei naturali, il Capitolato Anas richiede che, per tombini e ponticelli di luce netta inferiore a 6 m, il franco idraulico debba essere superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera e comunque superiore a 0.75 m, avendo un diametro minimo di 150cm. Inoltre, all'imbocco le condizioni non dovranno essere in pressione con il carico a monte al massimo pari a 1,2 D (dove D è l'altezza del tombino).

La portata di calcolo considerata è quella bicentenaria, così come richiesto dalle NTC2018 e relativa circolare applicativa del 2019.

Tale manufatto viene anche verificato a moto uniforme nel capitolo dedicato al drenaggio delle acque di piattaforma, raccogliendo esso anche parte delle acque ricadenti sulla piattaforma strada di progetto.

#### Metodo di calcolo

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;
- la forma;
- la scabrezza;
- i livelli liquidi a monte e a valle del collettore.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero sia in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che l'altezza d'acqua agli imbocchi siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica dei tombini è stata condotta mediante il software HY-8 7.60 sviluppato dalla Federal Highway Administration. Il software consente di automatizzare la verifica di attraversamenti stradali definita nella pubblicazione FHWA-NHI-01-020 "Hydraulic design of Highway Culverts" (settembre 2001, aggiornata a maggio 2005) della medesima FHWA.

La verifica proposta dalla FHWA intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

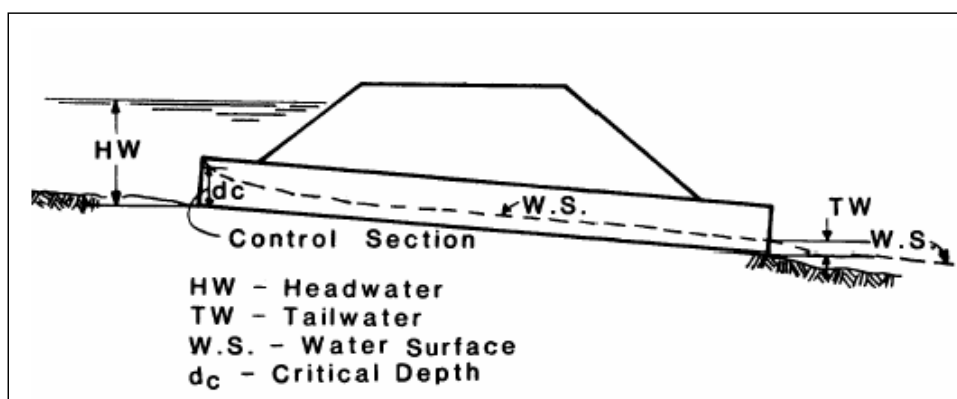


Figura 5.4 – Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso.

Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali delle figure di seguito riportate (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

I diagrammi nelle figure seguenti forniscono tale livello in condizioni di “controllo da monte” rispettivamente per tombini scatoari e circolari, prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell’ingresso (forma e area della sezione);

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l’ingresso. La sezione di controllo si localizza all’uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

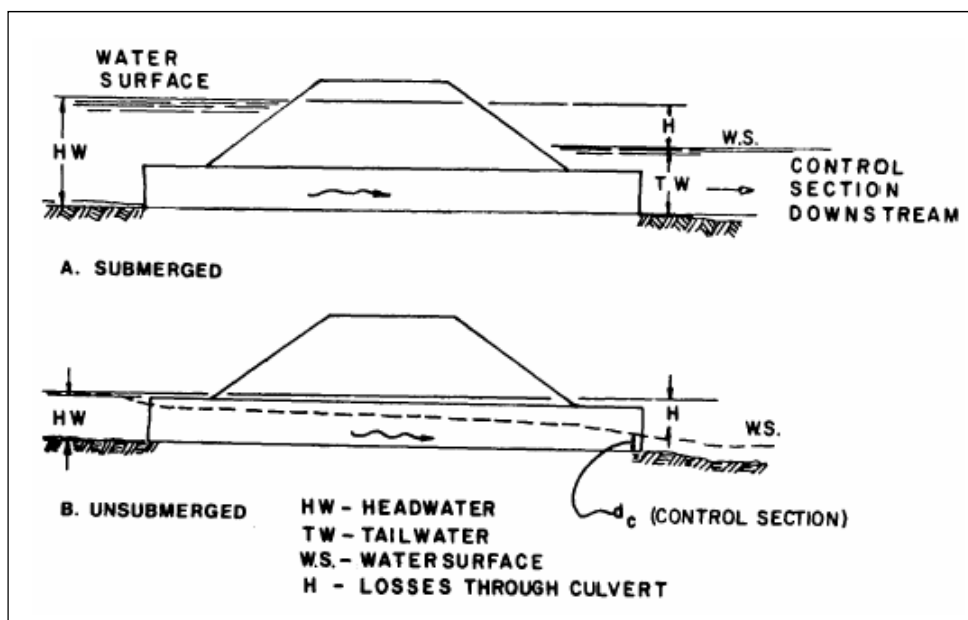


Figura 5.5 – Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino.

I diagrammi delle due successive figure, nel caso di funzionamento per “controllo da valle”, consentono di valutare il livello idrico tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.

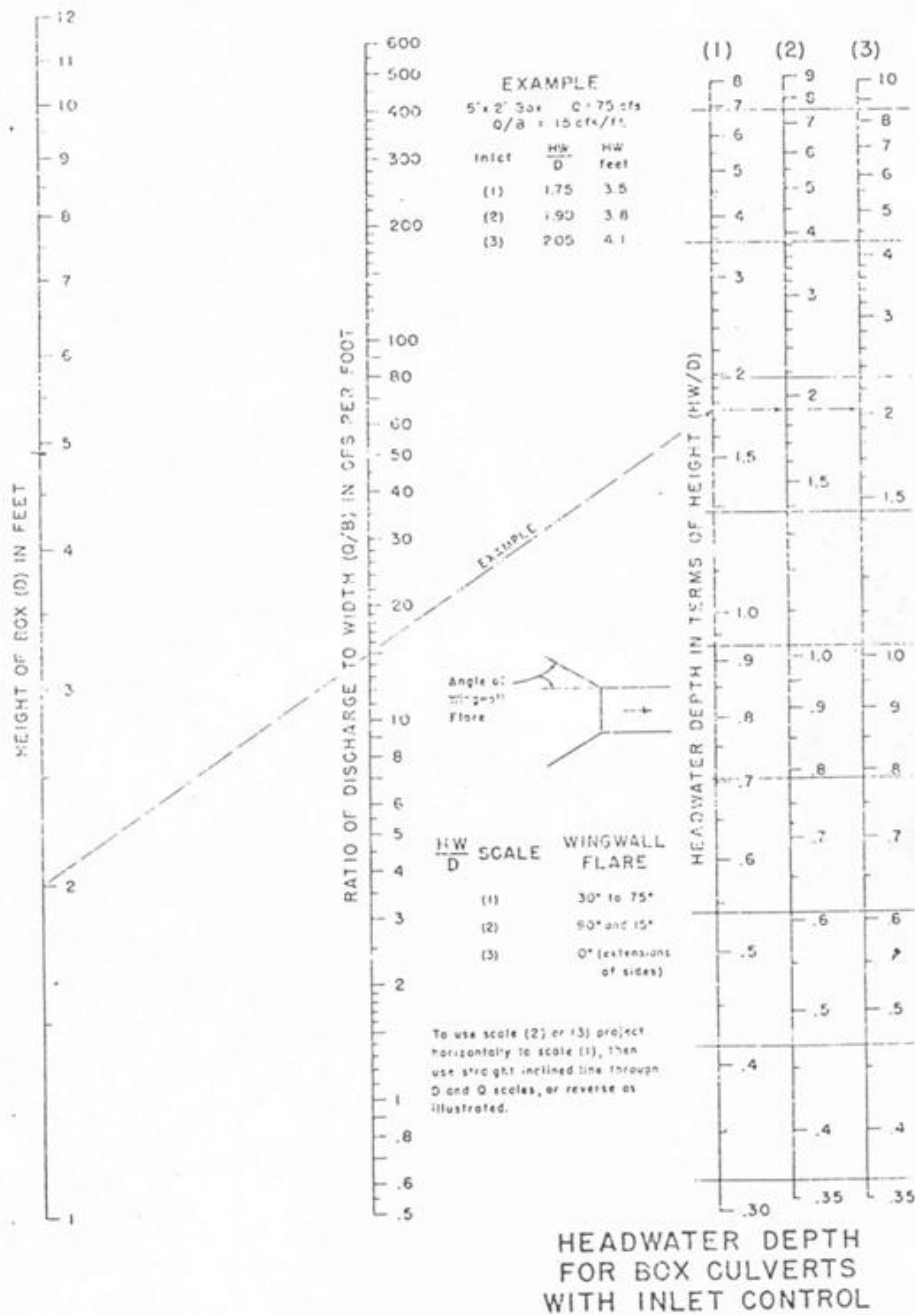


Figura 5.6 – Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

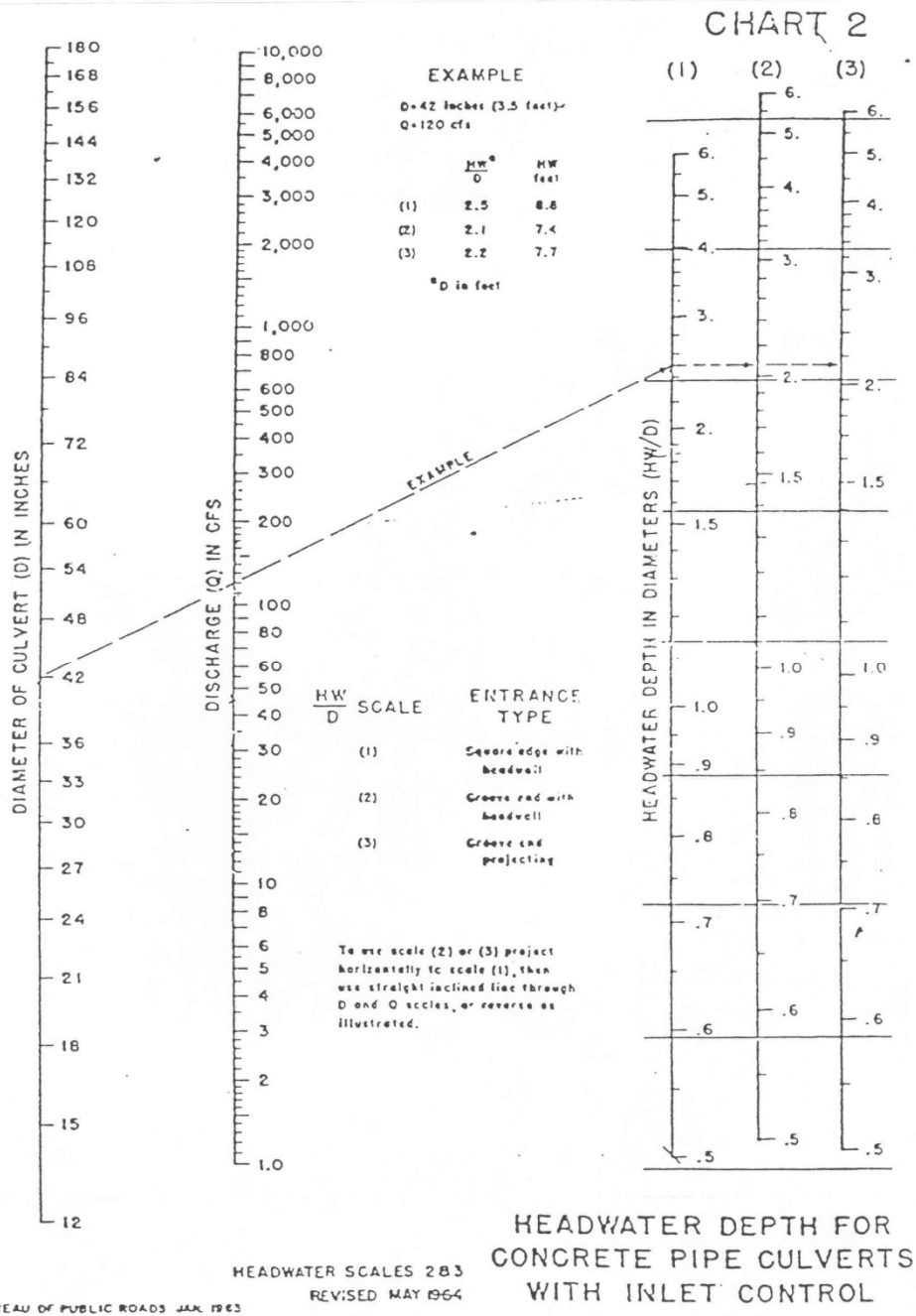


Figura 5.7 – Verifica del riempimento di tombini circolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

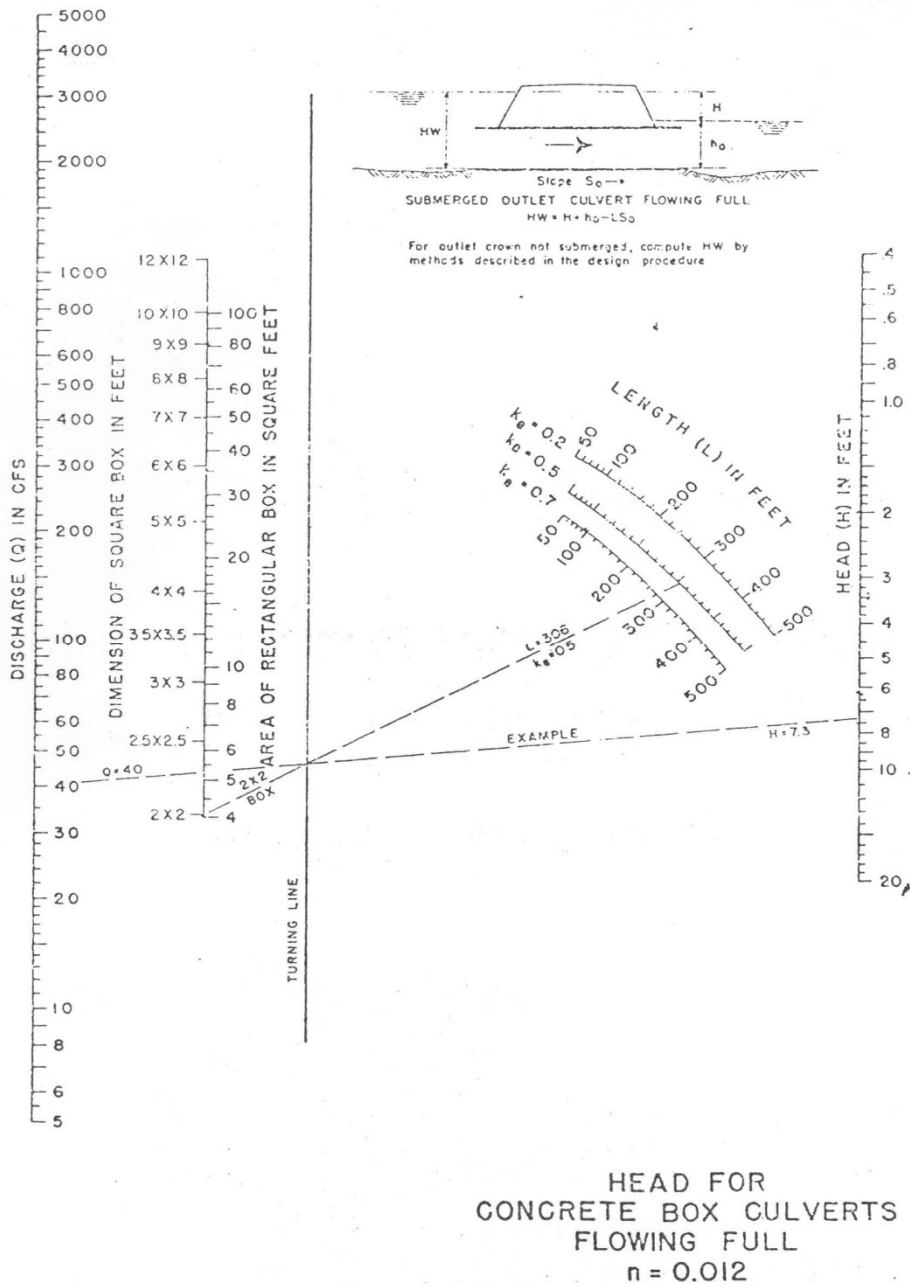


Figura 5.8 – Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

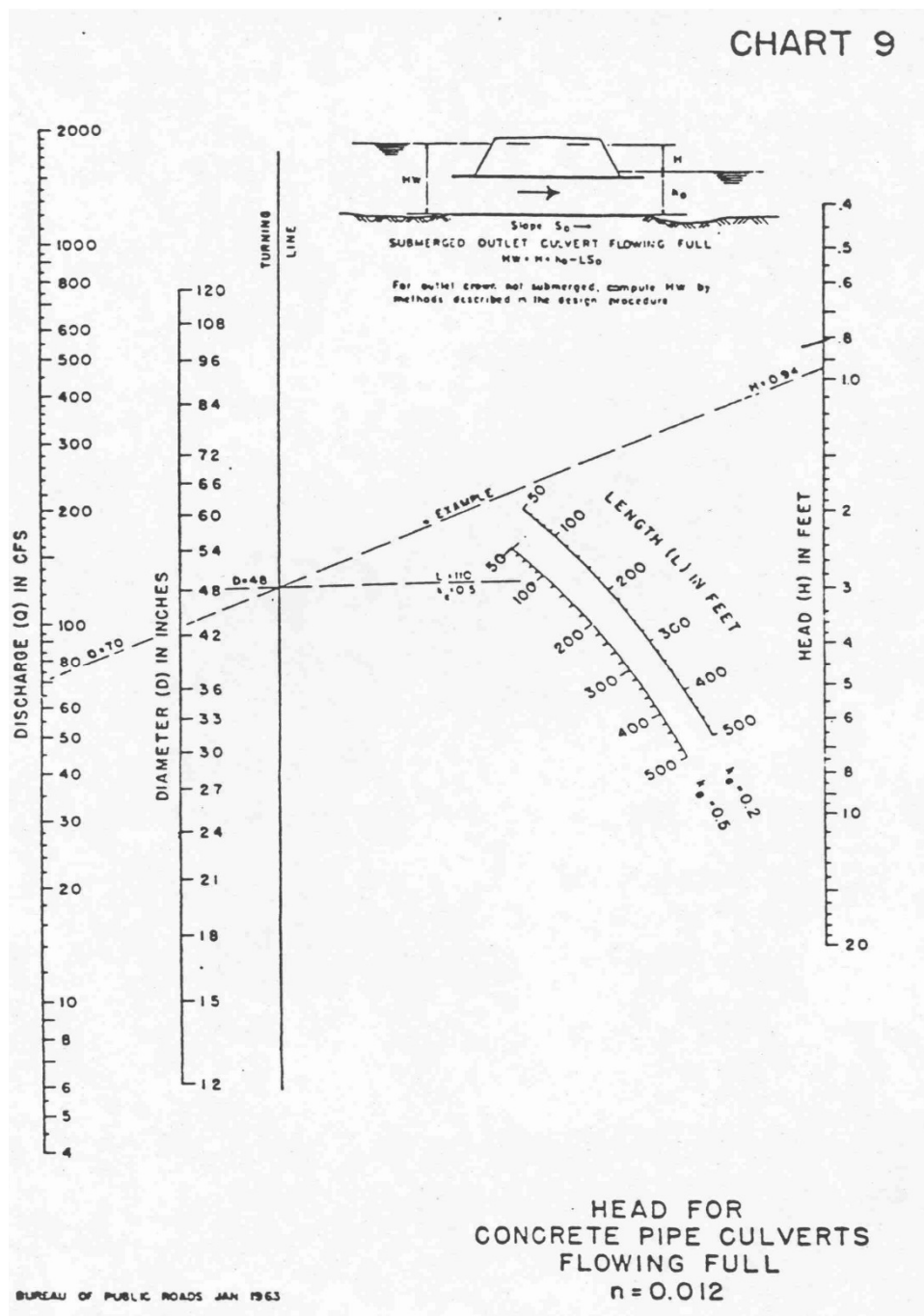


Figura 5.9 – Verifica del riempimento di tombini circolari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco. Il software è anche in grado di gestire cambiamenti di pendenza interni alla canna, quali quelli che si possono presentare in presenza, ad esempio, di un salto di fondo.

### Risultati forniti da HY-8

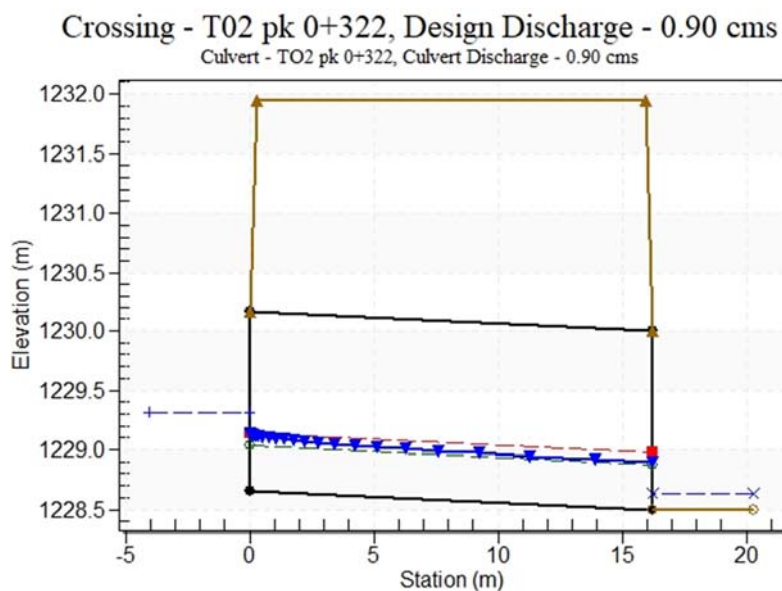
A seguire si riportano i valori di portata considerati e il valore, determinato dal software, per il quale si ha la tracimazione.

Headwater Elevation (m)	Discharge Names	Total Discharge (cms)	pk 0+322 Discharge (cms)	Roadway Discharge (cms)	Iterations
1229.23	50 year	0.70	0.70	0.00	1
1229.28	100 year	0.80	0.80	0.00	1
1229.32	200 year	0.90	0.90	0.00	1
1231.95	Overtopping	7.43	7.43	0.00	Overtopping

A seguire si riporta la verifica per i valori di portata considerati.

Discharge Names	Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
50 year	0.70	0.70	1229.23	0.574	0.275	1-S2n	0.331	0.421	0.342	0.112	2.305	4.179
100 year	0.80	0.80	1229.28	0.616	0.309	1-S2n	0.354	0.451	0.367	0.122	2.383	4.388
200 year	0.90	0.90	1229.32	0.656	0.342	1-S2n	0.376	0.480	0.391	0.131	2.453	4.579

Verifica per i valori di portata per  $T_r=200$  anni



Il tombino risulta verificato con un franco di 84cm all'imbocco, pari a un grado di riempimento del 56%.

### Verifica a moto uniforme

Si rimanda al capitolo dedicato alle verifiche del sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

## 5.2 DRENAGGIO ACQUE DI PIATTAFORMA

Nel presente capitolo si espongono i criteri generali attuati nella progettazione in merito alle scelte relative al drenaggio delle acque meteoriche della piattaforma stradale (canalette, condotte, pozzetti, etc.), le analisi e le verifiche svolte relativamente ai tombini circolari in c.a. di progetto.

La realizzazione della viabilità di progetto impone infatti alcuni interventi finalizzati allo smaltimento delle acque di piattaforma, che verranno descritti in questa sezione.

Tali interventi sono riportati nella planimetria di progetto e sono mirati a ricostituire il reticolo di deflusso preesistente, sia aperto (fossi e canali) sia chiuso (fognature).

Il recapito delle acque avviene all'interno degli attraversamenti idraulici esistenti, che verranno adeguati al nuovo ingombro della strada.

Non sono presenti sistemi di raccolta oltre alla caditoia del tombino T01.

### 5.2.1 Sistema di raccolta

Il sistema di drenaggio di progetto garantirà l'efficiente raccolta e smaltimento delle acque della piattaforma stradale nel tratto in sistemazione.

Tale sistema è costituito da una serie di tubazioni che raccolgono le acque meteoriche cadute sulla viabilità mediante caditoie grigliate e da una canaletta che corre lungo la scarpata in scavo di progetto che ha lo scopo di raccogliere le acque di versante.

Per un dimensionamento della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come dato di base di progetto.

Le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente al tempo di ritorno prescelto e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

### 5.2.2 Dimensionamento della rete

In via cautelativa, per i calcoli idraulici è stato adottato il metodo cinematico, già descritto in un precedente capitolo.

Si giunge al picco di piena quando il tempo di precipitazione eguaglia il tempo di corrivazione. A partire da questa imposizione si calcolano la portata e il volume come segue:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot S \cdot h / T_c$$

$$V = \varphi \cdot S \cdot h$$

- V è il volume d'acqua precipitato;
- S è la superficie del bacino considerato;
- $\varphi$  è il coefficiente di deflusso;
- h è l'altezza della precipitazione per dato tempo di ritorno;
- $T_c$  è il tempo di corrivazione.



Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione è possibile optare per l'utilizzo dell'espressione suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, adatta per i contesti fortemente impermeabilizzati. L'espressione proposta fornisce il tempo di accesso in secondi, da valutarsi per i sottobacini drenanti dalle singole caditoie, tramite la seguente espressione:

$$t_c(s) = \left[ 26,3 \times \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{(1-n) \times 0,4} \times a^{0,4} \times i^{0,3}} \right]^{1/(0,6+0,4n)}$$

dove:

- L [m] è la distanza tra il punto più lontano e la sezione di chiusura del bacino scolante considerato;
- $K_s \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  è il coefficiente di scabrezza di Gaukler-Strickler;
- i % è la pendenza media del bacino scolante considerato;
- a ed n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, con a espresso in  $\text{mm}/\text{h}^n$ .

Nel caso del contributo dato dal bacino afferente all'attraversamento T02 e dei versanti che contribuiscono all'apporto di acque alle canalette a presidio della scarpata in scavo, per la determinazione della lunghezza di deflusso da inserire nel calcolo del tempo di corrivazione è stata utilizzata la seguente relazione<sup>2</sup>, valida per bacini privi di un alveo ben definito:

$$L = 19.1 \cdot (100 \cdot S)^{0.548}$$

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate.

Secondo il D.G.R. n° 2948 del 6 Ottobre 2009, il fattore riduttivo da utilizzare nei calcoli è dato dal prodotto dei soli primi due coefficienti: - coefficiente di deflusso  $\phi$  1, 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ecc...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ecc...); - coefficiente di ritardo  $\psi$ , funzione della pendenza media e dell'estensione del bacino di alimentazione, assunto pari a 1,0. Il fattore riduttivo  $\phi$  risulta quindi pari a:

Superfici impermeabili:	strade asfaltate	$\phi = 0,90$
Superfici semipermeabili:	grigliato drenante	$\phi = 0,60$
Superfici permeabili:	aree verdi	$\phi = 0,20$

<sup>2</sup> Fonte: "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione", Autori vari, Hoepli (2008), Capitolo 8 pag. 231

aree agricole

$\varphi = 0,10$

Considerando l'acclività del versante su cui si innesta la viabilità di progetto, il coefficiente di deflusso scelto a questi fini per le aree a verde è pari a 0.30 (parametro in linea anche con la copertura del suolo secondo CLC 18).

Il coefficiente medio, relativo all'intera superficie scolante, deve essere calcolato con la media pesata delle singole aree:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

$$\varphi = (\varphi_1 \cdot A_1 + \varphi_2 \cdot A_2) / S_{\text{totale}}$$

### 5.2.3 Dimensionamento del sistema di trasporto del sistema di drenaggio

Le portate di progetto sono state determinate con le modalità descritte ai capitoli precedenti.

La verifica delle condotte e dei fossi viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q è la portata;
- A è la sezione liquida;
- $K_s$  è il coefficiente di Strickler;
- $R_h$  è il raggio idraulico;
- i è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza  $K_s$  ed una pendenza longitudinale i, si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è  $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le tubazioni in PVC usurate,  $K_s=60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per i manufatti in CLS usurati e  $K_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per i fossi in terra.

La verifica consisterà nel rispettare le seguenti condizioni:

- Arid / Ac: il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,50 per tubazioni di diametro inferiore a 500mm e a 0,70 per tubazioni di diametro uguale o superiore a 500mm.
- $0,50 < v_{\text{eff}} < 5,00 \text{ m/s}$  relazione valida per le fognature bianche e miste, in cui la velocità massima è da considerarsi pari a 2,50 m/s per le tubazioni in materiale plastico.

Di seguito si riportano le verifiche per i vari tratti ( $T_r=25$  anni).

La dimensione indicata (es. diametro) è quella netta interna commerciale.

I tratti con diametro “-“ sono da considerarsi fittizi, utili ai fini di calcolo.



Tratto e tipologia	Superficie cumulata [m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di deflusso [.]	Lunghezza canalizz. [m]	Tempo di corrivazione [min]	Larghezza o diametro [cm]	Altezza o diametro [cm]	Pendenza sponde [.]
A.01.01 => A.01.02 (tubocls)	481	0.900	70	3.7	30	30.0	-
A.01.02 => T02 (tubocls)	481	0.900	9	3.7	-	-	-
A.02.01 => A.02.02 (tubocls)	909	0.900	90	5.8	40	40	-
A.02.02 => A.02.03 (tubocls)	909	0.900	70	5.8	40	40	-
A.02.03 => A.02.04 (tubocls)	1288	0.900	42	5.1	40	40	-
A.02.04 => T01 (tubocls)	1288	0.900	9	5.1	-	-	-
A.03.01 => A.03.02 (tubocls)	1180	0.900	133	4.3	30	30	-
A.03.02 => T01 (tubocls)	1180	0.900	9	4.3	-	-	-
A.04.01 => A.04.02 (tubocls)	1240	0.900	113	5.7	40	40	-
A.04.02 => SC A04 (tubocls)	36456	0.324	72	7.0	60	60	-
A.05.01 => A.05.02 (tubocls)	174	0.900	30	3.0	30	30	-
A.05.02 => A.05.03 (tubocls)	174	0.900	33	3.0	30	30	-
A.05.03 => T02 (tubocls)	174	0.900	9	3.0	-	-	-
T01 => T01_OUT (tubocls)	2468.0	0.900	15	4.3	50	50	-
T02 => T02_OUT (tubocls)	83155.0	0.305	15	11.4	150	150	-
BACINO_T02_F_M => BACINO_T02_F_V (fosso)	70900.0	0.300	4	11.4	50	50	1 / 1
BACINO_T02_F_V => T02 (rettangolare)	70900.0	0.300	4	11.4	100	50	-
A.C.01.01 => T02 (rettangolare)	11600.0	0.300	58	9.4	50	50	-
A.C.02.01 => T01 (rettangolare)	40400.0	0.300	202	11.3	50	50	-
A.C.04.01 => A.C.04.02 (rettangolare)	20600.0	0.300	103	12.8	50	50	-
A.C.04.02 => A.04.02 (tubocls)	20600.0	0.300	10	12.8	50	50	-

Tratto e tipologia	Pendenza longitudinale [%]	Portata "Q" [l/s]	Tirante idrico [cm]	Grado di riempimento [%]	Velocità "v" [m/s]	Resistenza al fondo [Pa]	Coefficiente udometrico [l/s ha]
A.01.01 => A.01.02 (tubocls)	1.300	18.8	9.5	31.7	1.0	6.8	390
A.01.02 => T02 (tubocls)	1.300	18.8	6.7	6.7	0.8	5.5	390
A.02.01 => A.02.02 (tubocls)	0.600	29.9	13.3	33.2	0.8	4.4	329
A.02.02 => A.02.03 (tubocls)	0.600	29.9	13.3	33.2	0.8	4.4	329
A.02.03 => A.02.04 (tubocls)	4.500	44.5	9.7	24.3	1.9	25.2	345
A.02.04 => T01 (tubocls)	1.000	44.5	10.7	10.8	1.0	6.6	345
A.03.01 => A.03.02 (tubocls)	3.100	43.6	11.8	39.4	1.7	19.3	369
A.03.02 => T01 (tubocls)	1.000	43.6	10.6	10.7	1.0	6.6	369
A.04.01 => A.04.02 (tubocls)	1.000	41.1	13.7	34.3	1.1	7.5	332
A.04.02 => SC A04 (tubocls)	2.300	402.9	31.9	53.2	2.6	35.2	111
A.05.01 => A.05.02 (tubocls)	1.000	7.4	6.3	21.1	0.7	3.7	423
A.05.02 => A.05.03 (tubocls)	1.000	7.4	6.3	21.1	0.7	3.7	423
A.05.03 => T02 (tubocls)	1.000	7.4	4.6	4.6	0.6	2.9	423
T01 => T01_OUT (tubocls)	1.000	91.2	19.1	38.2	1.3	10.2	369
T02 => T02_OUT (tubocls)	1.000	719.2	36.6	24.4	2.2	21.1	86
BACINO_T02_F_M => BACINO_T02_F_V (fosso)	21.600	603.7	22.1	44.2	3.8	300.1	85
BACINO_T02_F_V => T02 (rettangolare)	263.500	603.7	4.9	9.8	12.3	1,157.1	85
A.C.01.01 => T02 (rettangolare)	1.300	106.4	15.1	30.1	1.4	12.0	92
A.C.02.01 => T01 (rettangolare)	3.000	345.3	26.2	52.4	2.6	37.6	85
A.C.04.01 => A.C.04.02 (rettangolare)	1.000	167.8	23.0	46.0	1.5	11.8	81
A.C.04.02 => A.04.02 (tubocls)	2.000	167.8	22.1	44.2	2.0	22.6	81

La numerazione fa riferimento a quanto riportato nella planimetria idraulica (NEMSVED00533-T00ID00IDRPL01). I nodi "BACINO\_T02\_F\_M" e "BACINO\_T02\_F\_V" rappresentano i tratti a monte dell'attraversamento T02 (terreno a monte e scivolo di progetto).

Il tratto di rete più a nord scarica, mediante un collettore, all'interno dell'attraversamento esistente al chilometro 100 della SS52 (poco prima dei primi edifici del centro abitato); tale attraversamento non è oggetto di intervento in quanto le acque in esso recapitate vi sono dirette anche attualmente.

A seguire si riporta il dettaglio delle superfici direttamente afferenti ai vari tratti e il rispettivo coefficiente di deflusso medio ponderato.

<b>Tratto e tipologia</b>	<b>Simp [m<sup>2</sup>]</b>	<b>φimp [.]</b>	<b>Sterr [m<sup>2</sup>]</b>	<b>φterr [.]</b>	<b>φmedio cum [.]</b>	<b>Stot [m<sup>2</sup>]</b>
A.01.01 => A.01.02 (tubocls)	481	0.90			<b>0.90</b>	481
A.01.02 => T02 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
A.02.01 => A.02.02 (tubocls)	909	0.90			<b>0.90</b>	909
A.02.02 => A.02.03 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
A.02.03 => A.02.04 (tubocls)	379	0.90			<b>0.90</b>	379
A.02.04 => T01 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
A.03.01 => A.03.02 (tubocls)	1,180	0.90			<b>0.90</b>	1,180
A.03.02 => T01 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
A.04.01 => A.04.02 (tubocls)	1,240	0.90			<b>0.90</b>	1,240
A.04.02 => SC A04 (tubocls)	216	0.90	14,400	0.30	<b>0.32</b>	14,616
A.05.01 => A.05.02 (tubocls)	174	0.90			<b>0.90</b>	174
A.05.02 => A.05.03 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
A.05.03 => T02 (tubocls)					<b>0.90</b>	0
T01 => T01 OUT (tubocls)					<b>0.90</b>	0
T02 => T02 OUT (tubocls)					<b>0.30</b>	0
BACINO T02 F M => BACINO T02 F V (fosso)			70,900	0.30	<b>0.30</b>	70,900
BACINO T02 F V => T02 (rettangolare)					<b>0.30</b>	0
A.C.01.01 => T02 (rettangolare)			11,600	0.30	<b>0.30</b>	11,600
A.C.02.01 => T01 (rettangolare)			40,400	0.30	<b>0.30</b>	40,400
A.C.04.01 => A.C.04.02 (rettangolare)			20,600	0.30	<b>0.30</b>	20,600
A.C.04.02 => A.04.02 (tubocls)					<b>0.30</b>	0

In cui  $S_{imp}$  è la superficie impermeabile,  $S_{terr}$  quella a verde,  $S_{altro}$  eventuali altre superfici,  $S_{tot}$  la superficie totale direttamente afferente al tratto,  $S_{cum}$  la superficie cumulata (direttamente afferente + monte). I coefficienti di deflusso presentano analoga denominazione.



Figura 5.10 – Aree drenate dalle canalizzazioni di progetto. La numerazione è progressiva e non riferita alle singole canalizzazioni.

Nella figura precedente non è stata riportata la superficie afferente alle canalette a presidio della scarpata in scavo; è stata considerata una larghezza di 200 metri (in pratica, la distanza della strada di progetto dalla viabilità esistente visibile in alto a destra), ritenuta compatibile con la morfologia del versante.

#### 5.2.4 Dimensionamento degli elementi marginali del sistema di drenaggio

In tutti i seguenti casi descritti, la portata in arrivo viene calcolata con il modello cinematico, utilizzando la formula di Kerby per la stima del tempo di corrivazione:

$$\tau_c = (0.342 \cdot N \cdot L \cdot P^{-0.5})^{0.467}$$

dove:

- L è la lunghezza della piattaforma stradale sottesa dall'elemento marginale;
- P è la pendenza longitudinale della strada, variabile a seconda del tratto stradale di calcolo;
- N è il parametro legato al tipo di superficie, assunto pari a 0.04.

Descrizione	N
Pavimentazione	0,02
	0,04
Suoli regolari e spogli	0,10
Erba ecc	0,20
Pascoli, coltivati	0,40
Foresta decidua	0,60
Erba densa ecc	0,80

### Determinazione del passo delle caditoie

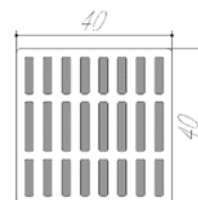
La raccolta delle acque lungo la viabilità di progetto avviene mediante caditoie grigliate poste lungo i due cigli stradali in funzione della pendenza trasversale della carreggiata.

Il dimensionamento della caditoia parte dalla determinazione delle dimensioni della griglia e delle relative aperture.

Il calcolo della caditoia grigliata viene svolto con lo schema teorico della luce di fondo, individuando i due casi in cui il deflusso avviene:

- a soglia sfiorante di diametro  $D$ :  $Q = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2gh}$  con  $C_q=0.35$ ;
- sotto battente:  $Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$  con  $C_q=0.6$ ;

Le dimensioni della griglia della caditoia sono pari a 0.4x0.4 m mentre l'area disponibile per il deflusso è pari a 0.066 m<sup>2</sup> (fessure della griglia) che corrisponde ad un diametro equivalente pari a 29 cm; tale diametro viene usato per determinare la sua capacità di smaltimento.



Il tirante che si viene ad instaurare sulla caditoia grigliata in funzione della portata in arrivo precedentemente calcolato per i diversi casi esaminati, è riportato nella tabella seguente, nella quale sono riportati i valori ottenuti per gli assi di progetto, in cui viene fatta variare la pendenza longitudinale della carreggiata all'interno dei valori presenti considerando i tratti in curva (C) e in rettilineo (R).

#### Determinazione della portata di progetto: Asse A

Tratto	Lunghezza a piattaforma [m]	Larghezza a piattaforma [m]	Larghezza scarpata [m]	Area piattaforma stradale [m <sup>2</sup> ]	Area scarpata in trincea [m <sup>2</sup> ]	Pendenza longitudinale [m/m]	n medio (Kerby) [.]	Tempo di corrivazione [min]	Intensità di precipitazione [mm/h]	Coefficiente di deflusso piattaforma [.]	Coefficiente di deflusso scarpata [.]
C	15	14.2	0	213	0	0.010	0.04	3.33	162.75	0.90	0.30
C	15	14.2	0	213	0	0.030	0.04	2.58	179.33	0.90	0.30
C	15	14.2	0	213	0	0.050	0.04	2.29	187.61	0.90	0.30
R	15	3.2	0	48	0	0.010	0.04	3.33	162.75	0.90	0.30
R	15	3.2	0	48	0	0.030	0.04	2.58	179.33	0.90	0.30
R	15	3.2	0	48	0	0.050	0.04	2.29	187.61	0.90	0.30

**Verifica della cunetta e della griglia della caditoia**

Portata di progetto [l/s]	Coefficiente di scabrezza a Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza longitudinale [m/m]	Pendenza trasversale [m/m]	Tirante nella cunetta/cigliolo [m]	Area liquida alla cunetta/cigliolo [m <sup>2</sup> ]	Raggio idraulico [m]	Velocità [m/s]	Cunetta/cigliolo verificata?	Tirante sulla griglia a soglia sfiorante [cm]	Tirante sulla griglia sotto battente [cm]	Griglia verificata?	Larghezza bagnata [m]
8.67	70	0.010	0.060	4.4	0.016	0.021	0.55	Si	3.1	0.2	Si	0.52
9.55	70	0.030	0.060	3.7	0.011	0.017	0.85	Si	3.4	0.3	Si	0.56
9.99	70	0.050	0.060	3.4	0.010	0.016	1.04	Si	3.5	0.3	Si	0.58
1.95	70	0.010	0.025	1.8	0.006	0.009	0.30	Si	1.2	0.0	Si	0.47
2.15	70	0.030	0.025	1.5	0.005	0.007	0.47	Si	1.2	0.0	Si	0.50
2.25	70	0.050	0.025	1.4	0.004	0.007	0.57	Si	1.3	0.0	Si	0.51

Considerando un interasse delle caditoie di 15 metri, la larghezza dell'area bagnata è ritenuta accettabile; in ogni caso, si ritiene eccessivo prevedere interassi inferiori a tale valore.

**Determinazione del passo dei bocchettoni**

La raccolta delle acque in corrispondenza della soletta a sbalzo avviene mediante caditoie grigliate con scarico diretto a campagna mediante bocchettoni. Tale modalità è stata scelta sia per la modesta estensione dell'area sia per l'assenza di sistemi di raccolta e smaltimento nell'area in esame.

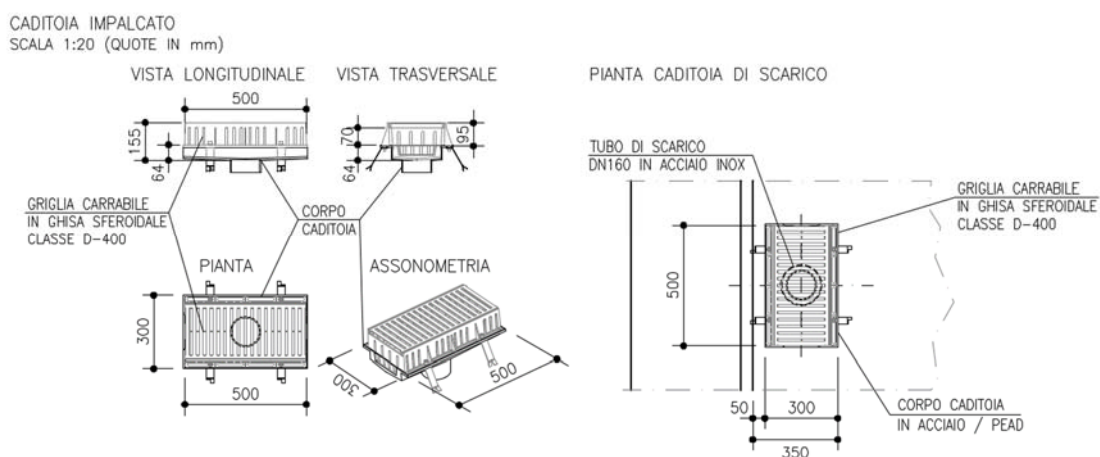


Figura 5.11 – Elemento di raccolta in corrispondenza della soletta a sbalzo.

La modalità di calcolo della caditoia grigliata è del tutto analoga al caso precedente, considerando una griglia 50x30cm con un'area disponibile per il deflusso è pari a 0.041 m<sup>2</sup> (fessure della griglia) che corrisponde ad un diametro equivalente pari a 23 cm; tale diametro viene usato per determinare la sua capacità di smaltimento assieme alla verifica del carico sul tubo di scarico verticale.



**Determinazione della portata di progetto**

Lunghezza a piattaforma a [m]	Larghezza piattaforma a [m]	Larghezza a scarpata [m]	Area piattaforma a stradale [m <sup>2</sup> ]	Area scarpata a in trincea [m <sup>2</sup> ]	Pendenza longitudinale [m/m]	n medio (Kerby ) [.]	Tempo di corrivazione [min]	Intensità di precipitazione [mm/h]	Coefficiente di deflusso piattaforma [.]	Coefficiente di deflusso scarpata [.]
10	13.1	0	131	0	0.010	0.04	2.76	174.83	0.90	0.30
10	13.1	0	131	0	0.020	0.04	2.35	185.87	0.90	0.30
10	13.1	0	131	0	0.030	0.04	2.13	192.65	0.90	0.30
10	13.1	0	131	0	0.040	0.04	2.00	197.61	0.90	0.30
10	13.1	0	131	0	0.050	0.04	1.89	201.54	0.90	0.30
10	13.1	0	131	0	0.060	0.04	1.82	204.81	0.90	0.30

**Verifica della cunetta e della griglia della caditoia**

Portata di progetto [l/s]	Coefficiente di scabrezza a Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza longitudinale [m/m]	Pendenza trasversale [m/m]	Tirante nella cunetta/ci- glio [m]	Area liquida alla cunetta/ci- glio [m <sup>2</sup> ]	Raggio idraulico [m]	Velocità [m/s]	Cunetta/ci- glio verificata?	Tirante e sulla griglia a soglia sfiorante [cm]	Tirante e sulla griglia sotto battente [cm]	Griglia verificata?	Larghezza lama d'acqua nella cunetta/ci- glio [m]
5.73	70	0.010	0.025	2.7	0.014	0.013	0.40	Si	3.0	0.3	Si	1.08
6.09	70	0.020	0.025	2.4	0.012	0.012	0.52	Si	3.1	0.3	Si	0.97
6.31	70	0.030	0.025	2.3	0.010	0.011	0.61	Si	3.2	0.3	Si	0.91
6.47	70	0.040	0.025	2.2	0.009	0.011	0.69	Si	3.2	0.4	Si	0.87
6.60	70	0.050	0.025	2.1	0.009	0.010	0.75	Si	3.3	0.4	Si	0.84
6.71	70	0.060	0.025	2.0	0.008	0.010	0.81	Si	3.3	0.4	Si	0.82

Il calcolo è analogo considerando il diametro del bocchettone di scarico da 160mm, per il quale il tirante sul foro di scarico varia da 3.9 a 4.4cm, quindi compatibile con la geometria del manufatto di raccolta.

Considerando un interasse delle caditoie di 10 metri, la larghezza dell'area bagnata è ritenuta accettabile per la tipologia di viabilità in esame; in ogni caso, si ritiene eccessivo prevedere interassi inferiori a tale valore.

## 6 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE DI PROGETTO

### 6.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riporta la valutazione dell'invarianza idraulica relativa alle modifiche apportate al regime idraulico dei recettori dalle portate meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale.

Si ricorda che non sono presenti interferenze con il reticolo idrografico principale, essendo il fondo alveo del Torrente Padola a oltre 80 metri dal piano stradale di progetto.

Si riporteranno quindi solamente alcune considerazioni relative alle maggiori portate generate dalla variazione di permeabilità del territorio dovuta alle opere di progetto.

### 6.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Secondo il principio dell'invarianza idraulica, previsto dall'Allegato A della DGR 2948/09 "*Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla valutazione di compatibilità idraulica per la redazione di strumenti urbanistici*", per ogni intervento che trasformi la risposta idrologica del suolo (variazione del coefficiente di deflusso) deve essere prevista l'adozione di misure di mitigazione del rischio idraulico allo scopo di "trattenere le acque piovane per il tempo necessario a consentire un regolare smaltimento nella rete fognaria". Questo deve essere attuato sia nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici sia nel caso di variazione dello stato dei luoghi.

In particolare, l'allegato introduce la seguente classificazione dimensionale degli interventi urbanistici in base alla quale scegliere il tipo di indagine idraulica da svolgere e le tipologie dei dispositivi da adottare (la superficie di riferimento è quella per la quale è prevista la modificazione di uso del suolo):

id	Classe di intervento	Definizione
0	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
1	Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 ha e 1 ha
2	Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha e interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con Imp. < 0.3
3	Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con Imp. > 0.3

L'intervento in esame ricade presso il limite inferiore della classe 1, andando ad interessare una superficie in variante di estensione pari a circa 0.2 ha, tutti pavimentati o occupati da canalette. Non sono presenti aree a verde intercluse o altre aree a diversa permeabilità.

### 6.3 ANALISI DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Nella figura seguente sono visibili, in colore arancione, le superfici impermeabilizzate (in colore rosso l'intervento di progetto) suddivise per punto di recapito.

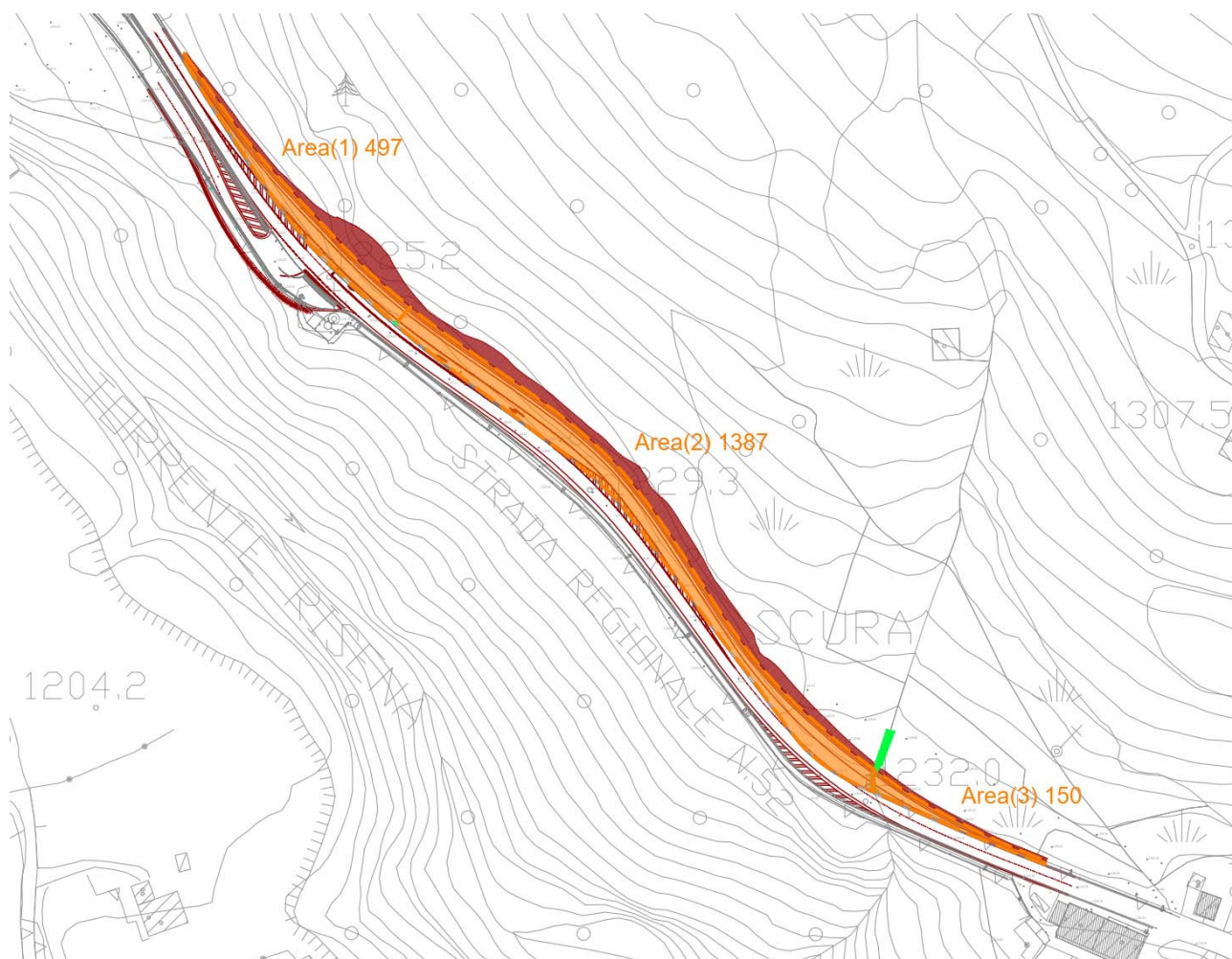


Figura 6.1 – Aree oggetto di variazione di permeabilità.

Per definire gli interventi di mitigazione va innanzitutto valutata la variazione di coefficiente udometrico e le portate aggiuntive correlate alla realizzazione dell'intervento di progetto, secondo la formula razionale:

$$Q = h(T_r) S \varphi / t_p$$

Il valore di portata di riferimento è quello relativo ad un evento meteorico con  $T_r = 50$  anni.

La Delibera stabilisce che i coefficienti di deflusso  $\varphi$ , ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a:

- 0,1 per le aree agricole;
- 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi);
- 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, etc.);
- 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, etc.).

Considerando le aree prative assimilabili alle aree a verde (non essendo soggette ad aratura per fini agricoli), si ottiene la variazione riportata nelle seguenti tabelle:

#### Configurazione ante operam

Tipo di suolo	Valori globali	
	$S_{tot}$ [hm <sup>2</sup> ]	$\varphi_{medio}$ [.]
Aree verdi	0,20	0,20
<b>Valori totali</b>	<b>0,20</b>	<b>0,20</b>

#### Configurazione post operam

Nodo finale della linea	Valori globali	
	$S_{tot}$ [hm <sup>2</sup> ]	$\varphi_{medio}$ [.]
Scarico in T01	0,015	0,90
Scarico in T02	0,14	0,90
Scarico a valle	0,05	0,90
Scarico a campagna	-	-
<b>Valori totali</b>	<b>0,20</b>	<b>0,90</b>

Lo scarico a campagna lungo l'asse B non implica un'impermeabilizzazione del territorio in quanto l'impalcato è a sbalzo, non andando quindi a pregiudicare la capacità di deflusso sottostante. Gli scarichi sono inoltre diffusi e assimilabili alla configurazione attuale, mitigando ulteriormente l'effetto.

Il sistema di drenaggio, come descritto al paragrafo precedente, prevede la captazione delle portate generate dalla piattaforma stradale per poi recapitarle negli attraversamenti attualmente presenti, opportunamente ricostruiti a causa della loro scarsa profondità rispetto al piano di scorrimento.

Dal punto di vista normativo, la Delibera afferma che:

*“Nei casi in cui lo scarico delle acque meteoriche da una superficie giunga direttamente al mare o ad altro corpo idrico il cui livello non risulti influenzato dagli apporti meteorici, l'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici è implicitamente garantita a prescindere dalla realizzazione di dispositivi di laminazione”*

Nel caso in esame, l'infrastruttura di progetto corre in stretta adiacenza del torrente Padola che è caratterizzato da un bacino estensione di circa 54 km<sup>2</sup> (chiuso a monte dell'abitato di Padola), quindi molto superiore a quella delle aree interessate dall'incremento di coefficiente di deflusso.

Il Torrente Padola, secondo le informazioni inserite all'interno del Piano di Assetto del Territorio del Comune di Comelico Superiore, presenta una portata  $Q_{50}$  valutata in 107 m<sup>3</sup>/s, con coefficiente udometrico di 1.97 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>.

<i>tc</i>	<i>pioggia netta</i>	<i>Portate di progetto</i>	<i>cx udometrico</i>
	<i>hn<sub>50</sub></i>	<i>Q<sub>50</sub></i>	<i>u<sub>50</sub></i>
<i>ore</i>	<i>(mm)</i>	<i>(m<sup>3</sup>/s)</i>	<i>(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)</i>
2.44	49.50	107	1.97

Per valutare l'effetto della variazione del coefficiente di deflusso sul regime dei recettori, si valuta l'incremento di portata corrispondente a un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino del recettore ed un tempo di ritorno pari a 50 anni. Si ottiene:

<b>torrente</b>	<b>Superficie Bacino [km<sup>2</sup>]</b>	<b>Tc [ore]</b>	<b>Q<sub>50</sub> [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>Superficie Stradale in variante [km<sup>2</sup>]</b>	<b>Q stradale [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>ΔQ<sub>50</sub>%</b>
T. Padola a Padola	54.34	2.44	107	0.20	0.016	0.01

La portata stradale indicata è la somma dei valori ai vari scarichi previsti in progetto dovuti alla sola piattaforma stradale (attraversamenti T01, T02 e scarico nell'attraversamento esistente a nord), non include cioè le portate dovute ai bacini minori che non vengono alterati dalla configurazione di progetto (a meno della presenza del nuovo corpo stradale).

A seguire si riporta quindi il riepilogo delle portate ai vari nodi (dalle quali sono state escluse le portate dovute ai versanti) per un tempo di ritorno di 50 anni (coefficienti pluviometrici:  $a=61.96 \text{ mm h}^n$ ,  $n=0.634$ ):

<b>Nodo finale della linea</b>	<b>Qtot [l/s]</b>
Scarico in T01	91,2
Scarico in T02	25,6
Scarico a valle	44,7
<b>Valori totali</b>	<b>161,4</b>

L'incremento di portate dovuto alla superficie stradale ammonta allo 0.01% della portata del T. Padola, con un impatto pertanto trascurabile sul regime idraulico del corso d'acqua.

Alla luce di quanto esposto nel DGR, si può quindi affermare che l'invarianza idraulica è implicitamente garantita.

Dato che, generalmente, nel caso di variazioni dello stato dei luoghi vengono predisposti volumi di invaso al fine di mantenere la portata scaricata ai valori preesistenti, per completezza di trattazione, nel caso in esame è necessario tenere conto di questi due aspetti:

1. Dal punto di vista dei volumi di invaso:
  - a. Per garantire il valore di portata unitaria allo scarico (tipicamente di 10 l/s ha), considerando un coefficiente di deflusso post operam di 0.90, sarebbe necessario predisporre una serie di invasi artificiali per un volume complessivo

di circa 472 m<sup>3</sup>/ha, pari a circa 97 metri cubi<sup>3</sup>; tale valore richiederebbe la predisposizione di vasche interrato in corrispondenza dei terreni agricoli, fortemente acclivi, non interessati da alcuna lavorazione, oltre alla predisposizione di un importante intervento di canalizzazione mediante tubazioni di raccolta e di scarico nel T. Padola.

b. Considerando un volume specifico ante operam di 50 m<sup>3</sup>/ha sarebbe necessario predisporre una serie di invasi artificiali per un volume complessivo di circa 418 m<sup>3</sup>/ha che, considerando un coefficiente di deflusso medio ante operam di 0.20 (si veda tabella precedente) e post operam di 0.90, risulta pari a circa 86 metri cubi<sup>4</sup>, da cui si possono trarre le stesse considerazioni di cui al punto precedente relativamente ai volumi di laminazione necessari. Essendo il volume inferiore al volume calcolato con il metodo precedente, verrebbe preso comunque il valore maggiore, e quindi il precedente.

2. i tempi di corrivazione del bacino T02 risulta, da calcolo, inferiore ai 5 minuti (si veda a questo riguardo i capitoli precedenti), mentre il tempo di corrivazione legato al sistema di drenaggio della viabilità di progetto (tubazioni lungo il corpo stradale) si attesta attorno ai 5÷15 minuti (e quindi dello stesso ordine di grandezza), come riassunto nella tabella seguente in cui è riportato il calcolo dei tempi di corrivazione mediante il metodo del CEDU of Maryland (1971) con un tempo di ritorno di 50 anni. Essendo il tempo di corrivazione del T. Padola dell'ordine delle ore, è estremamente improbabile che si verifichi una sovrapposizione dei picchi di piena, peraltro differenti per vari ordini di grandezza.

<b>Punto di scarico</b>	<b>Tempo di corrivazione [minuti]</b>
Scarico in T01	15.2
Scarico in T02	4.1
Scarico a valle	10.9

In definitiva, si può affermare che la realizzazione di sistemi di invaso risulterebbe eccessivamente impattante rispetto ai benefici che se ne otterrebbero.

<sup>3</sup> Metodo razionale, che calcola il volume necessario in base alla differenza tra la portata in ingresso e in uscita dal sistema

mediante la formulazione 
$$V_{\max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left( \frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} - Q_u \cdot \left( \frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$
 in cui S è la superficie interessata,  $\varphi$  il coefficiente di deflusso, a e n i coefficienti delle curva di possibilità pluviometrica.

<sup>4</sup> Metodo dell'invaso, che calcola il volume in base alla variazione del volume specifico tra ante e post operam mediante la

formulazione 
$$w = w_0 \left( \frac{\varphi}{\varphi_0} \right)^{\frac{1}{1-n}}$$
 in cui  $\varphi_0$  e  $w_0$  rappresentano il coefficiente di deflusso e il volume specifico di invaso prima della trasformazione dell'uso del suolo, n il coefficiente della curva di possibilità pluviometrica.

## 6.4 CONCLUSIONI

Nella presente Relazione, partendo dall'analisi del quadro normativo di riferimento, sono stati analizzati i vincoli in materia di compatibilità idraulica cui l'infrastruttura in progetto è soggetta.

Non sono presenti interferenza con i corsi d'acqua principali e secondari; è presente solo un modesto bacino il cui deflusso viene ripristinato all'interno delle opere di progetto, non variandone la posizione del punto di recapito.

In conclusione:

la variante oggetto del presente studio riguarda il progetto definitivo dell'intervento che prevede il miglioramento dell'intersezione tra S.S. 52 Carnica e S.P. 532 in località Padola nel Comune di Comelico Superiore.

Sulla base delle analisi condotte:

- 1) il tracciato in variante urbanistica oggetto della presente relazione non ricade in aree da ritenersi pericolose idraulicamente; in particolare, il progetto in variante alla strumentazione vigente risulta compatibile con le norme tecniche del Piano di Assetto Idrogeologico, in accordo alle segnalazioni di pericolosità idraulica ivi condotte;
- 2) le maggiori portate generate dalla viabilità di progetto risultano trascurabili rispetto alle portate fluenti nei corsi d'acqua interessati dallo scarico, risultando quindi "implicitamente garantita" l'invarianza idraulica delle opere di progetto, così come definito nel DGRV 2948/2009;
- 3) La predisposizione di volumi di invaso atti a garantire il mantenimento delle portate attualmente generate dal territorio su cui è prevista la viabilità in progetto risulterebbe molto gravosa dal punto di vista dell'impatto ambientale generato dalle necessarie vasche di laminazione rispetto ai benefici forniti;

Ciò posto, alla luce di quanto riportato al capitolo "Ambito di applicazione" dell'allegato A del Dgr n. 2948 del 6 ottobre 2009 che recita che *"per le varianti che non comportano alcuna alterazione del regime idraulico ovvero comportano un'alterazione non significativa la valutazione di compatibilità idraulica è sostituita dalla relativa asseverazione del tecnico estensore dello strumento urbanistico attestante che ricorre questa condizione"*.

si assevera

che il progetto in variante urbanistica risulta idraulicamente compatibile ai sensi della DGRV 2948/2009 e di ciò si chiede di prendere atto.