

S.S. 260 "Picente"
Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale.
2 Lotto - dal km 43+800 al km 41+150

PROGETTO DEFINITIVO

<p>PROGETTAZIONE STRADALE <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p>PROGETTAZIONE STRUTTURE <i>Dott. Ingegneri Ilaria Lordani Ord. Prov. di Roma n.A37398</i></p> <p>PROGETTAZIONE GEOTECNICA <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantonio Ord. Lazio n.A738</i></p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI <i>Dott. Ingegneri Salvatore Giua Ord. della Prov. di Roma n.15959</i></p> <p>RESPONSABILE STUDIO AMBIENTALE <i>Dott. Geol. P. Mauri Ord. Geologi Lombardia n.666</i> <i>Dott. Ing. R. Abate D. Regione Lombardia 2641/14 T</i> <i>Dott. Arch. Laura Tasca Ord. Arch. Paesaggisti Prov. di Bg n. 2410</i> <i>Dott. Biol. A. Di Peso Ord. Prov. di Milano n.089989</i> <i>Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di Livorno n.776</i></p> <p>IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Massimo Pietrantonio Ord. Lazio n.A738</i></p> <p>ARCHEOLOGIA <i>Dott. Grazia Savino 1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p> <p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473</i></p>	<p>IMPRESA ESECUTRICE: TOTO S.P.A. COSTRUZIONI GENERALI</p>  <p>DIRETTORE TECNICO <i>Dott. Ing. Camillo Colalongo</i></p> <p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE CAPOGRUPPO MANDATARIA</p>  <p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE <i>Dott. Ing. Camillo Andreocci</i> <i>Ord. della Prov. di Latina n.A1473</i></p> <p>MANDANTI</p>  <p>ARCHEOLOGIA <i>Dott. Grazia Savino</i> <i>1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856</i></p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Dott. Ing. Antonio Aurelj</i></p>	<p>PROGETTISTA</p>	<p>VISTO PER APPROVAZIONE DEL RUP</p>

STUDI E INDAGINI
IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione idrologica e idraulica

CODICE PROGETTO			CODICE ELAB.			REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO						
-			T00	ID00	IDR	RE01	A	-
A	LUGLIO 2023	PRIMA EMISSIONE				L. SCARPELLONI	F. MANGANOTTI	C. ANDREOCCI
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
1.1	GENERALITÀ.....	6
1.2	OGGETTO SPECIFICO DEL DOCUMENTO.....	7
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	8
2.1	NORMATIVE NAZIONALI	8
3	PIANIFICAZIONE TERRITORIALE	11
3.1	PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).....	11
3.2	PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI (PGRA).....	17
4	STUDIO IDROLOGICO	22
4.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	22
4.2	DEFINIZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO	27
4.2.1	Identificazione e caratterizzazione dei bacini	31
4.3	PLUVIOMETRIA.....	35
4.3.1	Regionalizzazione delle precipitazioni intense – CIMA	35
4.3.2	Elaborazione statistica delle registrazioni pluviometriche: Metodo Gumbel	39
4.3.3	Curve di possibilità pluviometrica	43
4.3.4	Risultati: Confronto Gumbel-CIMA	45
4.3.5	Analisi delle piogge intense di breve durata (scrosci)	46
4.4	VALUTAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO.....	48
4.4.1	Regionalizzazione delle portate al colmo - CIMA	48
4.4.2	Regionalizzazione delle portate al colmo - Applicazione all'area di studio.....	51
4.4.3	Metodo cinematico – Stima delle portate al colmo di piena	55
4.4.4	Risultati: Confronto metodo di regionalizzazione delle portate – metodo cinematico.....	61
4.5	SINTESI DEI RISULTATI DEGLI STUDI IDROLOGICI	62
5	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	63
5.1	IL MODELLO DI CALCOLO.....	63
5.2	DOMINIO DI CALCOLO.....	64
5.3	PARAMETRI DI SCABREZZA	66
5.4	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	67
6	DIMENSIONAMENTO E DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO E PRESIDIO IDRAULICO DELL'INFRASTRUTTURA	76
6.1	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	76
6.2	DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DI RACCOLTA.....	77

6.2.1	Calcolo del coefficiente di deflusso	79
6.2.2	Verifica degli elementi di drenaggio	80
6.2.3	Verifica dell'interasse delle caditoie	84
6.2.4	Verifica del canale di scarico.....	85
6.3	IMPIANTI DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	88
6.3.1	Calcolo della portata di progetto dell'impianto.....	89
6.3.2	Dimensionamento impianto.....	89
6.3.3	Trattamento delle acque meteoriche ai fini dell'abbattimento dei sali antigelivi.....	91
7	CONCLUSIONI	94

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Tracciato progetto su ortofoto	6
Figura 2: Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI.....	14
Figura 3: Legenda della Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI.....	14
Figura 4: Stralcio Mappa del Dissesto e delle Aree Esondabili secondo PAI con sovrapposizione del tracciato di progetto.....	15
Figura 5: Legenda e Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI (Cartografia aggiornata alla data del D.S. 274/ 2022,Ottobre 2022).....	16
Figura 6: Quadro d'unione Distretto dell'Appennino Centrale	18
Figura 7: Stralcio Mappa Pericolosità Idraulica (Tav.IT028 - 2P) del PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale – Sezione del Fiume Tronto	19
Figura 8: Stralcio Mappa Rischio Idraulico (Tav.IT028 - 2P) del PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale – Sezione del Fiume Tronto.....	20
Figura 9: Stralcio Mappa Pericolosità Idraulica secondo PGRA con sovrapposizione del tracciato di progetto	21
Figura 10: Stralcio Mappa Rischio Idraulico secondo PGRA con sovrapposizione del tracciato di progetto .	21
Figura 11: Carta delle unità idrogeologiche dell'area oggetto di studio, Regione Lazio	24
Figura 12: Bacini idrografici Regione Lazio	25
Figura 13: Bacino idrografico del Fiume Tronto	26
Figura 14: Acque Pubbliche - Area di studio	27
Figura 15: Lago di Campotosto	28
Figura 16: Diga Poggio Cancelli	29
Figura 17 – Opera di presa lungo il corso del Torrente Castellano di Amatrice.....	30
Figura 18 – Opera di presa lungo il corso del Torrente Castellano di Amatrice.....	31
Figura 19: TINITALY DEM (http://tinality.pi.ingv.it/).....	32
Figura 20: Hillshade DEM 10 m (W47080 e W47085)	32
Figura 21: Bacini idrografici individuati dal programma HEC-HMS.....	33
Figura 22: Bacini idrografici dell'area di intervento – LOTTO 2.....	33
Figura 23: Interferenze idrauliche con il tracciato di progetto.....	34
Figura 24 – Mappa della lunghezza delle serie disponibili per tutti i pluviometri. Sono stati evidenziati con simboli più grandi pluviometri aventi più di 40 anni di dati.	36
Figura 25 – Curva di crescita delle precipitazioni estreme di durata 1 ora adimensionalizzate rispetto alla propria media (pallini neri), curva GEV di fitting (linea rossa) e fasce di confidenza al 99%	37
Figura 26. Distribuzione di Gumbel – Stazione di Amatrice – Curve di Probabilità Pluviometrica per tempi di ritorno pari a 25, 200 e 500 anni. In alto: andamento dell'altezza di pioggia in funzione della durata di pioggia; in basso, andamento dell'intensità di pioggia in funzione della durata di pioggia.	44
Figura 27. Confronto tra le altezze di precipitazione ottenute attraverso l'applicazione delle curve di probabilità pluviometrica fornite nell'ambito del progetto di regionalizzazione CIMA (linea continua con marker circolari) e quelle ottenute con l'interpolazione delle osservazioni storiche ai pluviometri tramite applicazione del metodo Gumbel (linea continua senza marker)	45
Figura 28: CPP per durate di pioggia inferiori all'ora.....	47
Figura 29: Mappe di pioggia cumulata in 24 ore generate corrispondenti ad alcuni eventi sintetici per due diversi tempi di ritorno come esempio	49
Figura 30: Mappa dei valori di portata corrispondenti a un tempo di ritorno pari a 50 anni	50
Figura 31: Mappa dei valori di portata corrispondenti a un tempo di ritorno pari a 200 anni	51
Figura 32: Mappa dell'area drenata in ogni punto del territorio regionale	52
Figura 33: Valori di portata massima annuale per assegnato tempo di ritorno sui principali bacini regionali.	52
Figura 34: Ambiente GIS con mappa della portata al colmo di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni nella sezione del reticolo idrografico di studio	53
Figura 35: Ambiente GIS con sovrapposizione della mappa della portata al colmo di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni e la mappa delle aree drenate nella sezione del reticolo idrografico di studio.....	53
Figura 36 - Abaco del Curve Number.....	57

Figura 37 – in alto, carta dell'Uso del Suolo presso il bacino del T. Castellano di Amatrice (da CLC); a sinistra, la relativa legenda.	59
Figura 38 – Sezioni di verifica del franco idraulico secondo NTC e aggiornamenti. In verde: profilo del terreno naturale; in rosso: alveo inciso di calcolo; in blu: aree golenali di calcolo; in grigio: viadotto di progetto	66
Figura 39 Tabella dei valori del coefficiente di scabrezza per canali in terra – a sinistra: valore minimo; al centro: valore medio; a destra: valore massimo.....	67
Figura 40 – In alto: rapporto di verifica del software Hydraflow Express Extension, ove: depth = tirante idraulico; Wetted Perim = Perimetro bagnato; EGL = livello energetico. In basso: rappresentazione della sezione di calcolo con proiezione del tirante idraulico e con indicazione del franco idraulico.	69
Figura 41 – In alto: rapporto di verifica del software Hydraflow Express Extension, ove: depth = tirante idraulico; Wetted Perim = Perimetro bagnato; EGL = livello energetico. In basso: rappresentazione della sezione di calcolo con proiezione del tirante idraulico e con indicazione del franco idraulico.	71
Figura 42 – In alto: rapporto di verifica del software Hydraflow Express Extension, ove: depth = tirante idraulico; Wetted Perim = Perimetro bagnato; EGL = livello energetico. In basso: rappresentazione della sezione di calcolo con proiezione del tirante idraulico e con indicazione del franco idraulico.	73
Figura 43 – In alto: rapporto di verifica del software Hydraflow Express Extension, ove: depth = tirante idraulico; Wetted Perim = Perimetro bagnato; EGL = livello energetico. In basso: rappresentazione della sezione di calcolo con proiezione del tirante idraulico e con indicazione del franco idraulico.	75
Figura 44: Schema di drenaggio di tipo "chiuso"	76
Figura 45: Sezione tipo viadotti con sistema di drenaggio	77
Figura 46 - Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.	78
Figura 47 – Sezione tipologica canale in cls.	86
Figura 48 – Verifica canale in cls a servizio della vasca VPP.	87
Figura 48 – Sistema complessivo di trattamento.	92

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Caratteristiche tecniche della diga Poggio Cancelli.....	29
Tabella 2: Tabella codifica e caratteristiche dei bacini	34
Tabella 3: Tabella interferenze idrauliche.....	35
Tabella 4: Valori dei parametri a ed n e della pioggia indice in corrispondenza delle stazioni di misura, estratto da "Regionalizzazione delle precipitazioni intense"- CIMA	38
Tabella 5 - valori di altezza di pioggia oraria per diversi tempi di ritorno - Regionalizzazione delle piogge intense (CIMA)	39
Tabella 6 – Stazione pluviografica di interesse	39
Tabella 7. Stazione pluviometrica di Amatrice e relative registrazioni pluviometriche.....	40
Tabella 8. Valori dei parametri (a; n) relativi alle stazioni pluviometriche ricadenti nel bacino di interesse....	42
Tabella 9. Risultati del test Kolmogorov-Smirnov.....	43
Tabella 10 - Confronto tra le altezze di precipitazione ottenute attraverso l'applicazione delle curve di probabilità pluviometrica fornite nell'ambito del progetto CIMA e quelle ottenute con l'interpolazione delle osservazioni storiche ai pluviometri tramite applicazione del metodo Gumbel	45
Tabella 11 – Risultati dell'applicazione della formula di Bell per piogge con durata inferiore all'ora	46
Tabella 12: Valori di portata per assegnato tempo di ritorno sul bacino del Torrente Castellano di Amatrice	54
Tabella 13: Valori del fattore di crescita K_t per piccoli bacini ($A < 50 \text{ km}^2$)	54
Tabella 14 - Tabella delle classi di assorbimento (CN method)	57
Tabella 15 –Valori del CN per le differenti coperture del suolo del CLC al 4° livello (Elaborazione ADIS). ...	58
Tabella 16 - Classi AMC per il CN method.....	60
Tabella 17 – Tabella delle portate di progetto in sezione di chiusura	61
Tabella 18 – Tabella riassuntiva dei risultati dello studio idrologico.....	62
Tabella 19: Coefficienti di deflusso	79
Tabella 20 – Tabella delle grandezze di interesse per la verifica dei presidi idraulici di progetto.....	81
Tabella 21: Dimensionamento e verifica collettori – sinistra stradale	82
Tabella 22: Dimensionamento e verifica collettori – destra stradale	83
Tabella 23 - Verifica della cunetta alla francese – in alto: larghezza piattaforma 6m, in basso: 12m. Sl: pendenza longitudinale; L: interasse caditoia (secondo calcolo); B: larghezza piattaforma; A: superficie drenata; Qc: Portata drenata; h: massimo tirante idraulico; s: sezione bagnata; V: velocità massima di deflusso; Qd: portata critica; Qg: massima capacità della caditoia; Ld: interasse di progetto.	85
Tabella 24: Fattore di densità dell'olio	90
Tabella 25 - Portate di prima pioggia e NS.....	90
Tabella 26 - Parametri calcolo volume sedimentatore	91
Tabella 27 - Risultati dimensionamento trattamento acque di prima pioggia.....	91
Tabella 28 - Dimensioni Impianto di trattamento. B e b: base maggiore e base minore del manufatto; h: altezza manufatto.	91

1 INTRODUZIONE

1.1 GENERALITÀ

Il presente documento intende illustrare le valutazioni di carattere idrologico e idraulico nell'ambito dell'infrastruttura SS.260 "Picente" Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale. 2 Lotto - dal km 48+800 al km 43+150.

Il progetto è legato alla strategia di adeguamento e potenziamento della rete stradale delle aree interne del territorio nazionale, in particolare in quelli colpiti dal sisma 2016.

Il progetto riveste un ruolo di riconnessione della rete a livello interregionale e ricade in tal senso nel quadro più largo di ammodernamento infrastrutturale di tutta la SS260 sia nella regione Lazio (con lo sviluppo del progetto relativo al lotto 1 di 4,7km) sia nella regione Abruzzo (con l'attuale sviluppo progettuale del 5° lotto e la realizzazione dei lotti precedenti). I ragionamenti alla base del progetto si basano su criteri di buongoverno ("good governance") che mirano a favorire uno sviluppo economico sostenibile e inclusivo di tutto il territorio italiano. Questo in particolare modo per le zone terremotate come Amatrice che beneficerà inoltre di un miglioramento dei tempi di percorrenza tra il suo centro e alcune delle sue frazioni. La nuova strada permetterà di dinamizzare l'area da un punto di vista economico e demografico e libererà la viabilità comunale dal traffico interregionale. Il tracciato della nuova strada attraversa la valle del torrente Castellano di Amatrice staccandosi dall'attuale sede in prossimità della progressiva km 43+800 (arrivando dalla Salaria, subito prima dell'incrocio per andare verso Sommati) e ricollegandosi con la SS 260 "Picente" attuale in prossimità della progressiva km 41+150 (arrivando dalla Salaria, poco prima del "Villaggio Scoiattolo"). Il lotto in oggetto include le due rotatorie di innesto nell'attuale SS 260 "Picente" con la nuova opera stradale.

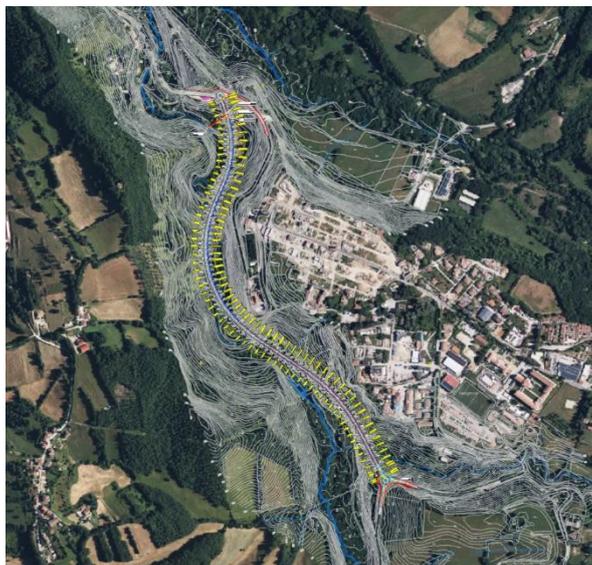


Figura 1: Tracciato progetto su ortofoto

1.2 OGGETTO SPECIFICO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha la finalità di illustrare le metodologie applicate ed i risultati ottenuti dallo studio idrologico - idraulico dei bacini idrografici principali e secondari nell'ambito dei Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale, 2 Lotto - dal km 48+800 al km 41+150. Altresì, il documento ha l'obiettivo di verificare la compatibilità idraulica dell'intervento, il quale risulta interferente con il reticolo idrografico superficiale (Torrente Castellano di Amatrice).

In dettaglio, la relazione si struttura nel seguente modo:

- Verifica di compatibilità ai vincoli idrogeologici (PAI – PGRA);
- Caratterizzazione geomorfologica dei bacini in esame;
- Identificazione delle curve di possibilità pluviometrica;
- Valutazione delle portate al colmo di piena del Torrente Castellano di Amatrice;
- Verifica di compatibilità idraulica dell'intervento;
- Dimensionamento e verifica del sistema del drenaggio dell'intervento.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 *NORMATIVE NAZIONALI*

Si riportano i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti nel territorio al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico – idraulico, ambientale e di difesa del suolo.

R.D. Lgs. 30 Dicembre 1927 in cui viene istituito il vincolo idrogeologico;

DPR 15/1/1972 n°8

Trasferimento alle regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici;

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le regioni di elaborare il piano di risanamento delle acque;

DPR 24/7/1977 n°616

Trasferimento delle funzioni statali alle regioni

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo. Lo scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, e la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi. Nella presente vengono individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione, nonché istituiti il Comitato nazionale per la difesa del suolo e l'Autorità di bacino. Vengono inoltre stabiliti i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale, e fornite le prime indicazioni per la redazione dei piani di bacino (PAI);

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali;

DL 04/12/1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali ed istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente (ANPA); decreto convertito con modificazioni dalla L. 61/94;

L. 36/94 (legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche;

DPR 14/4/1994

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989 n. 183;

DPR 18/7/1995

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei piani di bacino;

DPCM 4/3/1996

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della legge Galli);

L.R. 07 Ottobre 1996, n. 39

Disciplina Autorità dei bacini regionali;

D. Lgs. 31/3/1998 n°112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59;

DPCM 29/9/1998

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del D. L. 11 giugno 1989, n. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia;

L. 267/98 (legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania. La legge impone alle Autorità di bacino nazionali ed interregionali la redazione dei piani stralcio per la tutela del rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio;

L.R. 11 dicembre 1998, n.53

Organizzazione regionale della difesa del suolo in applicazione della legge 18 maggio 1989, n. 183;

L. 365/00 (legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico ed in materia di protezione civile, la procedura per l'adozione dei progetti di piano di stralcio, e prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio;

D. Lgs. 49/2010

Decreto che recepisce la Direttiva 2007/60/CE, e si inserisce a completamento ed aggiornamento del precedente quadro pianificatorio richiedendo la redazione, a livello di distretto idrografico, di un Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (RPGA) finalizzato a valutare preliminarmente il rischio alluvioni, individuare le aree potenzialmente inondabili da alluvioni e redigere le mappe di pericolosità da alluvione e del rischio alluvioni;

Deliberazione Consiglio Regionale – n.17 del 04/04/2012

L.R. 39/96 Approvazione del piano stralcio per l'assetto idrogeologico (P.A.I.) dell'autorità dei bacini regionali del Lazio;

L. 221/2015

Costituzione delle Autorità di Distretto e conseguente assegnazione delle funzioni di Autorità di bacino distrettuale all'Autorità di bacino nazionale, da assolvere con il contributo delle Autorità di bacino regionali e interregionali dei territori di competenza;

D. Lgs. 294/2016

Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n.27 del 2 Febbraio 2017;

NTC 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;

3 PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

3.1 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

L'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Centrale ed è soggetta alle Norme di Attuazione (NdA) contenute nel Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico del fiume Tronto redatto dall'Autorità di bacino Interregionale del fiume Tronto collocandolo all'interno dello "schema di progetto di piano di bacino" adottato dal Comitato Istituzionale con deliberazione n.8 del 12.05.2006.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del Fiume Tronto è stato redatto ai sensi dell'art.7, comma 6-ter della legge 183/89, la quale stabilisce che il bacino idrografico debba essere l'ambito fisico di pianificazione, ed è definito come "il territorio dal quale le acque pluviali o di fusione delle nevi e dei ghiacciai, defluendo in superficie, si raccolgono in un determinato corso d'acqua direttamente o a mezzo di affluenti, nonché il territorio che può essere allagato dalle acque del medesimo corso d'acqua, ivi compresi i suoi rami terminali con le foci in mare ed il litorale marittimo prospiciente" (art. 1); dalle legge 267/1998 e dall'art. 1 bis della legge 365/200.

Il Piano stralcio PAI ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico – operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate ad assicurare in particolare la difesa, la conservazione e la valorizzazione del suolo rispetto ai dissesti di natura idraulica e geologica, la prevenzione del rischio idrogeologico, e la tutela degli aspetti ambientali ad esso connessi. Il Piano stralcio PAI persegue gli obiettivi previsti dalle leggi di settore, quelli particolari riferiti alle specificità del bacino e le finalità previste all'art. 3 della Legge n.183/89, con particolare riferimento ai contenuti di cui all'art. 17, comma 3, lettere b), c), d), f), l), m) e dell'art. 1, comma 1, della Legge n. 267/98.

Il Piano stralcio ha come ambito territoriale di riferimento il bacino idrografico del Fiume Tronto. All'interno di questo ambito territoriale sono individuate le aree a pericolosità idraulica (**fascia di territorio esondabile**) e di pericolosità per frane e valanghe (**aree di versante in condizione di dissesto**). Attraverso l'individuazione delle suddette aree e la relativa regolamentazione, viene definita nelle sue linee generali l'ossatura dell'assetto idraulico e di versante del bacino. L'ambito di applicazione si estende per una superficie complessiva di 1210.60 Km², di cui il 70.6% è compreso nella Regione Marche, il 18.0% nella Regione Abruzzo e l'11.4% nella Regione Lazio (approvata con DPR 21.12.99, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 195 del 22/08/2000).

Il piano stralcio per la parte relativa all'assetto delle aree a rischio idrogeologico per frane e valanghe ha come finalità l'individuazione e la perimetrazione dei dissesti da frana e valanga e l'attribuzione di diversi livelli di pericolosità e di rischio. I differenti livelli di pericolosità dei fenomeni gravitativi si suddividono in:

- **H4 - Aree di Versante a Pericolosità molto elevata;**

- **H3** – Aree di Versante a **Pericolosità elevata**;
- **H2** – Aree di Versante a **Pericolosità media**;
- **H1** – Aree di Versante a **Pericolosità moderata**;
- **H0** – Aree di Versante a **Pericolosità molto bassa**.

Invece i livelli di rischio, individuati dalla combinazione dell'indice di pericolosità dei fenomeni gravitativi e l'indice di vulnerabilità, si suddividono in:

- **R4** - Aree a rischio **molto elevato**;
- **H3** – Aree a rischio **elevato**;
- **H2** – Aree a rischio **medio**;
- **R1** – Aree a rischio **moderato**.

Le finalità del Piano stralcio per l'assetto idraulico sono l'individuazione delle aree a rischio di esondazione determinate sulla base della configurazione altimetrica dei terreni in corrispondenza dei tratti in cui i corsi d'acqua possono esondare per causa di portate eccessive, o per danneggiamento o collasso delle arginature e delle altre opere di difesa, sono state individuate 4 classi di rischio:

- Aree a rischio **molto elevato** di esondazione "**E4**": aree che possono essere interessate dalle piene con tempo di ritorno tra 30 e 50 anni;
- Aree a rischio **elevato** di esondazione "**E3**": aree che possono essere interessate dalle piene con tempo di ritorno assimilabile a 100 anni;
- Aree a rischi **medio** di esondazione "**E2**": aree che possono essere interessate dalle piene con tempo di ritorno assimilabili a 500 anni.

Al fine di consentire la pianificazione dell'assetto fisico dei corsi d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso del suolo ai fini antropici e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali, sono istituite fasce fluviali di tutela integrale, misurate a partire dal piede esterno dell'argine o dalla sponda, in relazione alla classe del corso d'acqua ed al ruolo nel bacino idrografico suddiviso nelle fasce appenninica (A), pedappenninica (PA) e subappenninica (SA):

Classe 1:

- Fascia appenninica (A) - mt. 25;
- Fascia pedappenninica (PA) – mt. 50;
- Fascia subappenninica (SA) – mt.75.

Classe 2:

- Fascia appenninica (A) - mt. 10;
- Fascia pedappenninica (PA) – mt. 20;
- Fascia subappenninica (SA) – mt. 30.

I corsi d'acqua, per l'individuazione delle fasce di tutela integrale, sono classificabili come segue:

CLASSE 1

Fiume Tronto

CLASSE 2

Torrenti e principali affluenti del Fiume Tronto e corsi d'acqua minori che sfociano direttamente al mare.

L'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza della Regione Lazio.

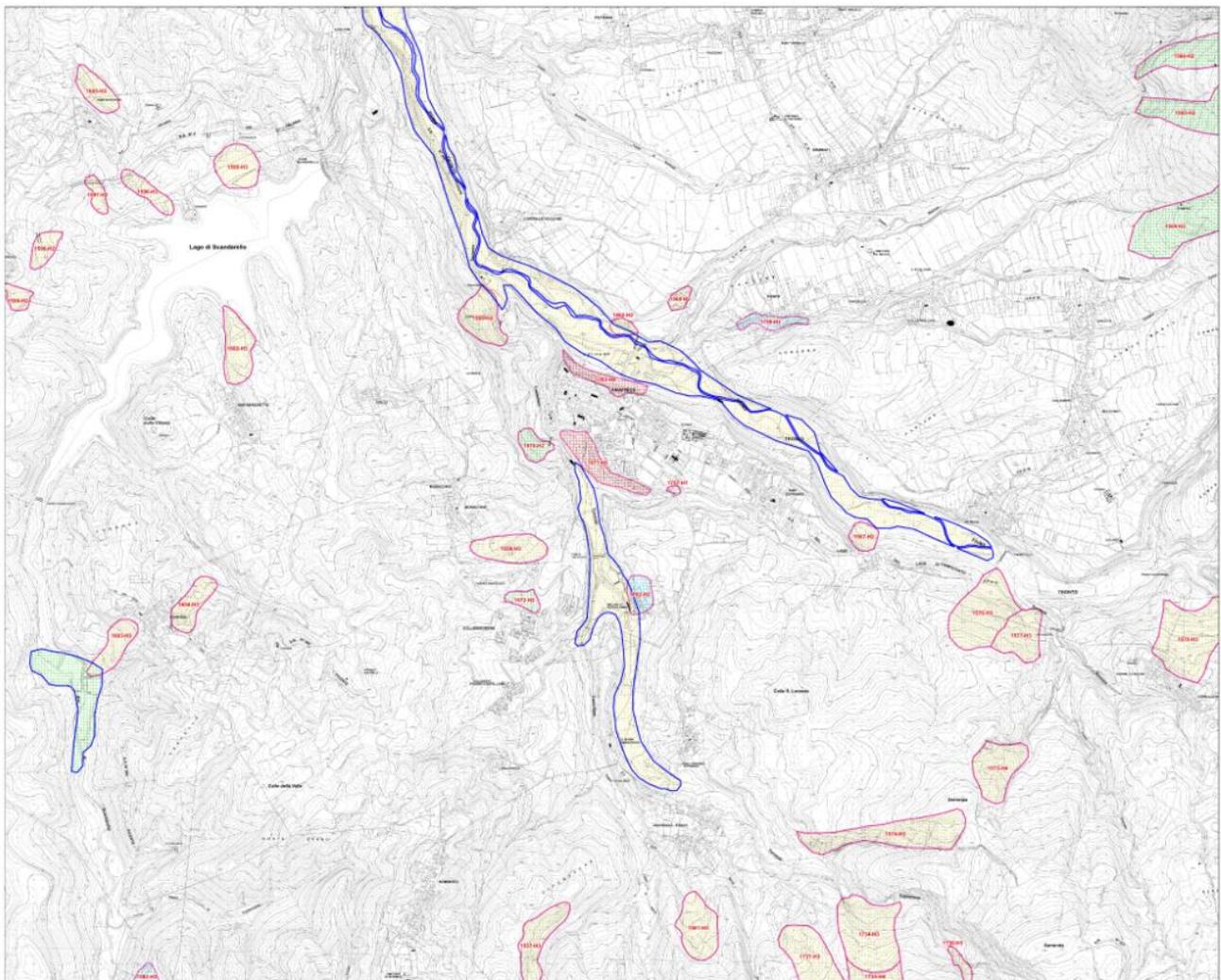
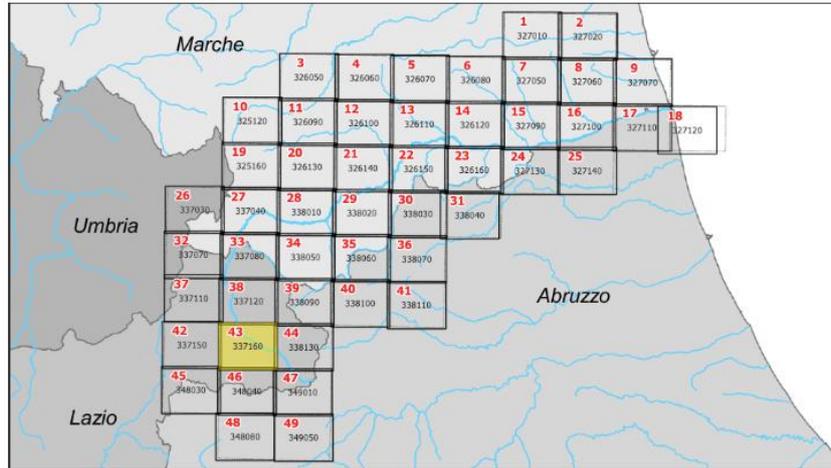
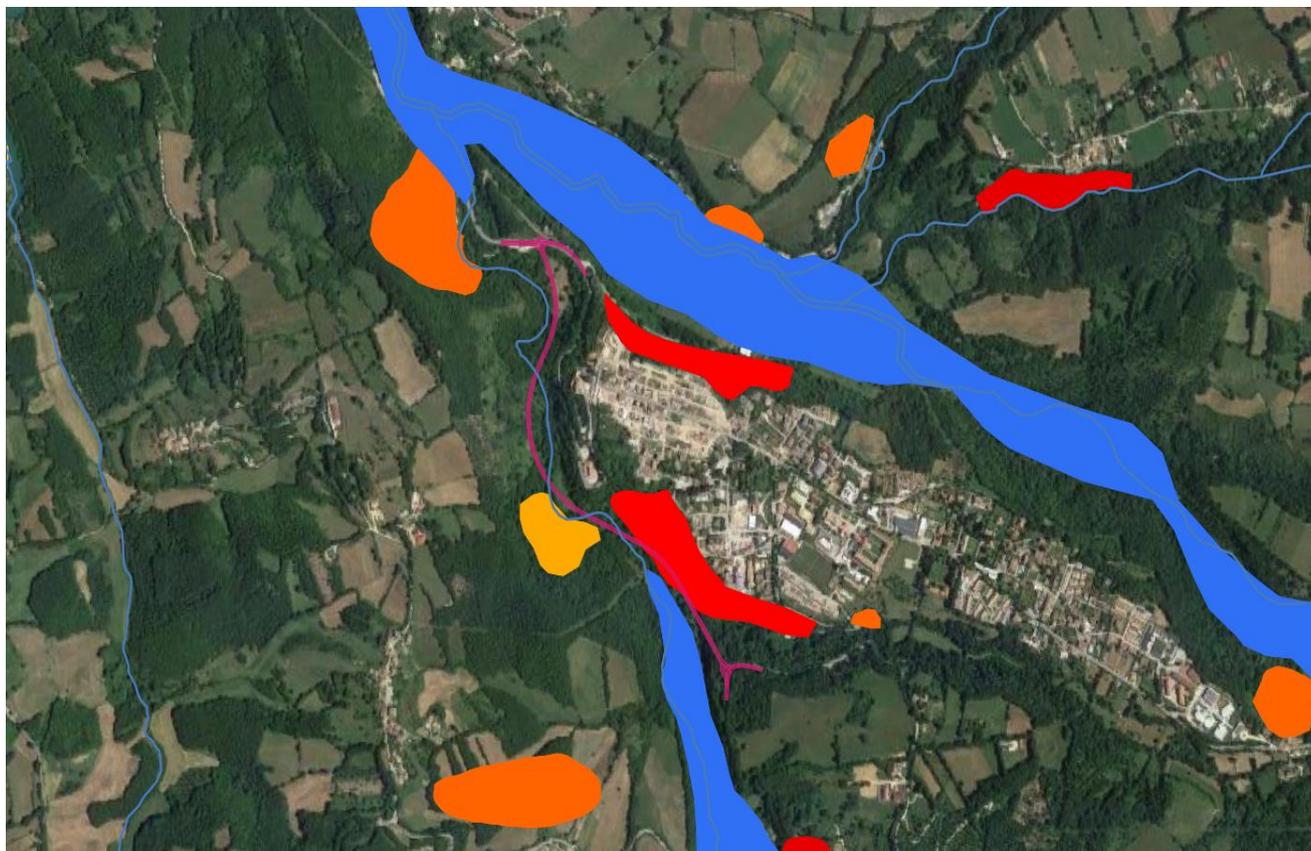


Figura 2: Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI



Figura 3: Legenda della Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI

Dall'analisi delle carte tematiche contenute nel PAI, si riscontrano situazioni critiche dal punto di vista idraulico dell'ordine E2 (rischio medio) e R4 (rischio molto elevato) e R1 (rischio moderato) per quanto concerne il rischio frana.



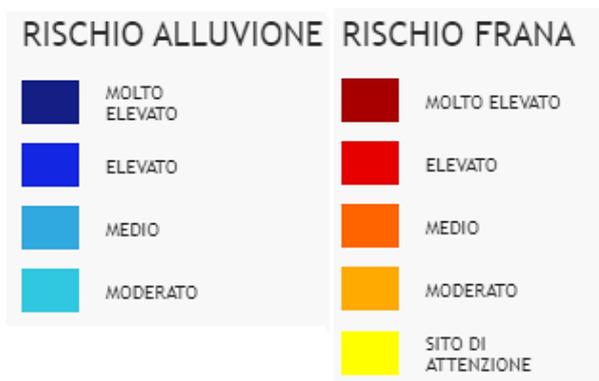


Figura 4: Stralcio Mappa del Dissesto e delle Aree Esondabili secondo PAI con sovrapposizione del tracciato di progetto

Con l'entrata in vigore della Legge 120/2020, di conversione del Decreto "Semplificazioni", sono state modificate le procedure di aggiornamento dei Piani Stralcio di Bacino vigenti nel territorio nazionale. Nello specifico, con il Decreto del Segretario generale n. 100 del 16/06/2022, pubblicato sul Bur della regione Lazio n. 55 del 30/06/2022, è stata adottato un aggiornamento del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico del fiume Tronto nel territorio del Comune di Amatrice (RI), derivante dagli studi sugli areali a pericolosità di frana derivanti dall'Accordo di collaborazione tra il Commissario straordinario sisma 2016 e l'Autorità di bacino per la ricostruzione nei comuni interessati dagli eventi sismici 2016. L'aggiornamento definitivo approvato con Decreto n. 274 del 11/10/2022.

Si fa presente che le aree esondabili non sono interessate dall'aggiornamento.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato di riferimento T00ID00IDRPL03A

LEGENDA

AREE A RISCHIO FRANA

-  AREE A RISCHIO MODERATO - R1
-  AREE A RISCHIO MEDIO - R2
-  AREE A RISCHIO ELEVATO - R3
-  AREE A RISCHIO MOLTO ELEVATO - R4

es: 1619 - H3
↑ ↑
Identificativo Indice di
frana pericolosità*

* H4: Aree di Versante a Pericolosità molto elevata
H3: Aree di Versante a Pericolosità elevata
H2: Aree di Versante a Pericolosità media
H1: Aree di Versante a Pericolosità moderata
H0: Aree di Versante a Pericolosità molto bassa

AREE A RISCHIO ESONDAZIONE

-  AREE A RISCHIO MODERATO - E1
-  AREE A RISCHIO MEDIO - E2
-  AREE A RISCHIO ELEVATO - E3
-  AREE A RISCHIO MOLTO ELEVATO - E4

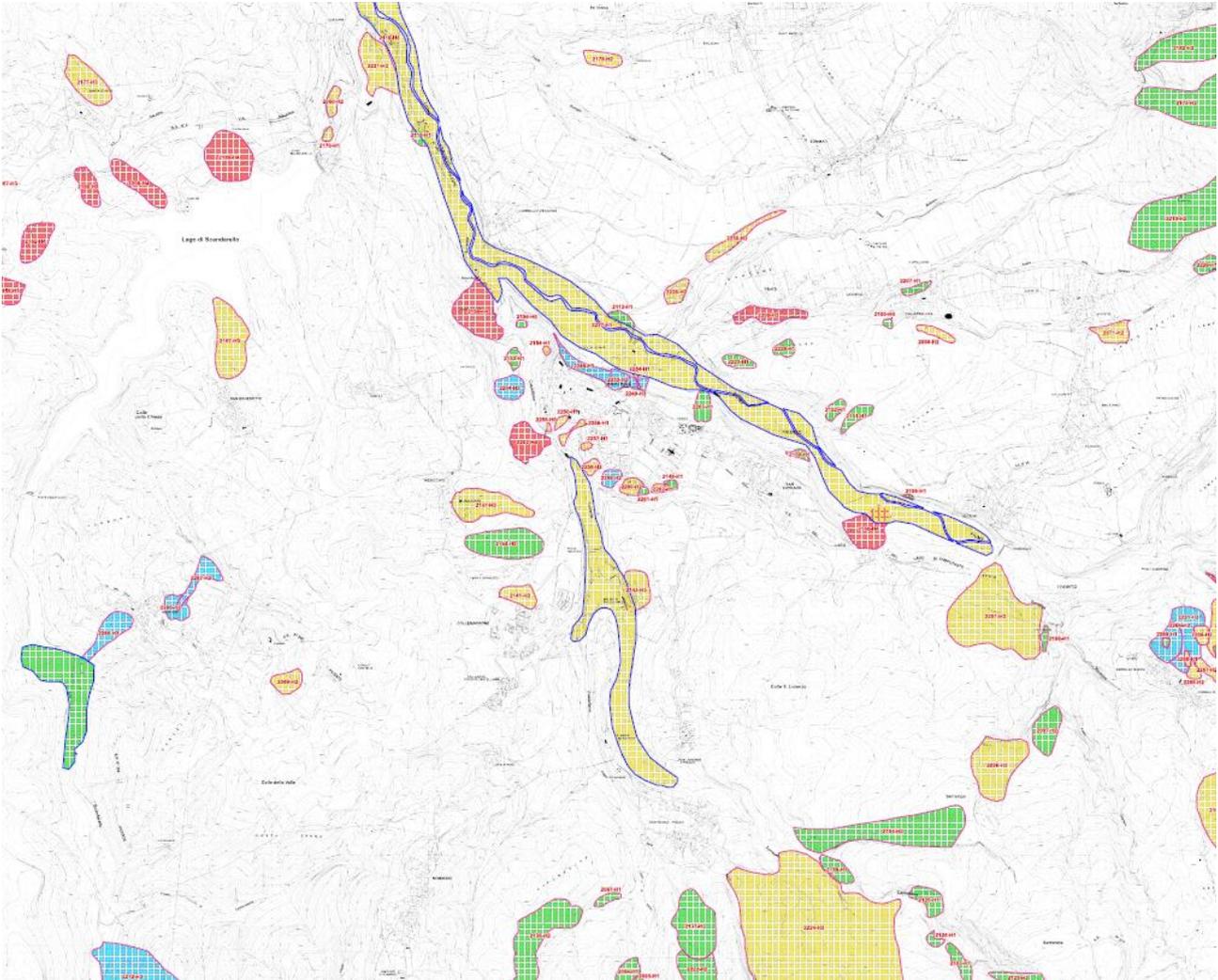


Figura 5: Legenda e Carta del Dissesto e delle Aree esondabili - Tavola 10/43 del PAI (Cartografia aggiornata alla data del D.S. 274/ 2022, Ottobre 2022)

3.2 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI (PGRA)

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni è stato introdotto con il D. Lgs. 49/2010 ed è redatto a livello di Distretto idrografico. Il Distretto di interesse per l'area in esame è quello dell'Appennino Centrale.

Il PGRA riguarda tutti gli aspetti della gestione del rischio di alluvioni, ovvero la prevenzione, la protezione e la preparazione, comprendendo al suo interno anche la fase di previsione delle alluvioni ed i sistemi di allertamento, oltre alla gestione in tempo reale dell'evento. Una parte del Piano è dedicata agli aspetti di protezione civile ed è redatta dalle regioni che, in coordinamento tra loro e con il Dipartimento Nazionale di Protezione Civile, provvedono alla predisposizione ed attuazione del sistema di allertamento nazionale, statale e regionale per il rischio idraulico.

Il PGRA individua gli obiettivi ed il sistema di misure di tipo strutturale e non strutturale da adottare per ridurre il rischio alluvioni. Gli interventi di mitigazione dei rischi connessi alle esondazioni dei corsi d'acqua, alle mareggiate e, più in generale, al deflusso delle acque, si interfacciano con le forme di urbanizzazione ed infrastrutturazione del territorio, con le attività economiche, con l'insieme dei sistemi ambientali, paesaggistici e con il patrimonio storico – culturale. Gli obiettivi strategici della gestione del rischio alluvioni sono la salvaguardia delle vite umane, la protezione dell'ambiente, la tutela del patrimonio culturale e la difesa delle attività economiche.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale è stato adottato il 17 dicembre 2015 con deliberazione n. 6 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, costituito ai sensi dell'art.12, comma 3, della legge n. 183/1989 e integrato dai componenti designati dalle Regioni il cui territorio ricade nel Distretto Idrografico non già rappresentante nel medesimo Comitato. Il Piano è stato sottoposto alla Valutazione Ambientale Strategica, nel rispetto di quanto previsto dal D.Lgs. 152/2006. Sulla base del parere della Commissione Tecnica VIA-VAS n. 1934 del 4 dicembre 2015 e del parere del Ministero per i beni e le attività culturali e del turismo prot. n. 1656 del 22 gennaio 2016 è stata predisposta la Dichiarazione di sintesi e l'iter della VAS si è concluso con l'emissione del decreto del Ministro dell'Ambiente, reso di concerto con il Ministro dei beni e delle attività culturali e del turismo, n. DEC/MIN/49 del 2 marzo 2016, con il quale è stato espresso parere motivato positivo di compatibilità ambientale sul PGRAAC. Il Piano è stato successivamente approvato il 3 marzo 2016, con deliberazione n. 9, dal Comitato istituzionale ed il 27 ottobre 2016 dal Presidente del Consiglio dei ministri con DPCM Pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 28 del 3 febbraio 2017 recante "approvazione del piano di gestione del rischio di alluvioni del distretto idrografico dell'Appennino Centrale".

Seguendo la citata metodologia l'area Difesa del suolo e mitigazione rischio idrogeologico si è provveduto a rielaborare i contenuti delle mappe di pericolosità idraulica contenute nei PAI redatti dall'Autorità di bacino del Fiume Tronto e dall'Autorità dei bacini regionali, integrandole con informazioni inerenti la vulnerabilità territoriale non già comprese nel PAI, secondo quanto disposto dall'art. 6 del D.L.vo 49/2010.

Come riportato in premessa, le mappe di pericolosità idraulica per i bacini del Tronto e Regionali, corrispondono a quelle già perimetrare nei rispettivi Piani di Assetto Idrogeologico (PAI) alla data del giugno 2013.

Trattandosi di autorità diverse, che hanno elaborato i rispettivi Piani con diversa metodologia, è stato quindi necessario allineare la classificazione dei tempi di ritorno specificata nei suddetti piani a quella richiesta dalla Direttiva (evento raro, medio e frequente) e definita anche nelle "linee di indirizzo" dettate dal Ministero Ambiente e pubblicate sul sito in aprile 2013.

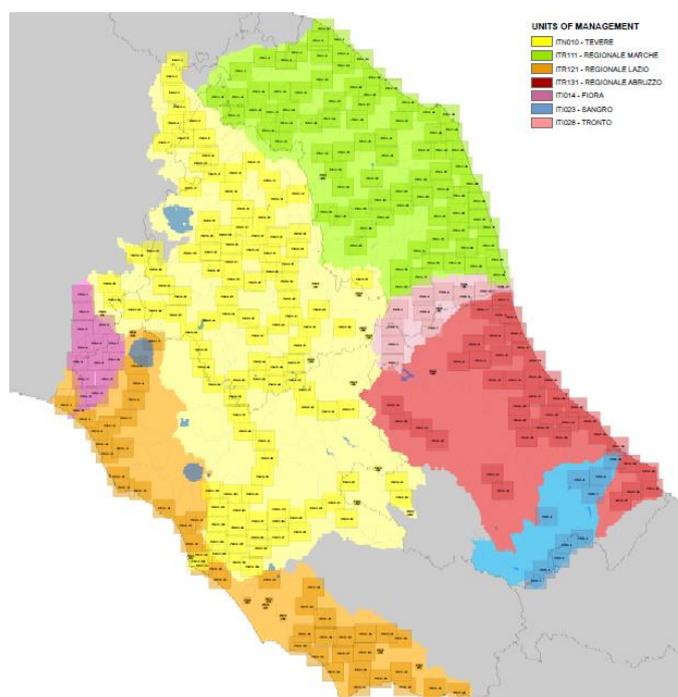


Figura 6: Quadro d'unione Distretto dell'Appennino Centrale

Per quanto riguarda le due Autorità di bacino (Tronto e Bacini Regionali), nella tabella seguente si riportano i tempi di ritorno utilizzati nella classificazione dei rispettivi PAI: AB Regionali: Fascia C (T200-T500); Fascia B (T30-T200); Fascia A (T30).

Benché non perfettamente corrispondenti, i tempi di ritorno adottati dalle Autorità di bacino si adattano alle specifiche della Direttiva e relativamente ai tre scenari individuati nel D.Lgs 49/2010:

- **P1** - Alluvioni rare di **estrema intensità**: tempo di ritorno fino a 500 anni dall'evento (bassa probabilità);
- **P2** - Alluvioni **poco frequenti**: tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (media probabilità);
- **P3** - Alluvioni **frequenti**: tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (elevata probabilità).

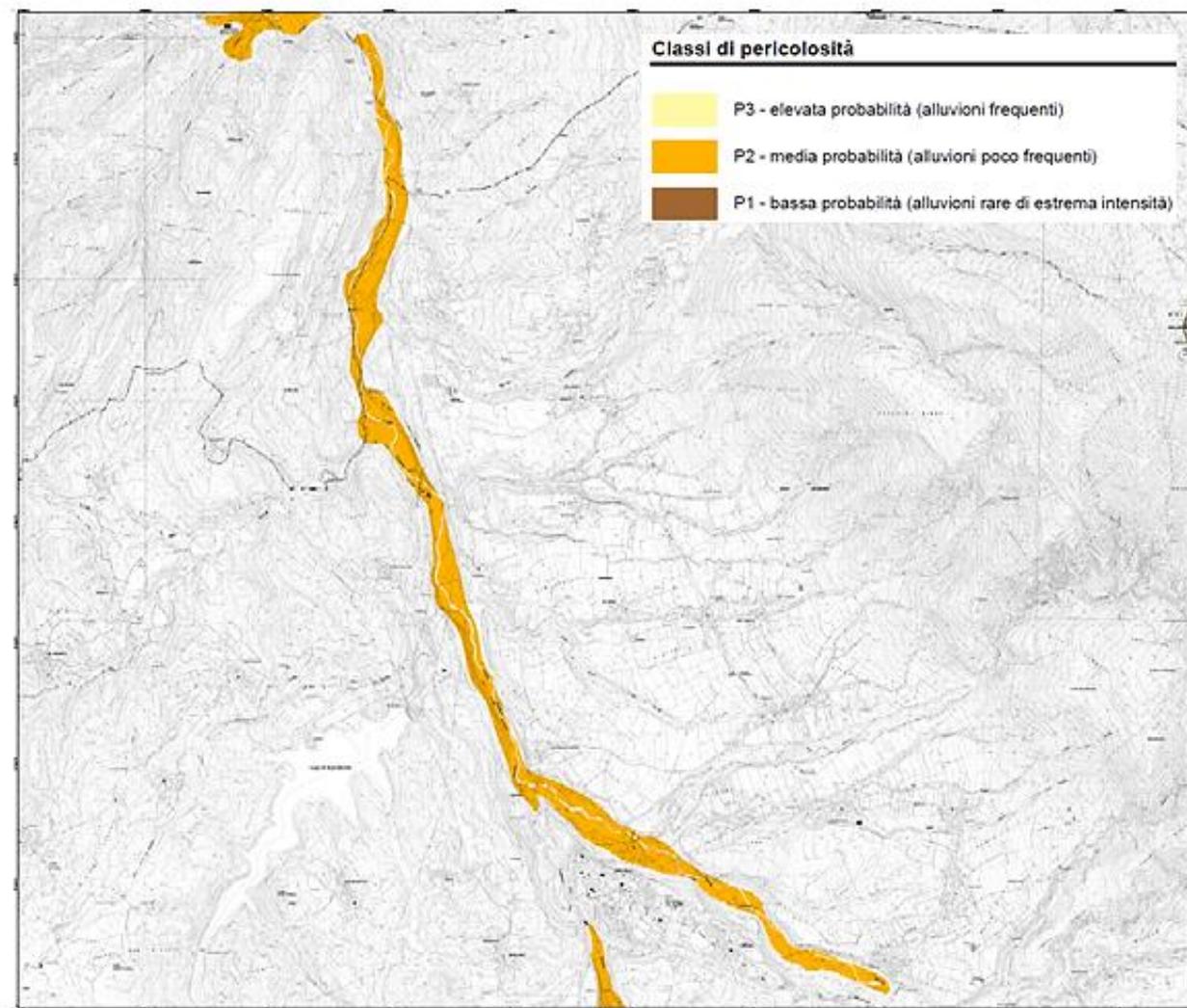


Figura 7: Stralcio Mappa Pericolosità Idraulica (Tav.IT028 - 2P) del PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale – Sezione del Fiume Tronto

La valutazione del rischio è stata effettuata adottando la seguente classificazione, definita nel D.P.C.M. 29.09.98 "Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e del D.L. 11.06.98, n. 180":

- **R4 - Rischio molto elevato:** per il quale sono possibili perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socioeconomiche;
- **R3 - Rischio elevato:** per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni relativi al patrimonio ambientale;

- **R2 - Rischio medio:** per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- **R1 - Rischio moderato o nullo:** per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

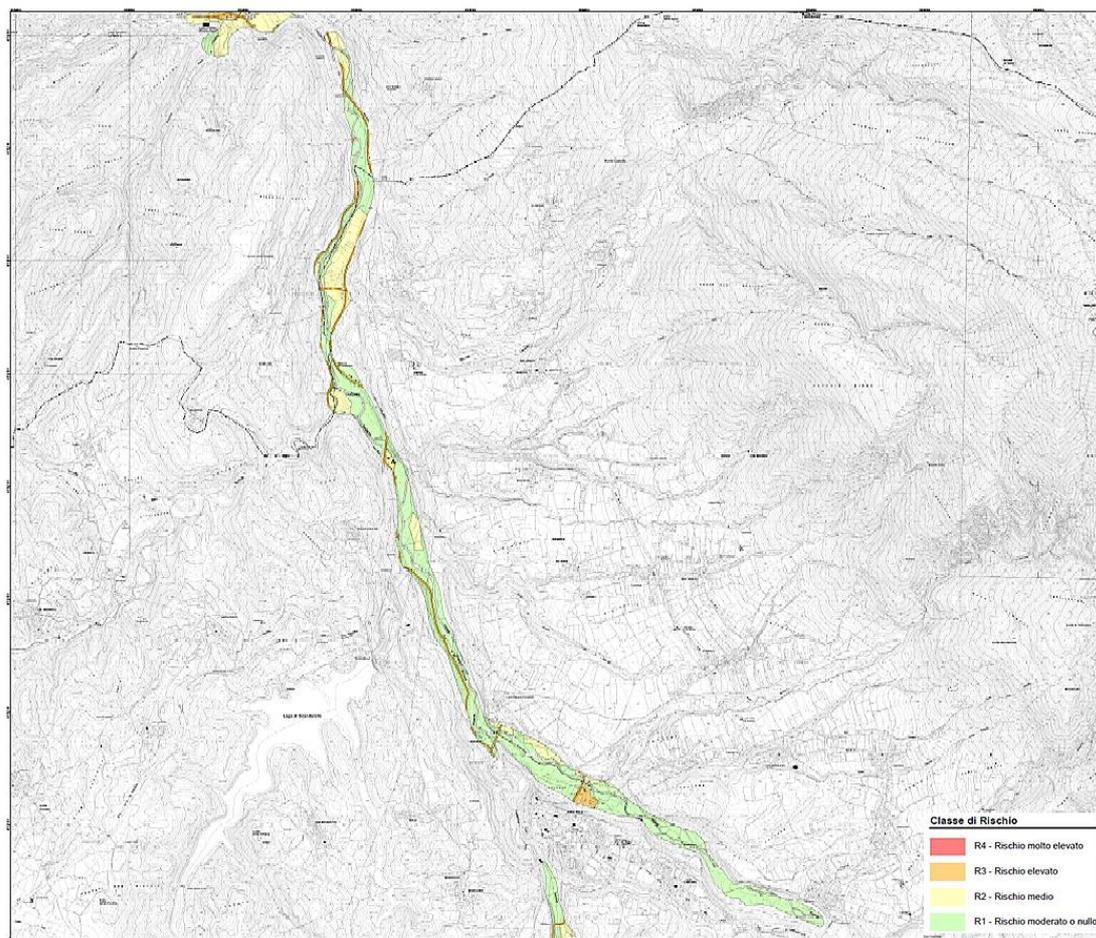


Figura 8: Stralcio Mappa Rischio Idraulico (Tav.IT028 - 2P) del PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale – Sezione del Fiume Tronto

Analizzando gli elaborati di progetto, T00ID00IDRPL01A e T00ID00IDRPL02A, che prevedono la sovrapposizione delle carte tematiche con il tracciato di progetto, non si evidenziano particolari criticità dal punto di vista idraulico di carattere generale in quanto le fasce di pericolosità media P2 risultano limitate alle aree in corrispondenza dell'alveo dei corsi d'acqua interessati. L'area di progetto non viene interessata dalle aree di rischio di esondazione del fiume Castellano di Amatrice. Secondo le carte tematiche vi è la presenza di zone di rischio moderato che però risultano poste a monte dell'intervento di progetto

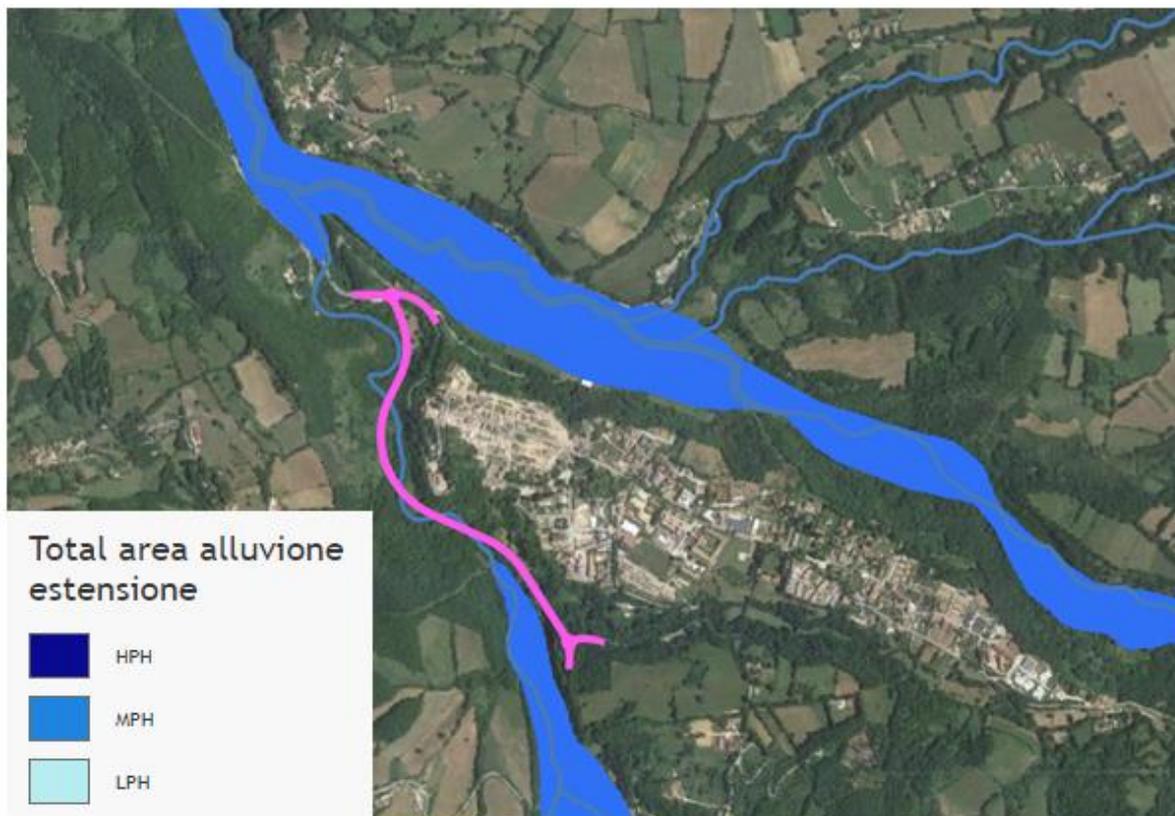


Figura 9: Stralcio Mappa Pericolosità Idraulica secondo PGRA con sovrapposizione del tracciato di progetto

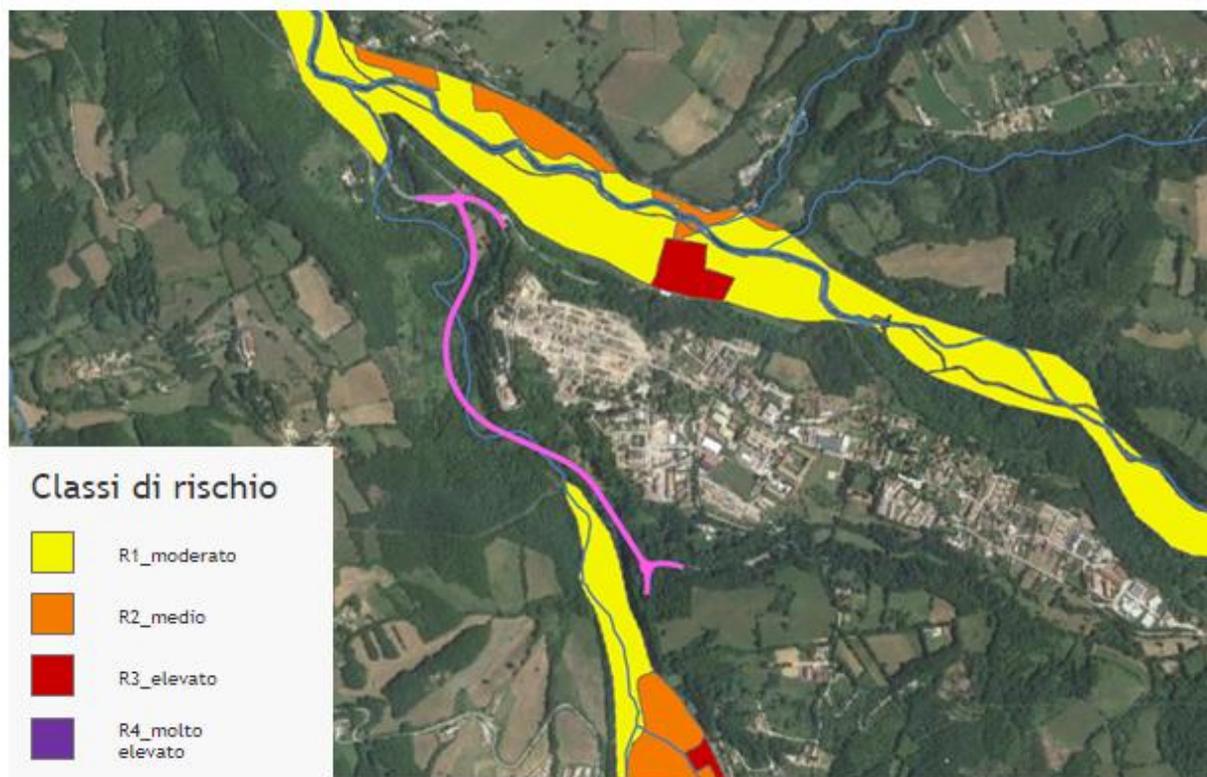


Figura 10: Stralcio Mappa Rischio Idraulico secondo PGRA con sovrapposizione del tracciato di progetto

4 STUDIO IDROLOGICO

Nell'ambito del presente progetto è stato sviluppato uno studio idrologico per individuare le portate di progetto per ogni corso d'acqua interferente con il tracciato stradale di progetto e ricavare le caratteristiche idrologiche dell'area di studio.

Lo studio ha previsto la preliminare definizione del reticolo idrografico mediante l'utilizzo del software open source HEC-HMS 4.8. Definito il reticolo idrografico, sono state individuate le interferenze con l'opera stradale in progetto e i bacini ad esse sottesi, attraverso l'implementazione del DEM a maglia 10 m, reso a disposizione da Tinitaly DEM.

4.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area interessata dall'opera in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale ed è soggetta alle Norme di Attuazione contenute nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del Fiume Tronto.

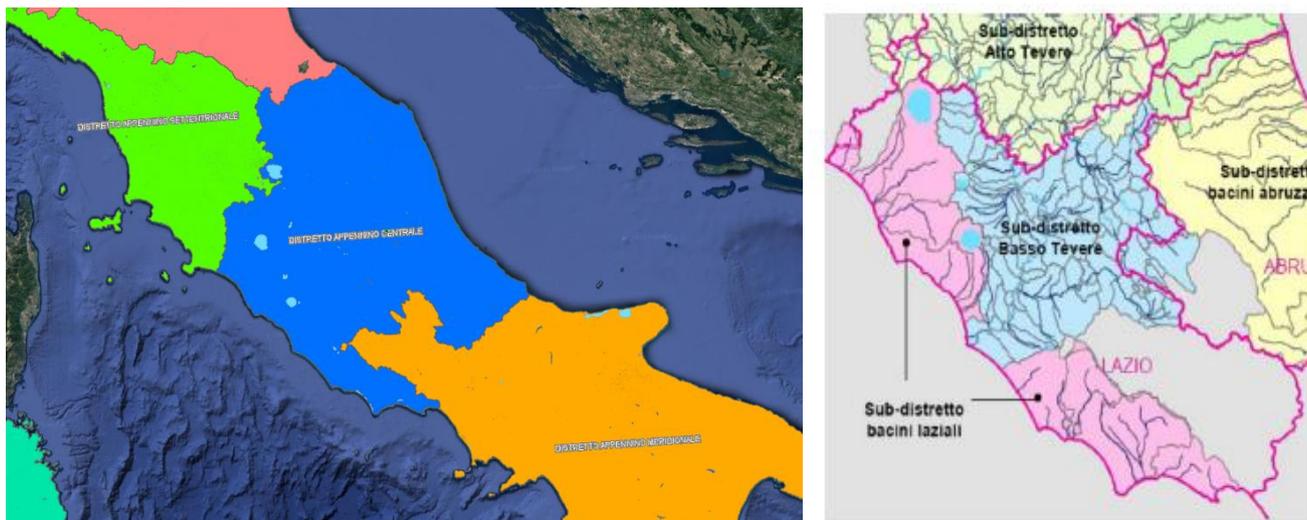
L'ambito di applicazione del Piano stralcio, in riferimento al bacino idrografico del Fiume Tronto, si estende per una superficie complessiva di circa 1210.60 Km², di cui il 70.6% è compreso nella Regione Marche, il 18.0% nella Regione Abruzzo e l'11.4% nella Regione Lazio, con la Provincia di Rieti, quest'ultima area di nostro interesse.

Nel luglio 2017 con l'entrata in vigore del decreto del Ministro dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare n. 294 del 25 ottobre 2016 (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 27 del 2 febbraio 2017) in materia di Autorità di bacino distrettuali, per espressa disposizione di legge (rif. art. 51 comma 4 della legge n. 221/2015), tutte le Autorità di bacino di cui alla legge 183/1989 risultano soppresse. A seguito del nuovo assetto all'Autorità di Bacino del Tevere e all'Autorità di Bacino Liri Garigliano Volturno, sono subentrate per competenza, l'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale e l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale. Le Autorità di Bacino Distrettuali, in base alle norme vigenti, hanno fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico relative alla difesa, tutela, uso e gestione sostenibile delle risorse suolo e acqua, alla salvaguardia degli aspetti ambientali svolte dalle ex Autorità di Bacino Nazionali, Regionali, Interregionali.

La Regione Lazio è ricompresa nei due seguenti distretti idrografici:

- Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, relativamente alla maggior parte del territorio regionale compreso nei bacini idrografici del fiume Tevere (bacino nazionale) e del fiume Tronto (bacino interregionale) nonché dei bacini regionali;
- Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, relativamente al bacino Idrografico dei fiumi Liri-Garigliano (bacino nazionale).

Il Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale interessa complessivamente 7 Regioni (Abruzzo, Emilia-Romagna, Lazio, Marche, Molise, Toscana, Umbria). Al fine della redazione del Piano di Gestione delle Acque (ex Direttiva 2000/60/CE) il Distretto è stato articolato in cinque sub-distretti. La Superficie ricadente nel bacino regione Lazio è pari a 7.194.825 kmq e occupa il 41.409% del territorio dell'intero distretto.



Il quadro conoscitivo dell'assetto idrogeologico della Regione Lazio, alla base dell'aggiornamento del Piano di Tutela delle Acqua (PTAR), con deliberazione consiliare 23 novembre 2018, n.18, è costituito dalla nuova Carta Idrogeologica del Territorio della regione Lazio (scala 1: 100.000). Nella nuova Carta Idrogeologica (vengono riconosciuti 25 complessi idrogeologici, costituiti da litotipi con caratteristiche idrogeologiche simili. Le caratteristiche idrogeologiche dei complessi sono espresse dal grado di 'potenzialità acquifera', definita come la capacità di ciascun complesso di assorbire, immagazzinare e restituire l'acqua. Sono state riconosciute 7 classi di potenzialità acquifera, in funzione della permeabilità media e dell'infiltrazione efficace del complesso stesso: da altissima a bassissima.

Il complesso idrogeologico individuato nell'area oggetto di studio è quello dei **flysch marnoso-arenacei con potenzialità acquifera medio bassa**. È composto da associazioni arenaceo-conglomeratiche, arenacee e subordinatamente arenaceo-pelitiche (Flysch della Laga, Macigno e formazione Marnoso Arenacea – Miocene medio-superiore.). Si aggiungono associazione pelitico-arenacea in strati da sottili a medi (Flysch di Frosinone e formazione marnoso-arenacea – Miocene medio-superiore). Lo spessore è di alcune centinaia di metri. Il complesso, privo di una circolazione idrica sotterranea di importanza regionale, può ospitare falde locali e discontinue all'interno degli orizzonti calcarenitici fratturati.

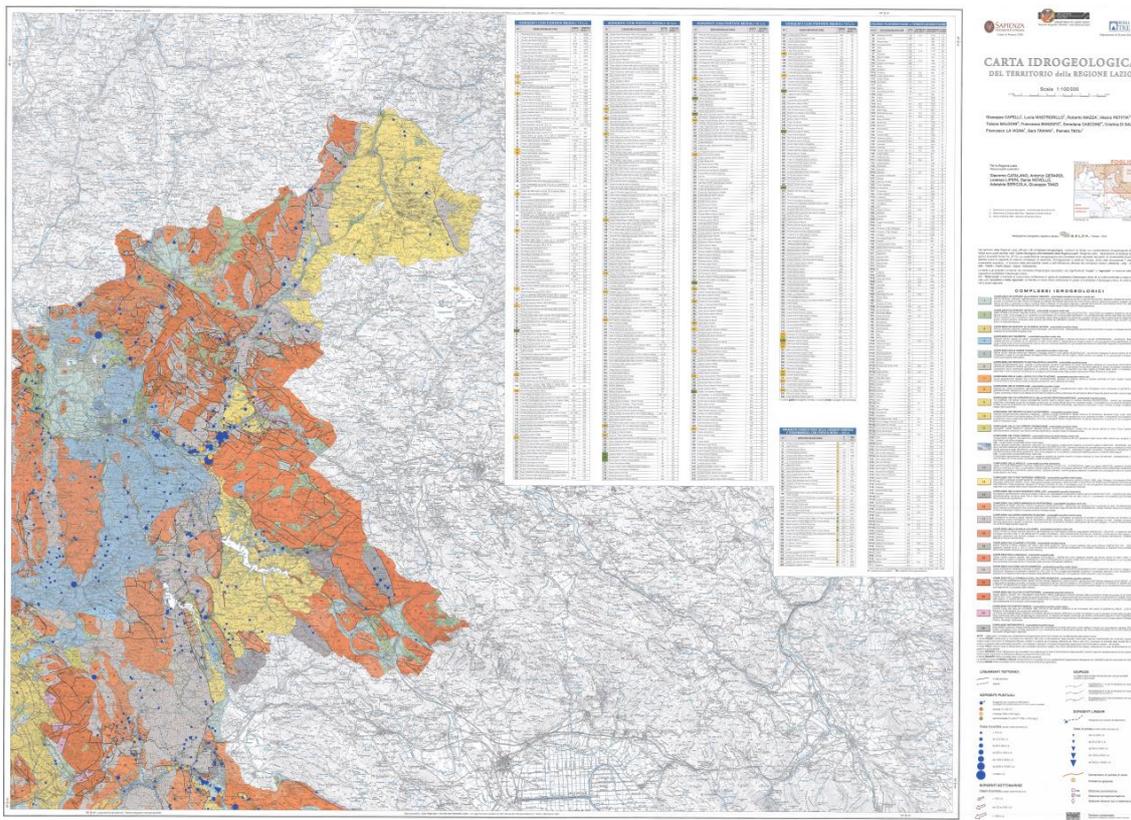


Figura 11: Carta delle unità idrogeologiche dell'area oggetto di studio, Regione Lazio

La Regione Lazio è caratterizzata dalla presenza di importanti risorse idriche. Il sistema idrologico si sviluppa su 40 bacini idrografici; i più importanti sono il bacino del Tevere, il bacino del Liri-Garigliano, il bacino del Fiora, il bacino dell'Arnone e quello del Badino. Al fine di assicurare un adeguato livello di protezione ambientale dei corpi idrici fluviali, nel territorio regionale sono stati individuati 43 corsi d'acqua di riferimento, scelti in base all'estensione del bacino imbrifero che sottendono e all'importanza ambientale e/o socio-economica che rivestono. La delimitazione dei bacini e sottobacini idrografici del Lazio è stata predisposta dal Piano di Tutela delle Acque Regionale (PTAR) sui bacini di superficie uguale o superiore ai 10 km². Ad essi sono stati aggiunti i bacini che raggruppano i corsi d'acqua minori che sfociano direttamente a mare e le porzioni dei bacini parzialmente ricadenti nel Lazio seppur inferiori a 10 km². In tal modo sono stati individuati 38 macrobacini a loro volta suddivisi in sottobacini.



Figura 12: Bacini idrografici Regione Lazio

Il Fiume Tronto è ubicato nel Bacino n.36 TRONTO del Piano di Tutela delle Acque Regionali. Nasce in provincia dell'Aquila e, dopo pochi chilometri entra nel territorio della provincia di Rieti, più precisamente nei comuni di Amatrice e Accumoli. Successivamente il fiume scorre in provincia di Ascoli Piceno. Il bacino del Fiume Tronto si estende su una superficie di 1189 Km² con un'altitudine media di 774,5 m. Il corso d'acqua nasce dalle pendici settentrionali dei Monti della Laga e sbocca nel Mare Adriatico in prossimità di Porto d'Ascoli, dopo un percorso di 9.5 km. È limitato a sud dai Monti della Laga, a sud est dal sistema Montagna dei Fiori (1.814 m s.l.m.) – Montagna di Campili (1.720 m s.l.m.), ad ovest da alcune cime elevate culminanti nel M. Pizzuto (1.904 m s.l.m.), a nord dal massiccio carbonatico dei Monti Sibillini in cui spicca il M. Vettore (2.476 m s.l.m.), che è anche la più alta vetta del bacino, e a nordest dal M. dell'Ascensione (1.103 m s.l.m.). Nel tratto iniziale il fiume ha direzione prevalentemente S-N fino all'altezza di Arquata del Tronto, cioè alle falde del M. Vettore, dove muta bruscamente direzione descrivendo una curva praticamente ad angolo retto rispetto al tratto precedente ed assumendo, quindi, fino alla foce una direzione all'incirca NO-SE. Tra i principali affluenti si segnalano, in destra idrografica, il torrente Castellano ed il torrente Marino e, in sinistra idrografica, il rio Scandarello, il torrente Chifente, il torrente Fluvione ed il torrente Chiaro.

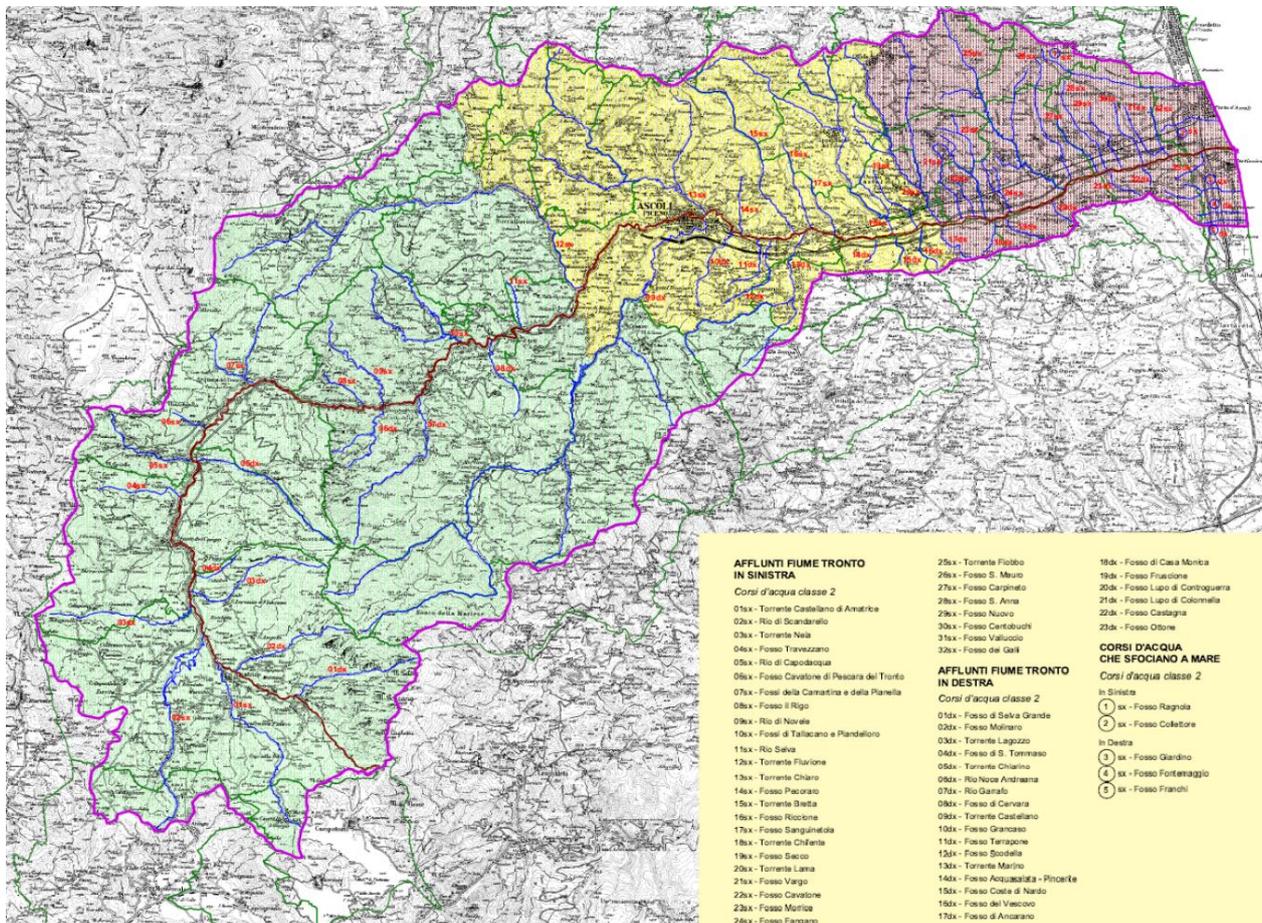


Figura 13: Bacino idrografico del Fiume Tronto

Il fiume Tronto dalle sorgenti a 1.900 m s.l.m. circa, perde 1.000 m di quota dopo 6 Km di percorso e, raccolto qualche torrentello di scarsa importanza, riceve il torrente Trontino o Castellano di Amatrice; alla confluenza di questi due corsi d'acqua sorge Amatrice. Poco più a valle il Fiume Tronto riceve prima le acque del rio Scandarello, oggi ben noto per la diga che lo sbarra, poi quelle del Fosso Neia, del Fosso Solagna e del Torrente Pescara di Accumuli. Proseguendo il suo corso, il fiume, prima di raggiungere Arquata del Tronto, riceve a destra il torrente Chiarino, a sinistra il tozzo di Capodacqua; si immerge poi in una stretta valle raccogliendo, a monte di Acquasanta Terme, diversi fossi, tra cui il rio Garrafo e, a valle, il torrente Fluvione. In questo primo tratto, dalla sorgente fino ad Ascoli Piceno, il fiume è interessato da ripetute derivazioni a scopo idroelettrico. A monte di Ascoli Piceno il fiume Tronto riceve il maggiore dei suoi affluenti, il torrente Castellano, che trae origine dalle pendici comprese tra Pizzo di Sevo e Monte Ceraso e che si immette nel fiume aumentandone considerevolmente la portata. Dopo un percorso di circa 97 Km il Tronto sfocia facendo confine tra i territori comunali di San Benedetto del Tronto e Martinsicuro, quindi tra la Regione Marche e la Regione Abruzzo. Il fiume Tronto è alimentato da 55 affluenti, di cui 32 in sinistra idraulica e 23 in destra idraulica.

4.2 DEFINIZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Il reticolo idrografico principale dell'area in oggetto è rappresentato dal corso del Fiume Tronto.

La zona in studio ricade nel settore iniziale del bacino del Fiume Tronto, ad una distanza di circa 60 km dalla costa. In corrispondenza di quest'area l'asta fluviale assume un andamento blandamente sinuoso. Il reticolo idrografico è completato da una serie di torrenti e fossi minori in destra e sinistra idrografica; in particolare in prossimità del centro abitato di Amatrice si osservano il Torrente Castellano di Amatrice che sfocia in sinistra idrografica del Fiume Tronto all'altezza del settore Nord dell'abitato e il Fosso Molinaro in destra idrografica.

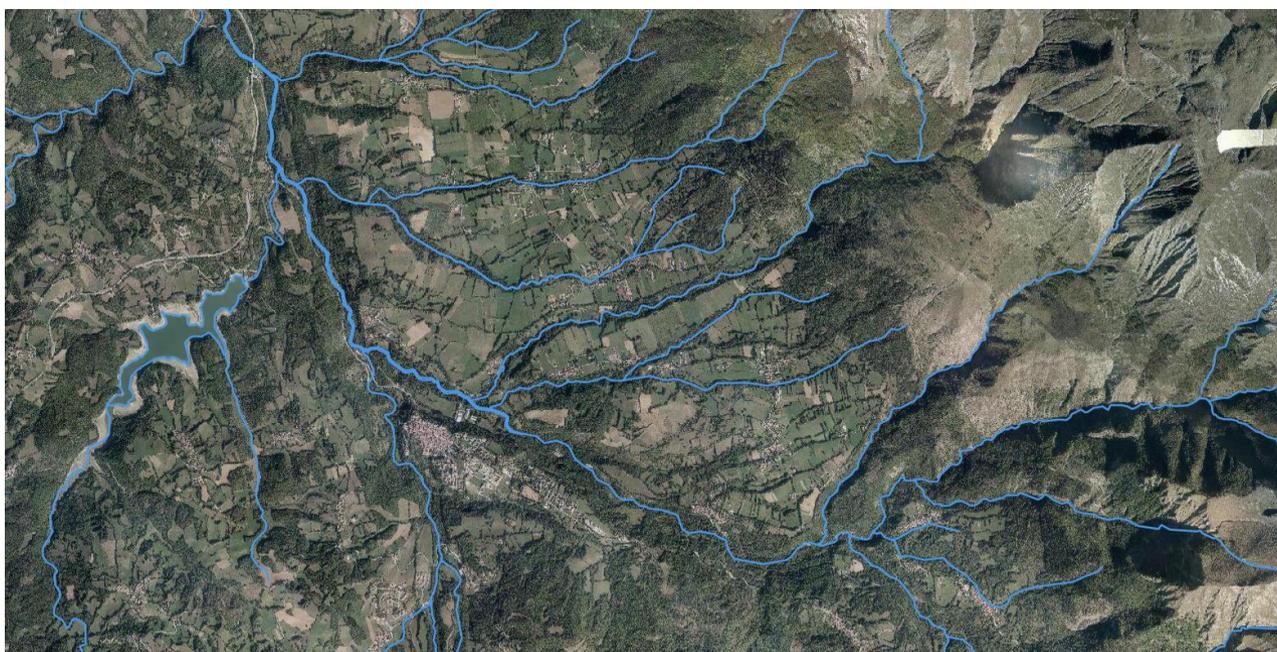


Figura 14: Acque Pubbliche - Area di studio

Le acque del Torrente Castellano di Amatrice, o anche chiamato Torrente Trontino, sfociano nel Lago di Campotosto, insieme alle acque dei fiumi Vomano e Rio Fucino e i due canali provenienti dal Rio Castellano ad est e dall'Alto Tronto ad ovest.

Il Lago di Campotosto è per estensione il secondo lago artificiale d'Europa, si trova ad un'altitudine di 1310 m s.l.m. sulla dorsale sud-occidentale dei Monti della Laga, vicino al confine con il Lazio, e si estende per circa 143 km² con una profondità massima compresa tra i 30 e 35 m. Il lago artificiale fu costruito tra gli anni Trenta e Quaranta con la costruzione di tre dighe, al fine di alimentare con le sue acque le centrali idroelettriche site nella valle del Vomano: la diga di Poggio Cancelli (in terra con nucleo centrale di tenuta), la diga di Rio Fucino (in cemento armato) e la diga di Sella Pedicante (in terra battuta e cemento armato). Per la precisione, il lago di Campotosto è stato realizzato in due fasi successive: nella prima fase, attuata negli anni 1940-1951, le dighe sono state costruite con un'altezza tale da contenere il massimo invaso alla quota 1312.50 m s.m.; nella seconda fase, attuata negli anni 1964-1971 a cura dell'ENEL, le dighe sono state sovralzate per contenere il

massimo invaso alla quota 1312.50 m s.m. ottenendo un volume utile di regolazione di 315 Mm³. Le principali opere di scarico del serbatoio sono disposte in prossimità della diga di Rio Fucino.

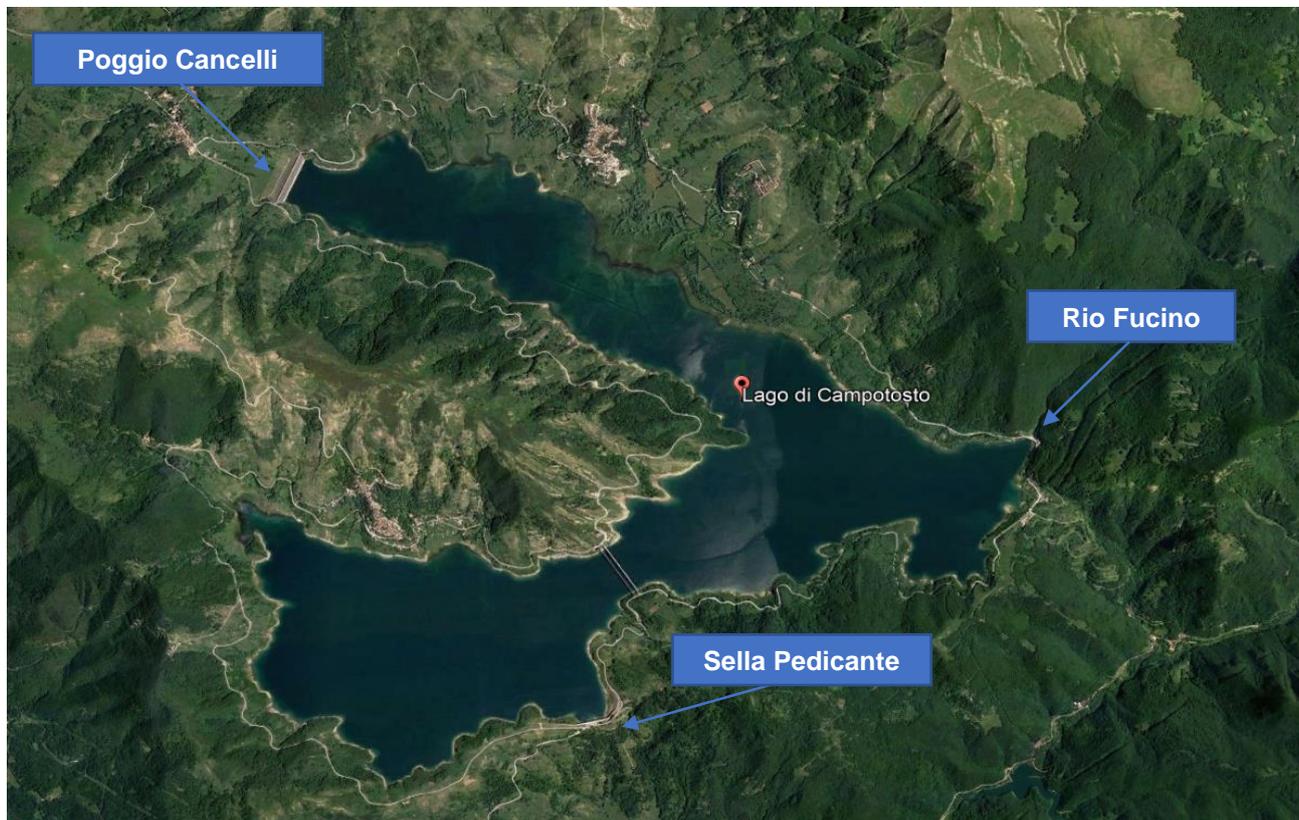


Figura 15: Lago di Campotosto

Delle tre dighe presenti, la diga di Poggio Cancelli sbarrò il torrente Castellano di Amatrice; è ubicata a 1 km a monte dello stesso abitato di Poggio Cancelli, frazione di Campotosto. Il corpo diga è costituito essenzialmente da un nucleo centrale di tenuta, in limo argilloso, prolungato alla base orizzontalmente verso monte, e da due rinfranchi. Quello di monte è stato realizzato integralmente in misto calcareo, mentre quello di valle è costituito, nella parte inferiore, dallo stesso misto calcareo e, nella parte superiore, da un misto arenaceo. Il paramento della diga è rivestito da una scogliera di pietrame.

Le principali opere di scarico del serbatoio sono disposte in prossimità della diga di Rio Fucino. In corrispondenza della diga di Poggio Cancelli è situato lo scarico di esaurimento, costituito da una tubazione in acciaio con asse a quota 1297.76 m s.m.; a valle è munita di una saracinesca e di una valvola a fuso installate in serie in una apposita cabina di manovra. La portata esitabile dello scarico di esaurimento, con il serbatoio al livello di massimo invaso, è pari a 5 mc/sec.



Figura 16: Diga Poggio Cancelli

D.M 1982, Art. A.2		L. 584/94		Corpo diga					Scarico di esaurimento	
Altezza	Volume di invaso	Altezza	Volume di invaso	Lunghezza coronamento	Quota coronamento	Quota max. invaso	Quota autorizzata di invaso	Portata max piena	Quota scarico di esaurimento	Portata di progetto
[m]	[Mmc]	[m]	[Mmc]	[m]	[m. s.m]	[m. s.m]	[m. s.m]	[mc/s]	[m. s.m]	[mc/s]
28.20	224	27.30	218	500	1327.50	1318.25	1317.50	89	1297.41	5

Tabella 1: Caratteristiche tecniche della diga Poggio Cancelli

Inoltre, immediatamente a monte dell'area di intervento, lungo il torrente Castellano di Amatrice, i rilievi e i sopralluoghi mostrano la presenza dell'opera di presa denominata: "Trontino". Nelle seguenti figure si riportano immagini che individuano il detto manufatto.



Figura 17 – Opera di presa lungo il corso del Torrente Castellano di Amatrice



Figura 18 – Opera di presa lungo il corso del Torrente Castellano di Amatrice

Tale opera riduce nettamente le portate defluenti all'interno del torrente in esame, come è deducibile dalle Mappe di Esondazione di cui al capitolo 3.1. Difatti, le carte PAI indicano le aree limitrofe al Torrente Castellano di Amatrice come aree a rischio d'esonazione medio. Tuttavia, ciò cambia immediatamente a valle dell'opera di presa, ove non è rappresentato alcun rischio d'esonazione. In assenza di maggiori informazioni in merito all'effetto della detta opera sul regime idrometrico del torrente, la verifica di compatibilità idraulica dell'intervento è stata effettuata ipotizzando la completa trasparenza idraulica del manufatto.

4.2.1 IDENTIFICAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI

I bacini sono stati delimitati attraverso software open source HEC-HMS 4.8, in grado di processare i dati territoriali tridimensionali ed effettuare analisi spaziali. La metodologia implementata in HEC-HMS permette l'individuazione dei bacini idrografici a partire dal modello digitale di elevazione (DEM) con risoluzione di 10 m in formato Geotiff, estratto dal Modello Digitale di Elevazione di tutto il territorio italiano, messo a disposizione dalle sezioni di Pisa dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, noto come TINITALY DEM.

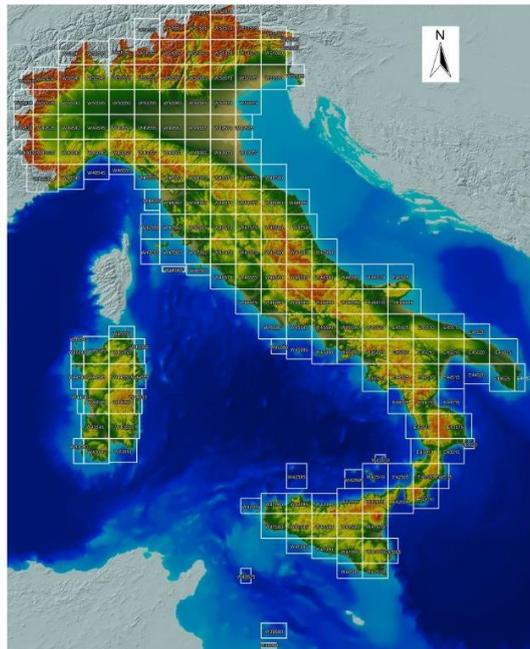


Figura 19: TINITALY DEM (<http://tinitaly.pi.ingv.it/>)

L'area interessata dall'intervento ricade nei quadranti W47080 e W47085 del Tinitaly DEM.

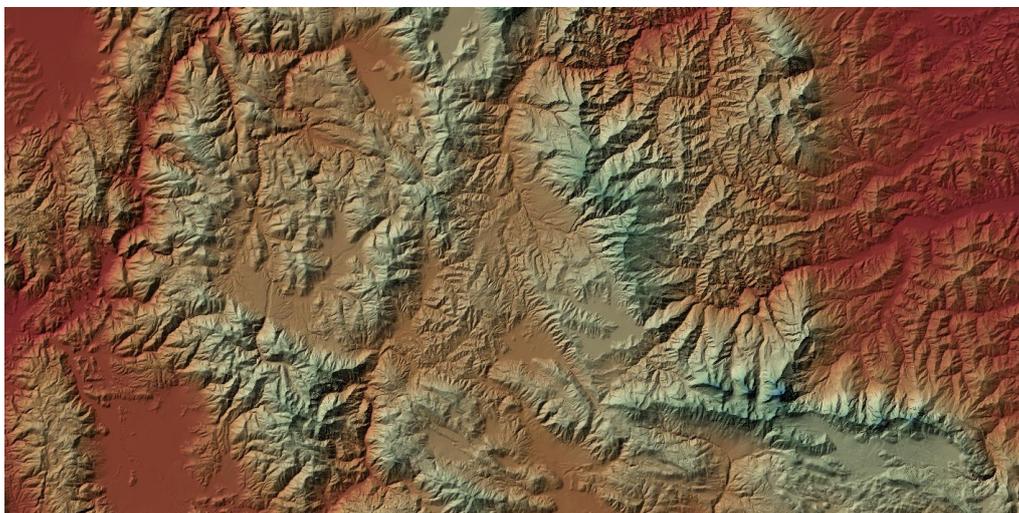


Figura 20: Hillshade DEM 10 m (W47080 e W47085)

Mediante lo strumento "Preprocess Sinks", presente nella sezione GIS di HEC-HMS, è stato possibile rimuovere dal DEM eventuali depressioni locali, creando DEM nuovo e corretto idrologicamente. Si è proseguito con il lancio dell'algoritmo "Preprocess Drainage", il quale determina la direzione e l'accumulo di deflusso per ogni singola cella nel raster del terreno. Individuato così il bacino di utenza, anche definito come accumulo di deflusso, attraverso l'algoritmo "Identify Streams" è stato possibile individuare la principale rete dei canali presenti nell'area di interesse a partire da DEM. Ottenuta la rete di drenaggio, attraverso l'identificazione della sezione di chiusura ("Break Point") è stato possibile individuare i bacini idrografici in corrispondenza dell'intervento di progetto, di seguito riportati.

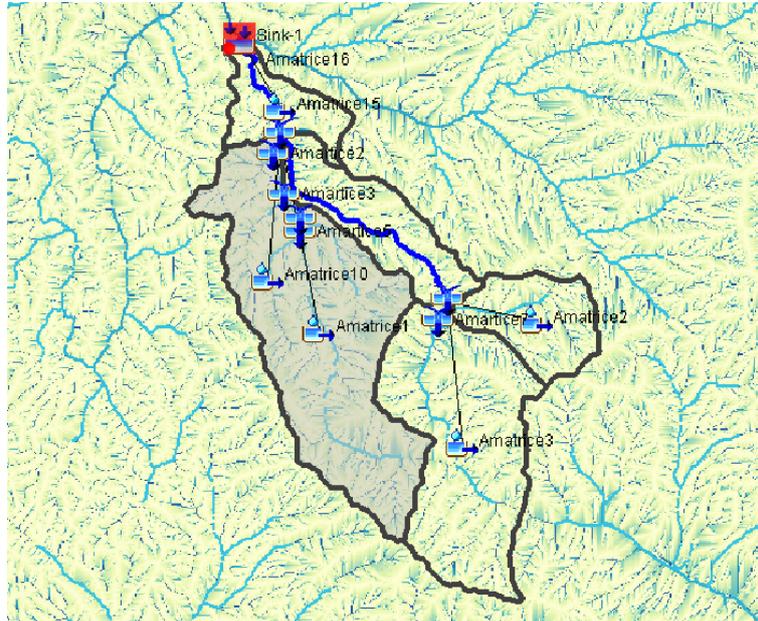


Figura 21: Bacini idrografici individuati dal programma HEC-HMS

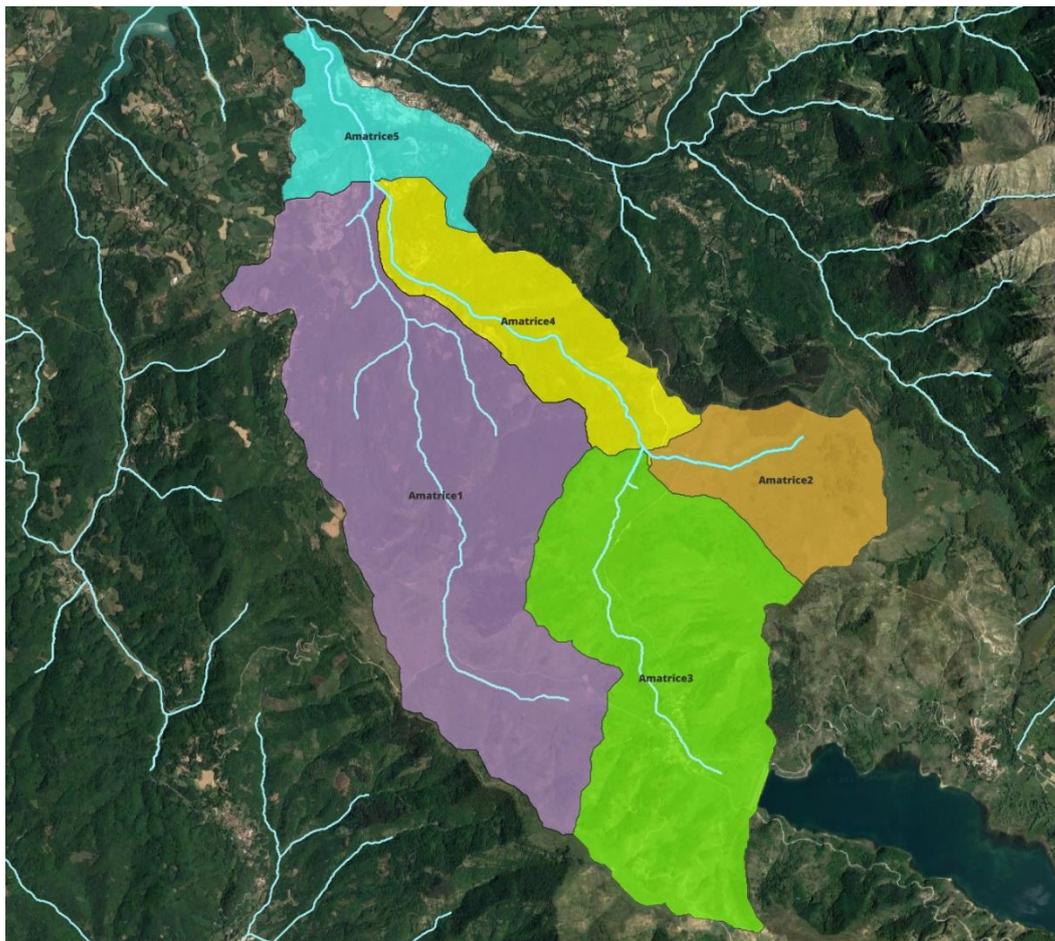


Figura 22: Bacini idrografici dell'area di intervento – LOTTO 2

I bacini individuati, che interessano una superficie complessiva di circa 3390 ha, sono rappresentati all'interno dell'elaborato T00ID00IDRCO01A su scala 1:25000.

Codice Bacino	Hmin [m.s.l.m]	Hmax [m.s.l.m]	Hmedia [m.s.l.m]	Area [km ²]	L asta [km ²]	Pendenza asta	Pendenza bacino
Amatrice 1	900.60	1562.55	1215.71	13.99	9.43	0.07	0.28
Amatrice 2	1250.91	1609.62	1395.37	3.32	3.72	0.09	0.23
Amatrice 3	1247.00	1602.81	1376.44	10.11	6.84	0.05	0.28
Amatrice 4	901.05	1381.07	1141.74	4.06	5.72	0.08	0.28
Amatrice 5	844.00	1119.17	951.12	2.43	4.10	0.07	0.24

Tabella 2: Tabella codifica e caratteristiche dei bacini

Analizzando il reticolo idrografico, si evince che il tracciato di progetto interferisce con il Torrente Castellano di Amatrice, affluente in sinistra idraulica del fiume Tronto, come illustrato nella figura seguente.

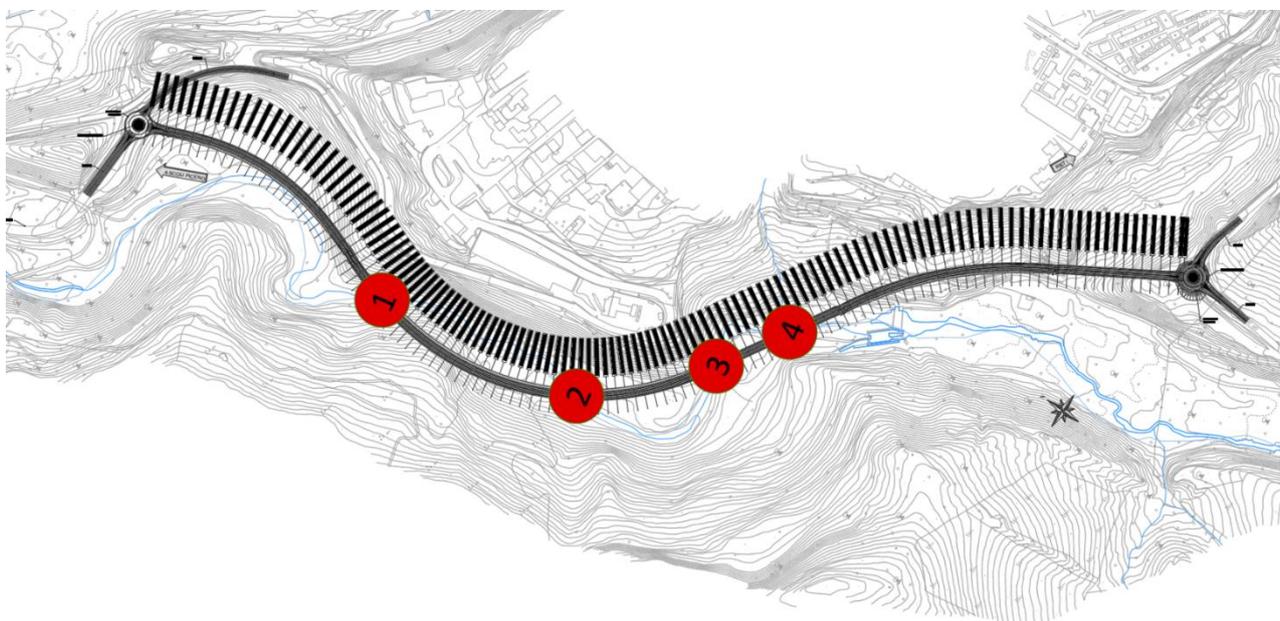


Figura 23: Interferenze idrauliche con il tracciato di progetto

CORSO D'ACQUA			
Codice	Denominazione	Tracciato di progetto	Pk
			[km]
INTERFERENZA – 1	Torrente Castellano di Amatrice	Asse	0+330

INTERFERENZA – 2	Torrente Castellano di Amatrice	Asse	0+565
INTERFERENZA – 3	Torrente Castellano di Amatrice	Asse	0+714
INTERFERENZA - 4	Torrente Castellano di Amatrice	Asse	0+808

Tabella 3: Tabella interferenze idrauliche

Tali interferenze e la loro compatibilità idraulica verranno opportunamente approfondite all'interno del capitolo 5.

4.3 PLUVIOMETRIA

Il presente capitolo illustra le procedure adottate per la definizione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per il bacino oggetto di studio. Nel caso in esame, la ricostruzione dell'evento sintetico di pioggia è realizzata per raffronto dei risultati ottenuti per adozione del metodo di regionalizzazione delle precipitazioni intense (CIMA) ovvero per inferenza statistica sulle misurazioni della stazione pluviometrica di Amatrice. La selezione delle CPP di progetto è realizzata tenendo in conto le condizioni maggiormente cautelative.

4.3.1 REGIONALIZZAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE – CIMA

In data 17 febbraio 2015 è stata stipulata la convenzione tra il Commissario Delegato Maltempo Maggio 2014 e Fondazione CIMA per "La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche" (Reg Int: 2015/28 – Nr. 670). I seguenti paragrafi descrivono le attività svolte da Fondazione CIMA per la regionalizzazione delle precipitazioni intense. Obiettivo del detto lavoro è la definizione della regionalizzazione delle precipitazioni intense di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore con diversi tempi di ritorno per il territorio marchigiano.

Le scelte adottate per la regionalizzazione delle precipitazioni intense sul territorio della regione Marche sono state le seguenti:

- analisi di frequenza con approccio regionale: l'approccio di tipo regionale consente di utilizzare contemporaneamente tutta l'informazione pluviometrica disponibile sul territorio.
- utilizzo dei valori massimi annuali di precipitazione per le brevi durate: lo scopo dello studio è quello di arrivare ad una migliore caratterizzazione delle portate al colmo di piena nei bacini di medio-piccole dimensioni

I dati utilizzati per la regionalizzazione delle precipitazioni intense sono le serie storiche delle precipitazioni estreme di durata prefissata (1, 3, 6 12 e 24 ore) per tutti i pluviometri della rete del Centro Funzionale della Regione Marche sino all'anno 2014, compresi i dati pubblicati negli

Annali Idrologici parte I dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Bologna sino al 1989, con l'aggiunta degli strumenti della rete ASSAM.

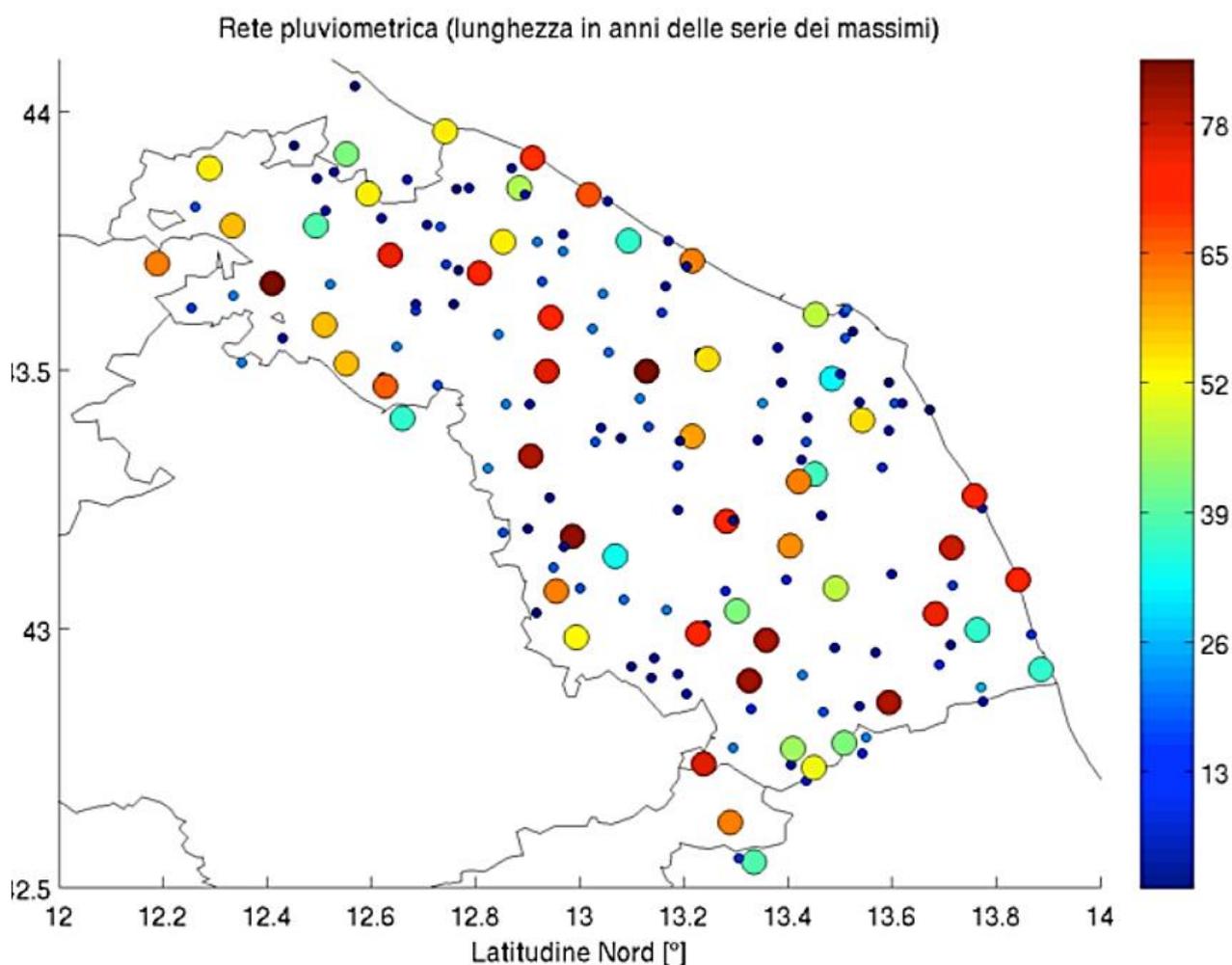


Figura 24 – Mappa della lunghezza delle serie disponibili per tutti i pluviometri. Sono stati evidenziati con simboli più grandi pluviometri aventi più di 40 anni di dati.

Una volta consolidato e uniformato il dataset, si è proceduto all'analisi statistica delle singole serie. Per ognuna delle serie pluviometriche sono state testate diverse Distribuzioni di Estremo. L'analisi ha mostrato che la GEV (Generalized Extreme Value distribution) si adatta bene alla totalità dei pluviometri, evidenziando la mancanza di una struttura più complessa di precipitazioni eccezionali che avrebbe potuto richiedere una modellazione con una distribuzione TCEV (Two-Component Extreme Values Distribution). Dall'analisi del fitting tra le curve a sito singolo si è potuto osservare, quindi, che le serie storiche analizzate dell'intera rete pluviometrica regionale appartengono a una stessa regione omogenea. Successivamente, le serie di massimi annuali di durata un'ora sono state adimensionalizzate ciascuna con la propria media e plottate su carta probabilistica.

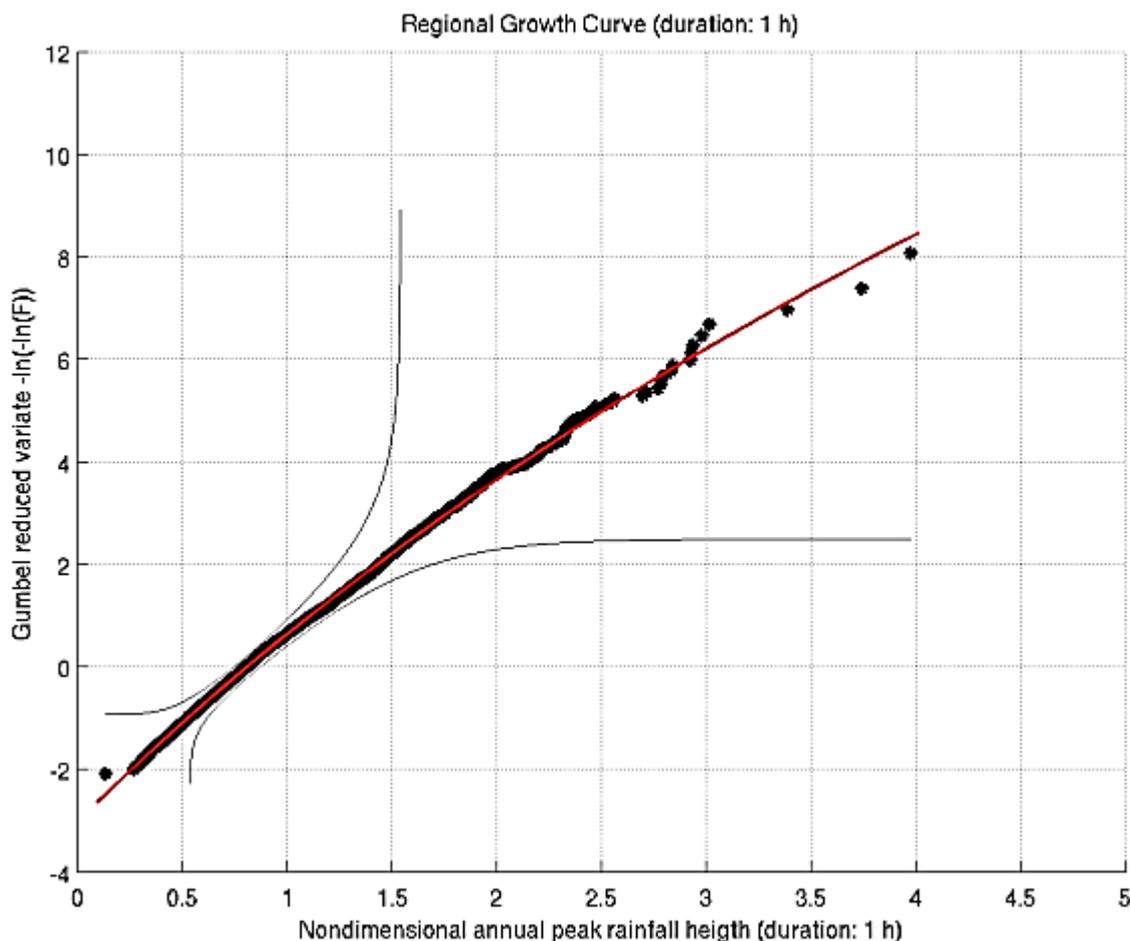


Figura 25 – Curva di crescita delle precipitazioni estreme di durata 1 ora adimensionalizzate rispetto alla propria media (pallini neri), curva GEV di fitting (linea rossa) e fasce di confidenza al 99%

Sul campione delle precipitazioni di durata 1 ora così ottenuto, che comprende quindi tutte le osservazioni di tutte le stazioni adimensionalizzate ognuna con la propria media, è stata fittata la distribuzione di probabilità genitrice, cioè la distribuzione della variabile adimensionale, che è risultata anch'essa una GEV con ottimo accordo con le osservazioni. La procedura è stata ripetuta per le restanti durate (3, 6, 12, 24 ore) ottenendo risultati analoghi. In seguito all'osservazione che le GEV fittate per le diverse durate sono in effetti estremamente simili tra di loro, è stata fatta un'analisi ulteriore combinando le piogge adimensionali di tutti i pluviometri e di tutte le durate, e confrontandoli con la GEV stimata per le piogge di durata 1 ora. Il risultato mostra come la GEV fittata per i dati a 1 ora descrive molto bene anche tutte le altre durate, i cui dati sono sempre contenuti entro le fasce di confidenza al 99%. Quest'ultimo risultato permette di definire quindi come unica variabile indice per l'analisi l'altezza di pioggia estrema di durata 1 ora media, valida anche per tutte le altre durate. Nel seguito tale variabile viene identificata come pioggia indice. L'espressione della curva di crescita fittata sui valori adimensionali è la seguente:

$$F(x) = \exp\left(-\left[1 + \left(\frac{x - 0.8336}{0.2635}\right)0.0524\right]^{-1/0.0524}\right)$$

La pioggia indice è stata quindi spazializzata con un metodo di interpolazione spaziale dei valori noti in corrispondenza dei sensori (metodo kriging), ed è stata effettuata la stima della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica secondo metodologia standard.

Per ogni pixel, sono stati riportati in piano bi-logaritmico i valori di durata (1, 3, 6, 12, 24 ore) e i corrispondenti valori di altezza di pioggia per diversi valori del tempo di ritorno (10, 25, 100, 200 anni) ottenuti mediante la GEV regionale. Per ogni tempo di ritorno, è stata quindi stimata, con regressione lineare e ottimo accordo con i dati, l'equazione nella forma:

$$H = ad^n$$

dove H è l'altezza di pioggia [mm], d la durata [ore], e a ed n sono parametri da stimare. Per la dimensionalizzazione e il calcolo dell'altezza di pioggia estrema per ogni tempo di ritorno, si fa ricorso alla distribuzione genitrice stimata nei paragrafi precedenti, pervenendo così alla formula della LSPP regionalizzata:

$$H = \frac{k(T)}{k(10)} ad^n$$

dove k(T) è il fattore di crescita, ed è ottenuto invertendo la formula della funzione di ripartizione della GEV trovata nei paragrafi precedenti, trovando così una relazione dipendente dal tempo di ritorno T. k(10) è il fattore di crescita calcolato per il tempo di ritorno pari a 10 anni, il più basso tra quelli considerati, rispetto al quale sono state calcolate le mappe dei parametri a ed n di riferimento, riportate di seguito. L'espressione finale della LSPP, in funzione del tempo di ritorno T [anni] e della durata d [ore], è quindi:

$$H(d, T) = 0.5711 \cdot \left[5.0286 \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0.0524} - 4.1950 \right] \cdot ad^n$$

Tale formula, abbinata alle mappe dei parametri a ed n (per un tempo di ritorno di 10 anni), riportate rispettivamente in Figura 19 e Figura 20, costituisce quindi il risultato finale della regionalizzazione delle altezze di pioggia estrema e durata prefissata. La fondazione CIMA rileva per Amatrice i seguenti valori dei parametri della linea segnalatrice di possibilità pluviometrica a e n e valori della pioggia indice:

Stazione Idrometrica: AMATRICE - PONTE A 3 OCCHI		
Pioggia indice [mm]	a	n
17.25	25.28	0.34

Tabella 4: Valori dei parametri a ed n e della pioggia indice in corrispondenza delle stazioni di misura, estratto da "Regionalizzazione delle precipitazioni intense"- CIMA

Di seguito la tabella riassuntiva dei risultati di pioggia oraria per diversi tempi di ritorno.

Altezza di pioggia oraria - Regionalizzazione piogge intense (CIMA)			
Tr [anni]	25	50	200
h _{oraria} [mm]	25.28	28.50	35.25

Tabella 5 - valori di altezza di pioggia oraria per diversi tempi di ritorno - Regionalizzazione delle piogge intense (CIMA)

4.3.2 ELABORAZIONE STATISTICA DELLE REGISTRAZIONI PLUVIOMETRICHE: METODO GUMBEL

L'attendibilità dei risultati ottenuti nel precedente paragrafo è stata vagliata tramite inferenza statistica: la distribuzione di Gumbel è stata adattata alle misurazioni registrate presso la stazione pluviografica di Amatrice. La trattazione che segue illustra la metodologia adottata per l'identificazione dei parametri di pioggia.

Sono state raccolte le registrazioni pluviometriche (fonte: SIRMIP ON-LINE: Sistema Informativo Regionale Meteo-Idro-Pluviometrico; Regione Marche – Servizio Protezione Civile) della stazione di misura di Amatrice ricadente nel bacino idrografico di interesse. In particolare, il campione è composto di 56 osservazioni che ricoprono il periodo 1952-2022.

Stazione	Periodo di funzionamento	Numero di osservazioni
Amatrice	1952-2022	56

Tabella 6 – Stazione pluviografica di interesse

STAZIONE DI AMATRICE											
ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE	ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
	mm	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm
1952	17.2	26.0	28.0	38.8	45.0	1993	13.2	18.6	26.8	31.6	37.2
1953	17.0	21.6	24.0	33.6	49.2	1994	20.2	33.0	33.0	49.8	75.6
1955	11.0	11.4	20.0	33.4	41.0	1995	20.2	27.2	28.2	28.8	35.2
1956	13.4	22.0	22.0	25.6	35.2	1997	6.0	12.8	19.2	29.2	35.8
1958	10.0	15.4	19.6	30.4	50.2	1998	17.8	21.4	25.0	37.2	64.0
1959	18.0	18.4	27.0	44.0	68.4	1999	14.2	35.4	41.2	42.4	60.4
1960	20.8	24.4	26.0	36.2	40.8	2000	31.2	37.4	68.8	78.0	78.0
1961	23.6	24.4	28.6	35.2	60.0	2001	12.0	22.4	24.4	28.6	34.4
1963	19.8	26.6	30.0	30.0	56.0	2002	21.4	29.2	38.4	46.2	48.0
1964	13.0	15.6	24.0	37.6	51.4	2003	17.6	33.6	40.4	49.6	67.2
1965	22.4	37.2	37.8	43.0	65.8	2004	30.0	35.6	37.8	39.6	54.4
1966	19.0	22.0	30.2	30.2	36.6	2005	17.0	26.2	37.2	56.2	58.6
1967	19.4	29.0	34.0	54.2	60.6	2006	29.0	34.0	34.0	38.2	39.4
1968	13.6	21.2	28.8	36.2	51.2	2007	14.6	21.0	25.4	26.4	35.0
1969	11.4	14.6	23.8	29.6	42.6	2008	23.4	24.2	38.4	49.6	69.2
1970	15.0	19.0	24.0	24.0	30.0	2009	17.2	26.4	32.2	40.8	54.8
1971	20.8	20.8	24.0	35.6	55.2	2010	18.4	31.0	48.2	54.0	74.0
1972	21.2	24.6	29.8	43.8	46.6	2011	18.0	24.0	38.4	47.2	53.4
1973	14.6	19.6	21.0	21.2	35.0	2012	11.6	23.0	26.2	42.0	49.8
1974	13.4	21.0	32.2	41.6	52.4	2014	14.2	21.2	38.6	48.2	51.8
1975	18.6	20.4	30.8	50.0	66.2	2015	38.6	65.0	88.4	101.4	135.0
1976	22.4	22.8	26.0	38.8	41.0	2016	30.4	31.2	31.6	31.6	47.8
1978	16.4	17.0	17.2	26.2	38.2	2017	16.2	29.2	36.4	47.6	71.8
1979	8.6	14.2	20.0	34.4	49.4	2018	22.4	26.8	28.0	42.6	49.8
1980	8.2	10.8	13.0	25.0	44.6	2019	32.0	32.6	46.2	49.2	78.6
1990	17.8	24.0	44.2	69.0	74.8	2020	20.4	25.0	32.2	42.4	44.4
1991	15.8	26.6	34.2	42.0	53.6	2021	11.8	22.0	29.8	41.2	50.0
1992	13.0	21.0	27.4	37.0	47.4	2022	19.4	20.0	31.4	37.0	42.2

Tabella 7. Stazione pluviometrica di Amatrice e relative registrazioni pluviometriche.

Distribuzione Gumbel

I dati pluviometrici riportati al precedente paragrafo sono stati elaborati statisticamente ricorrendo alla distribuzione statistica di Gumbel secondo la relazione di funzione di probabilità cumulata che segue:

$$F(x) = P(X \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Introducendo la variabile ridotta y:

$$y = \alpha(x - u)$$

si ha la forma canonica:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

I parametri α e u , legati alla media e alla varianza della popolazione, possono essere stimati sfruttando le informazioni statistiche del campione di misurazioni di altezza di pioggia per assegnata durata.

Per ciascun campione, dunque, viene calcolata la frequenza di non superamento per applicazione della formula di Weibul:

$$F_i = \frac{i}{N+1}$$

Il valore ottenuto è dunque assimilato alla probabilità di non superamento del campione secondo la relazione:

$$F(h_i) \cong F_i$$

La variabile ridotta da associare ad ogni altezza di precipitazione viene quindi calcolata come:

$$F(h_i) = F_i = F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{e} \quad F_i = \frac{i}{N+1} \Rightarrow y_i = -\ln \left[-\ln \left(\frac{i}{N+1} \right) \right]$$

Con questa assunzione, la variabile ridotta y dipende soltanto da h (= precipitazione) secondo la relazione lineare:

$$y = \alpha(h - u)$$

La stima dei parametri α e u si ottiene tramite il metodo dei momenti, in base al quale i parametri della distribuzione vengono ottenuti eguagliando la media campionaria alla media della distribuzione della popolazione. Si ottengono quindi per α e u le seguenti espressioni:

$$\alpha = \frac{1.283}{S_h} \quad u = m_h - \frac{0.577}{\alpha}$$

Richiamando il concetto di tempo di ritorno, T_r , cioè il tempo che mediamente trascorre tra la realizzazione di un evento e di un altro di entità uguale o superiore, è possibile ottenere l'espressione che esprime le altezze di precipitazione in funzione del tempo di ritorno:

$$T_r(h) = \frac{1}{1 - F(h)} \Rightarrow F(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

$$e^{-e^{-\alpha(h-u)}} = \frac{T_r - 1}{T_r} \Rightarrow h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[-\ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right]$$

L'espressione analitica della funzione $h(T_r, \tau)$ che fornisce il valore di precipitazione (h) in funzione del tempo di ritorno per una prefissata durata di precipitazione. Si vuole ora trovare un'espressione analitica che, per un dato tempo di ritorno, fornisca l'altezza di precipitazione in funzione della durata.

A questo scopo, si assegna alla funzione $h(T_r, \tau)$ la seguente forma:

$$h(T_r, \tau) = a(T_r) \tau^n$$

Queste equazioni, una per ogni prefissato tempo di ritorno, sono dette curve di possibilità pluviometrica (o climatica). L'intensità di precipitazione $j(T_r, \tau)$ è definita come l'altezza di precipitazione per unità di tempo ed ha la forma:

$$j(T_r, \tau) = \frac{h(T_r, \tau)}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Passando alla notazione logaritmica, l'equazione della curva di possibilità pluviometrica assume la forma lineare, e viene ottenuta interpolando i valori per regressione lineare ai minimi quadrati. Gli scarti da minimizzare sono quelli verticali, in quanto la misura di h soffre di maggiori incertezze rispetto a quella del tempo di precipitazione.

$$\log h = \log a + n \log \tau$$

Nella tabella seguente, sono riportati i valori a e n relativi ad ogni stazione pluviometrica considerata, per diversi tempi di ritorno.

Stazione	TR (anni) = 25		TR (anni) = 50		TR (anni) = 200	
	a mm/h ⁿ	n	a mm/h ⁿ	n	a mm/h ⁿ	n
Amatrice	30.44	0.328	33.90	0.326	40.759	0.323

Tabella 8. Valori dei parametri (a ; n) relativi alle stazioni pluviometriche ricadenti nel bacino di interesse.

La bontà dell'adattamento è stata verificata quantitativamente tramite il test statistico Kolmogorov-Smirnov. Il test si basa su una metrica D di confronto fra frequenza empirica e valori modellati:

$$D = \text{MAX} [F_i - F(y_i)]$$

Ove:

- D è la metrica utilizzata per il test;
- Il secondo membro è il massimo assoluto degli scarti fra valore osservato e stimato.

Il test è superato qualora sia vera la seguente affermazione:

$$D < \delta(a, n)$$

Ove $\delta(\alpha, n)$ è un valore critico che dipende dal livello di significatività del test e dalla numerosità del campione. Il livello di significatività indica la probabilità che il test rigetti l'ipotesi quando l'ipotesi è in realtà vera. La letteratura stima che, per un valore di significatività di $\alpha = 0.05$, δ sia così calcolabile:

$$\delta = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

Il test, così applicato, risulta abbondantemente verificato per la stazione pluviometrica considerata.

TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV	
Stazione	<i>Amatrice</i>
D	0.111
δ	0.182

Tabella 9. Risultati del test Kolmogorov-Smirnov.

4.3.3 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Le curve di probabilità pluviometria stimate a mezzo della legge di distribuzione di Gumbel sono rappresentate in figura.

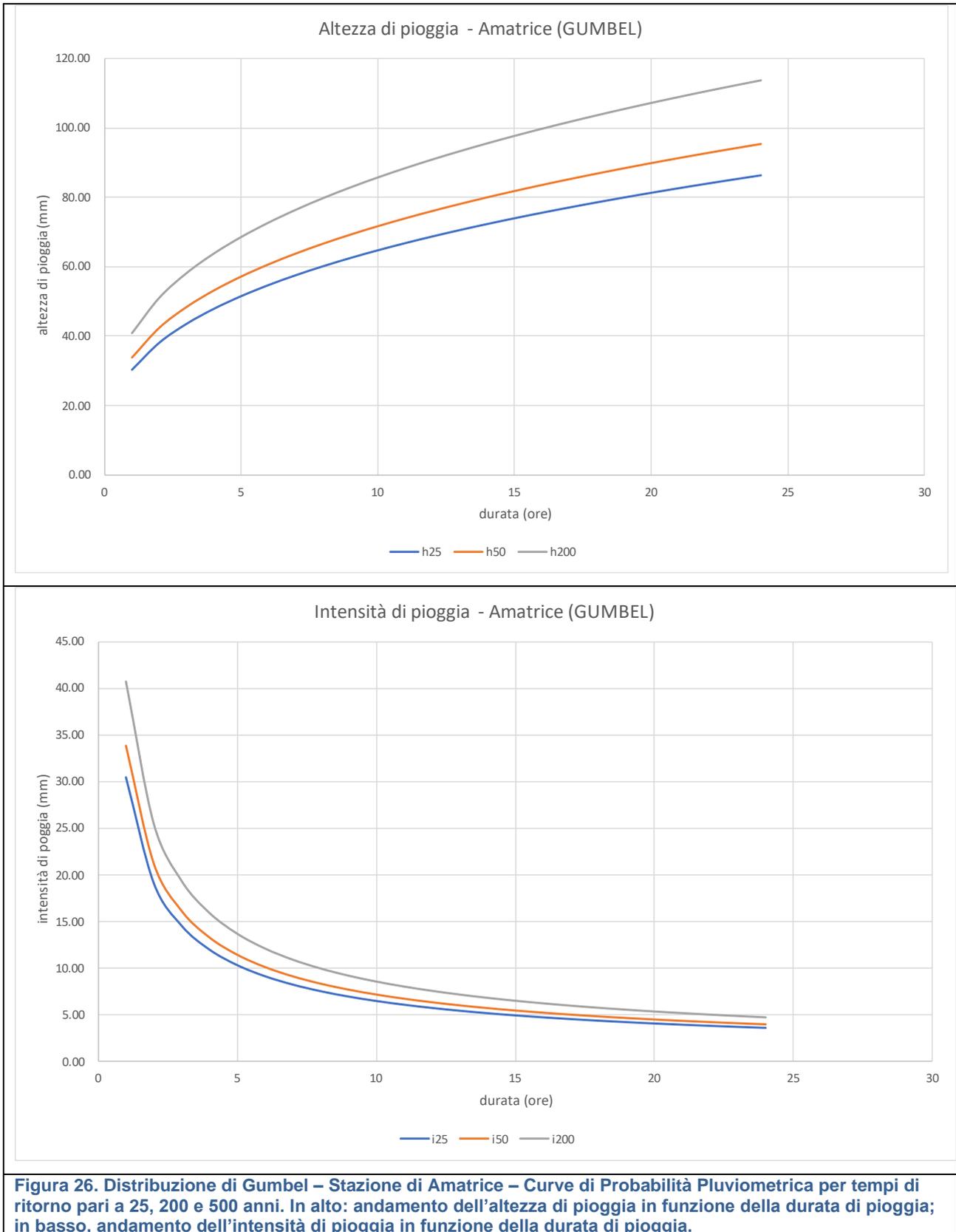


Figura 26. Distribuzione di Gumbel – Stazione di Amatrice – Curve di Probabilità Pluviometrica per tempi di ritorno pari a 25, 200 e 500 anni. In alto: andamento dell'altezza di pioggia in funzione della durata di pioggia; in basso, andamento dell'intensità di pioggia in funzione della durata di pioggia.

4.3.4 RISULTATI: CONFRONTO GUMBEL-CIMA

Il confronto tra le altezze di precipitazione stimate interpolando i risultati della regionalizzazione CIMA e quelle ottenute tramite le elaborazioni dei dati pluviometrici, riportato in figura e nella tabella seguente, indica che la stima ottenuta dall'inferenza statistica di Gumbel risulta sempre superiore a quella ottenuta dalla metodologia di Regionalizzazione delle piogge intense CIMA, e quindi più cautelativa.

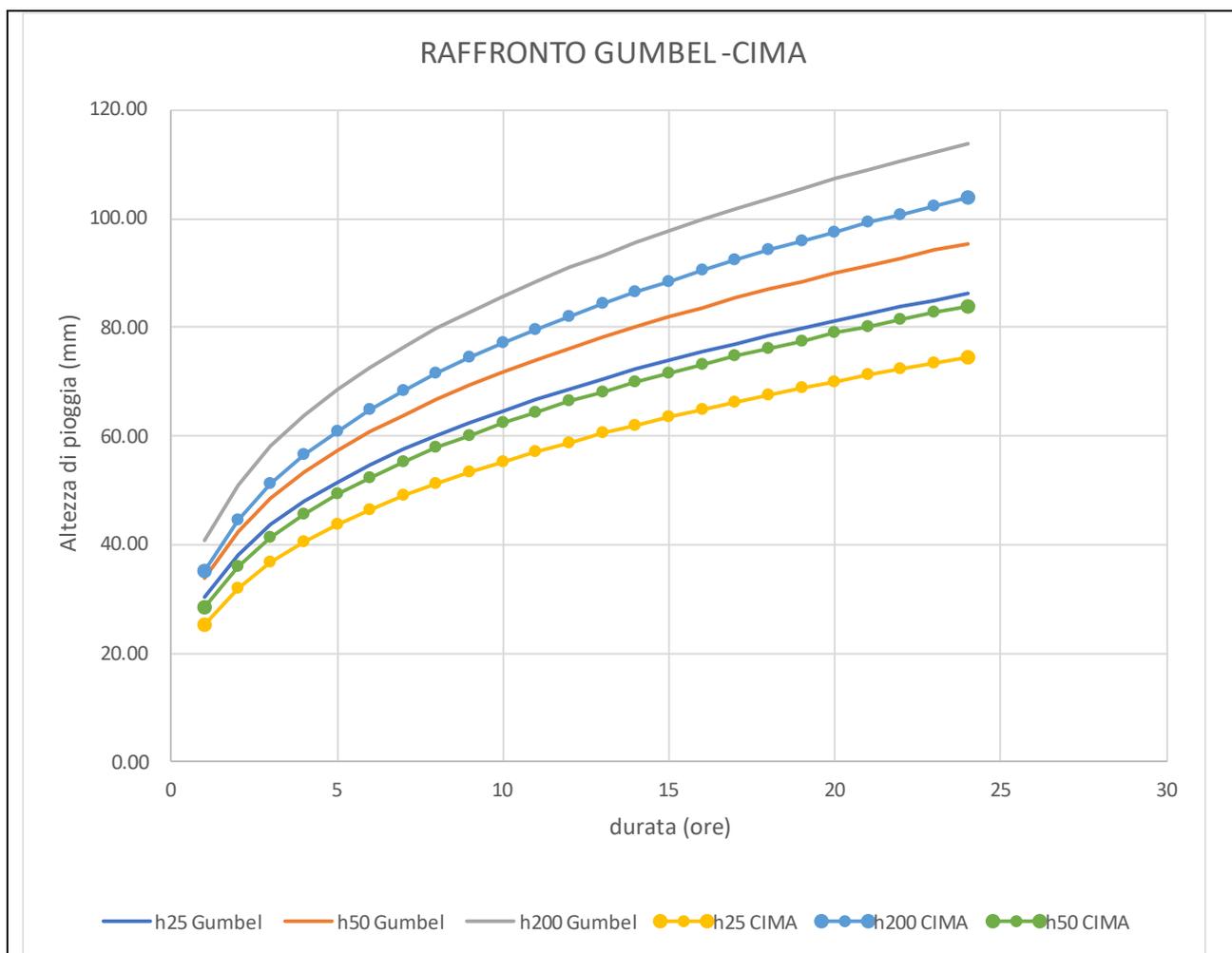


Figura 27. Confronto tra le altezze di precipitazione ottenute attraverso l'applicazione delle curve di probabilità pluviometrica fornite nell'ambito del progetto di regionalizzazione CIMA (linea continua con marker circolari) e quelle ottenute con l'interpolazione delle osservazioni storiche ai pluviometri tramite applicazione del metodo Gumbel (linea continua senza marker)

metodo	$h_{TR25,1h}$ (mm)	$h_{TR50,1h}$ (mm)	$h_{TR200,1h}$ (mm)
pluviometri	30.44	33.90	40.76
Regionalizzazione CIMA	25.28	28.50	35.25

Tabella 10 - Confronto tra le altezze di precipitazione ottenute attraverso l'applicazione delle curve di probabilità pluviometrica fornite nell'ambito del progetto CIMA e quelle ottenute con l'interpolazione delle osservazioni storiche ai pluviometri tramite applicazione del metodo Gumbel

4.3.5 ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE DI BREVE DURATA (SCROSCI)

Il calcolo dei parametri delle CPP per durate inferiori all'ora è stato effettuato mediante la **formula di Bell** a partire dalle CPP per durate superiori all'ora. Lo studio delle piogge brevi (scrosci) risulta d'uopo nel caso di piccoli bacini come le superfici di piattaforma stradale, ove il tempo di concentrazione è nettamente inferiore all'ora.

Bell, sulla scorta di dati provenienti da oltre 150 stazioni con oltre 40 anni di osservazione, ha dimostrato che i rapporti r_δ tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano; tale correlazione si può estendere fino a durate dell'ordine delle due ore. In relazione alla modesta variazione dei rapporti di intensità durata correlata al tempo di ritorno, ha proposto la seguente relazione che ben si adatta ai dati osservati:

$$\frac{h_{d,t}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5$$

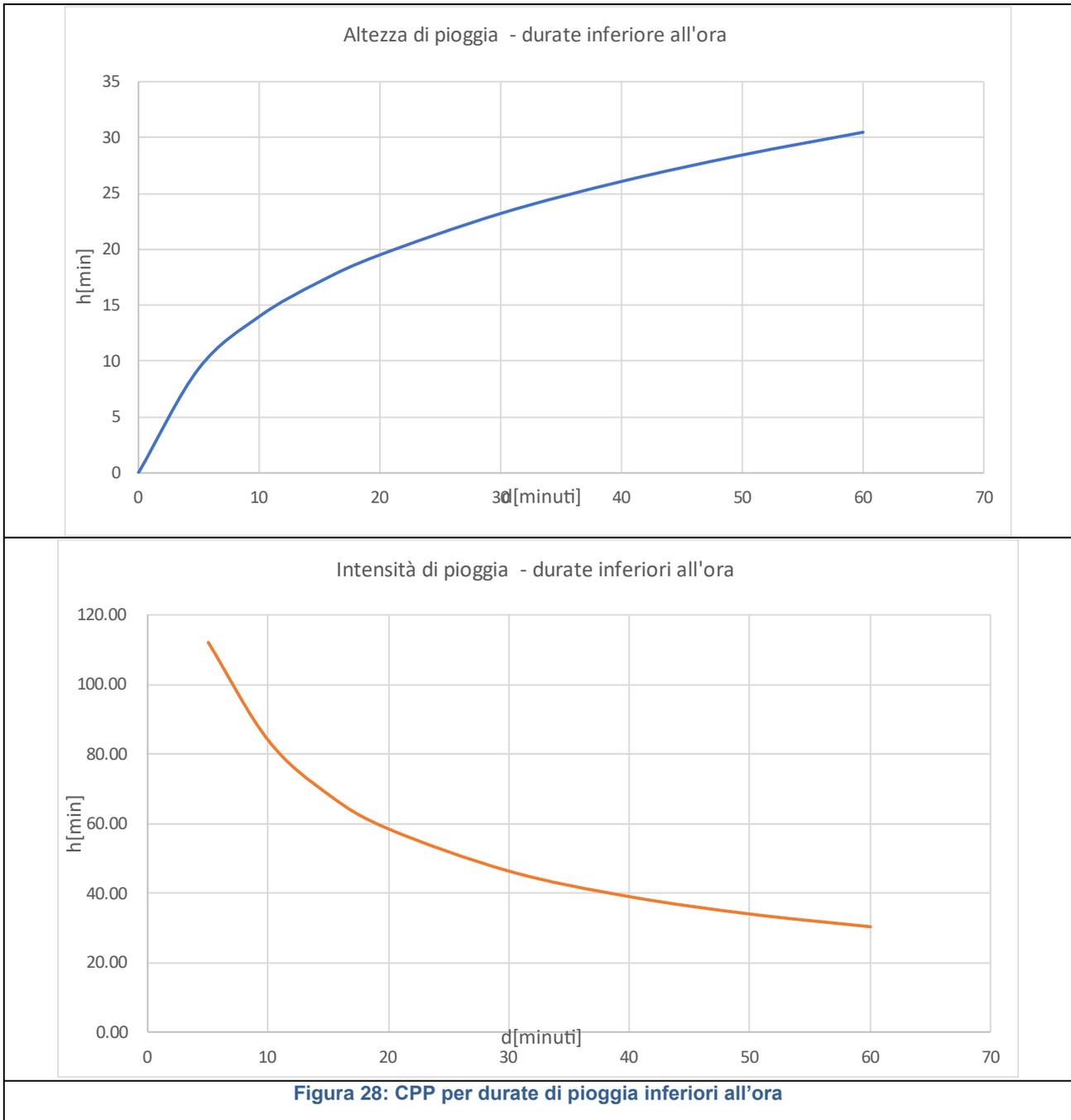
applicabile per durate $5 \leq d \leq 120$ minuti dove:

- $h_{\tau,T}$ indica l'altezza di pioggia relativa ad un evento pari al tempo τ riferita al periodo di ritorno T;
- $h_{60,T}$ è l'altezza di pioggia relativa ad un evento di durata pari ad un'ora, con periodo di ritorno T;
- τ è il tempo di pioggia espresso in minuti.

Il calcolo è stato effettuato per un tempo di ritorno congruente al tempo di ritorno di dimensionamento del sistema di drenaggio dell'infrastruttura: $T_r = 25$ anni. I risultati ottenuti sono riportati di seguito.

TR = 25 anni			
d min	h_d/h_{60}	$h_{d,T}$ mm	$i_{d,T}$ mm/h
0	0	0	-
5	0.31	9.36	112.32
10	0.46	14.01	84.07
15	0.56	17.13	68.52
20	0.64	19.54	58.63
30	0.76	23.25	46.50
40	0.86	26.12	39.18
50	0.94	28.49	34.19
60	1.00	30.53	30.53

Tabella 11 – Risultati dell'applicazione della formula di Bell per piogge con durata inferiore all'ora



4.4 VALUTAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO

La determinazione delle portate al colmo è stata condotta per raffronto fra l'applicazione di due metodologie:

- Regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena – Fondazione CIMA;
- Metodo cinematico – Curve number (SCS method).

In analogia con il modus operandi adottato per la stima delle piogge sintetiche, è stato adottato il metodo di trasformazione afflussi-deflussi più cautelativo fra quelli sovra elencati.

I paragrafi seguenti illustreranno le due metodologie e i risultati ottenuti a seguito dell'applicazione delle stesse.

4.4.1 REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO - CIMA

Nel presente paragrafo è illustrata la metodologia messa appunto dalla Fondazione CIMA per "La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche". Obiettivo del lavoro condotto da CIMA è stata la definizione della regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena con diversi tempi di ritorno per il territorio marchigiano.

La regionalizzazione delle portate massime annuali al colmo di piena è stata condotta utilizzando un approccio indiretto che ha previsto la regionalizzazione delle piogge estreme e l'uso del modello idrologico Continuum calibrato e validato sul territorio regionale per determinare la risposta dei bacini.

La procedura utilizzata è composta di tre fasi:

1. generazione di un set di eventi pluviometrici estremi sintetici;
2. esecuzione di simulazioni idrologiche per ognuno degli eventi pluviometrici generati;
3. stima della distribuzione di probabilità in ogni punto del reticolo.

Nella fase 1 sono state selezionate diverse durate critiche degli eventi di precipitazione che producono i picchi di portata massimi annuali per diverse categorie di bacini corrispondenti a diversi valori di tempo di corrivazione (T_c) dei principali bacini regionali. Stabilita la durata di progetto, per ognuna di esse è stata effettuata un campionamento della distribuzione generatrice delle precipitazioni estreme di numerosità N molto alta estraendo N tempi di ritorno casuali. Il risultato è costituito da una sequenza di N eventi piovosi, ognuno consistente in "d" mappe orarie di pioggia che ricoprono l'intero territorio regionale e ognuna costituita da un insieme di eventi piovosi che hanno una precipitazione di picco corrispondente a un tempo di ritorno costante, mantenendo la coerenza della distribuzione regionale per tutto il territorio e per tutti gli N scenari generati.

Di seguito si riporta uno schema di generazione di un evento, tale procedura è ripetuta iterativamente N volte.

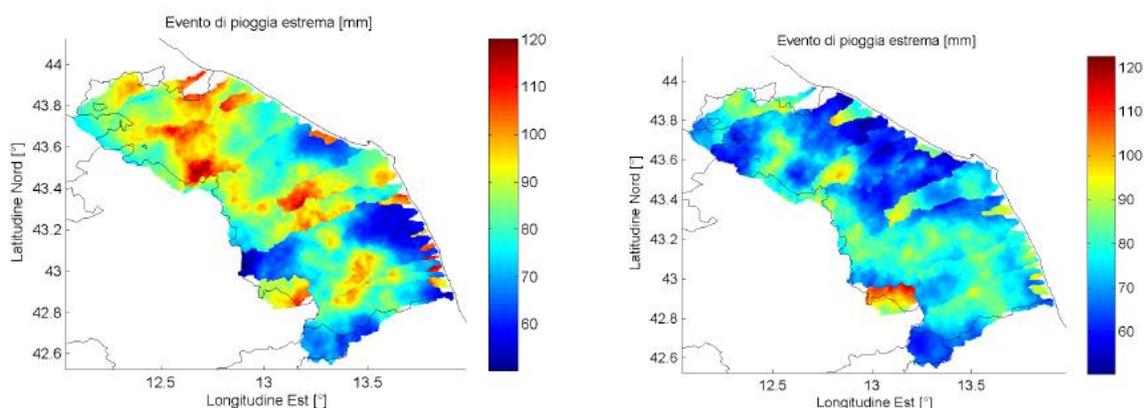
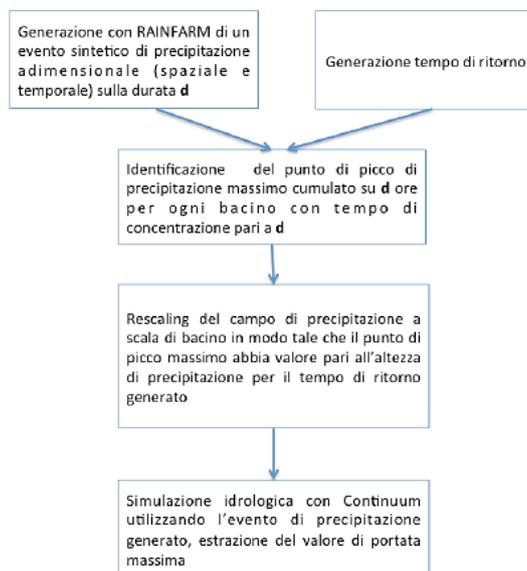


Figura 29: Mappe di pioggia cumulata in 24 ore generate corrispondenti ad alcuni eventi sintetici per due diversi tempi di ritorno come esempio

Per ognuno degli eventi di pioggia sintetici generati, con la procedura illustrata precedentemente, è stata effettuata una simulazione idrologica completa mediante il modello Continuum. Ogni simulazione è stata condotta tenendo conto che gli eventi si verificano durante il periodo autunnale/primaverile; delle diverse condizioni di bagnamento del suolo pre-evento e, basandosi sulle simulazioni di lungo periodo già effettuate sul territorio, è stata effettuata una statistica delle condizioni di saturazione al fine di generare le condizioni di saturazione del suolo in modo casuale; inoltre, si è tenuto conto, a favore di sicurezza, che i serbatoi artificiali a monte delle dighe presenti sul territorio siano pieni al 70% del volume massimo invasabile. Il modello idrologico restituisce, per ogni evento, il valore di portata oraria in ogni punto del reticolo dell'intero territorio regionale. Effettuate tutte le simulazioni, per ogni punto di reticolo e per ogni evento N-esimo, è stato estratto il valore massimo di portata prodotta dagli eventi con durata critica pari al tempo di concentrazione del bacino

e quello di durata 24 ore, ottenendo un singolo valore per cella del reticolo, il quale costituisce il massimo annuale per l'anno N-esimo.

Per ognuna delle serie storiche di massimi annuali di portata ottenute dalle simulazioni idrologiche, è stata costruita la distribuzione campionaria. In prima battuta è stata selezionata come variabile indice la media delle serie dei picchi di portata ed è stata effettuata un'analisi sui dati basata sul fitting con distribuzione di tipo GEV ma data l'impossibilità di individuare un'unica distribuzione genitrice adimensionale e considerando anche la mancanza di pattern spaziali definiti per i parametri delle distribuzioni di probabilità, si è deciso di affidare l'analisi direttamente alle distribuzioni campionarie locali valutate per ogni singola cella di reticolo, tale da assicurare una descrizione corretta e dettagliata della distribuzione di probabilità su tutto il reticolo, compresi i casi in cui, a causa della presenza di dighe o di caratteristiche meteo-idro-geologiche del territorio, le distribuzioni presentano caratteristiche complesse e, le distribuzioni così ricavate consentono una descrizione per qualsiasi tempo di ritorno.

L'analisi così condotta ha permesso di ottenere sull'intero reticolato simulato i valori di portata corrispondente a un insieme di tempi di ritorno pari a 2,5,10,20,50,100,150,200 e 500 anni.

È necessario sottolineare però che la capacità del modello di riprodurre la portata osservata è fortemente influenzata dalla possibilità di calibrare il modello su dati di portata affidabili, perciò i risultati ottenuti presentano incertezza. È chiaro che fenomenologie particolari che potrebbero essere presenti nei singoli bacini, come ad esempio fenomeni di carsismo molto pronunciati, non state prese in considerazione

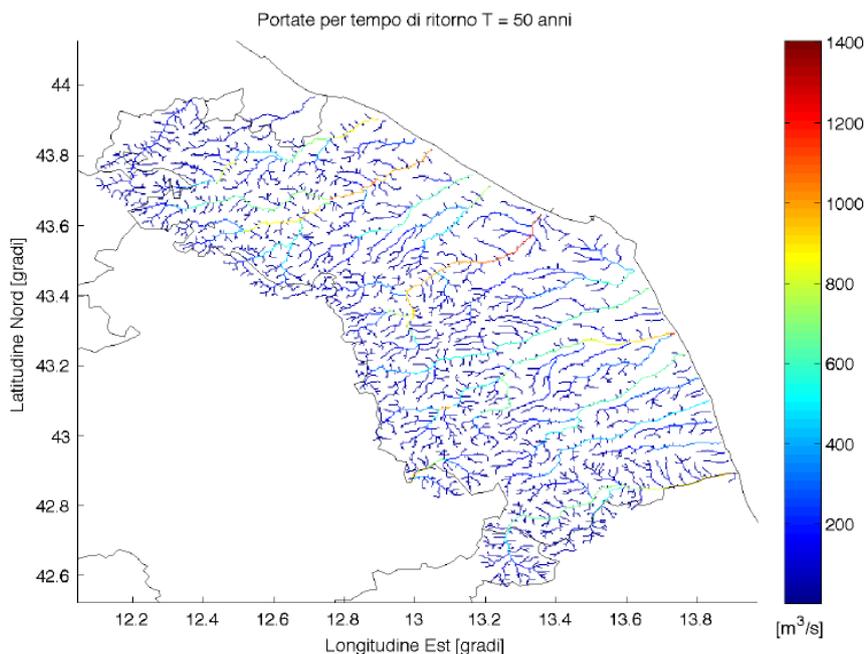


Figura 30: Mappa dei valori di portata corrispondenti a un tempo di ritorno pari a 50 anni

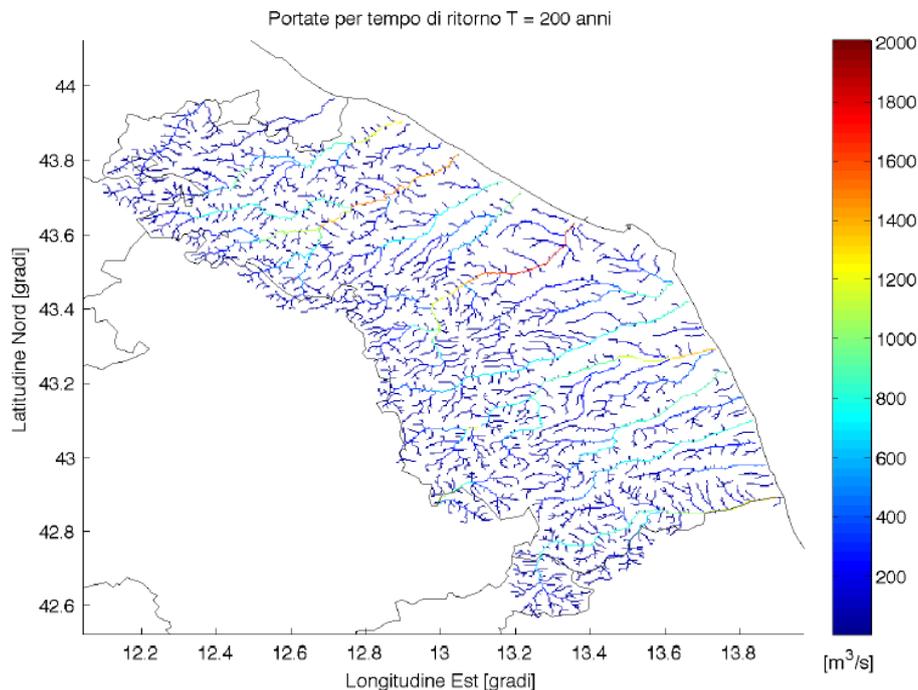


Figura 31: Mappa dei valori di portata corrispondenti a un tempo di ritorno pari a 200 anni

4.4.2 REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO - APPLICAZIONE ALL'AREA DI STUDIO

Il reticolo idrografico del fiume Tronto si estende per circa il 70.6 % della sua superficie complessiva nella Regione Marche. Lo studio condotto da CIMA sul reticolo idrografico principale della Regione Marche ricopre l'area di studio come è possibile riscontrare dalla figura di seguito riportata:

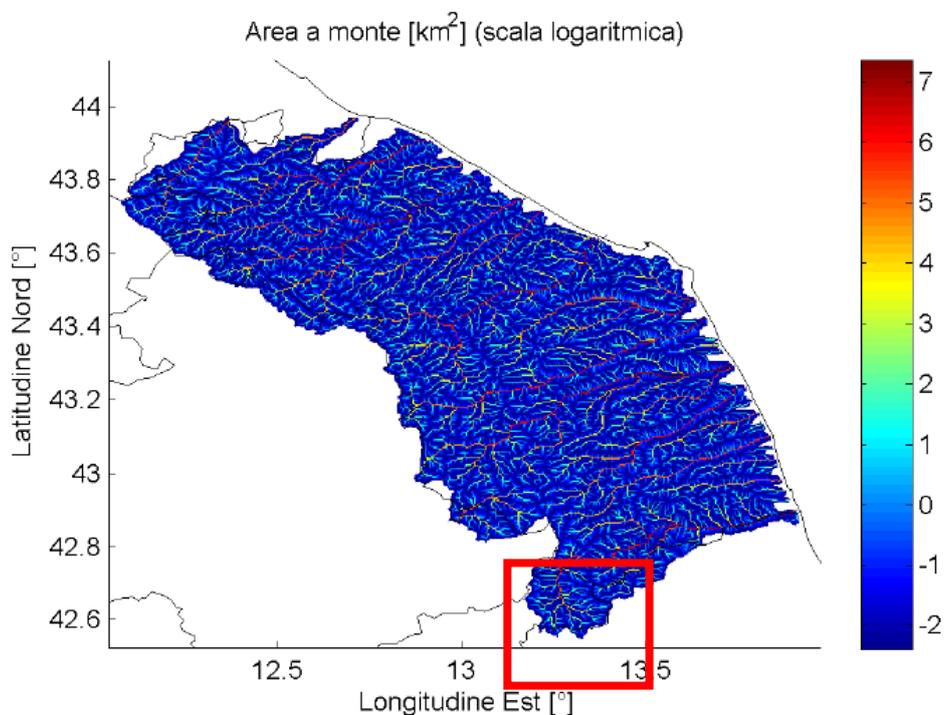


Figura 32: Mappa dell'area drenata in ogni punto del territorio regionale

Tempo di ritorno [anni]	2	5	10	20	50	100	150	200	500
Foglia	188	361	505	682	904	1079	1230	1270	1515
Arzilla	93	147	184	220	259	286	303	307	387
Metauro	306	488	658	838	1018	1310	1407	1481	1711
Cesano	205	342	441	535	659	776	844	870	1112
Misa	216	341	450	587	752	903	991	1038	1085
Esino	329	581	750	1017	1403	1674	1859	2007	2404
Musone	155	286	400	528	676	819	915	954	1157
Potenza	199	341	445	543	664	770	802	842	1147
Chienti	315	547	742	928	1158	1350	1421	1456	1637
Tenna	250	354	451	550	661	789	836	925	1099
Ete Vivo	105	172	218	263	309	344	370	408	467
Aso	130	222	286	396	490	664	697	829	1041
Menocchia	96	145	179	209	241	265	279	289	352
Tesino	118	188	231	284	338	382	400	404	528
Tronto	263	426	546	662	962	1138	1257	1309	1665

Figura 33: Valori di portata massima annuale per assegnato tempo di ritorno sui principali bacini regionali

Partendo dalle mappe di quantili per assegnato tempo di ritorno, ricavate dalla metodologia CINA precedentemente descritta, attraverso l'utilizzo del software QGIS, è stato possibile determinare la portata in un'assegnata sezione del reticolo idrografico.

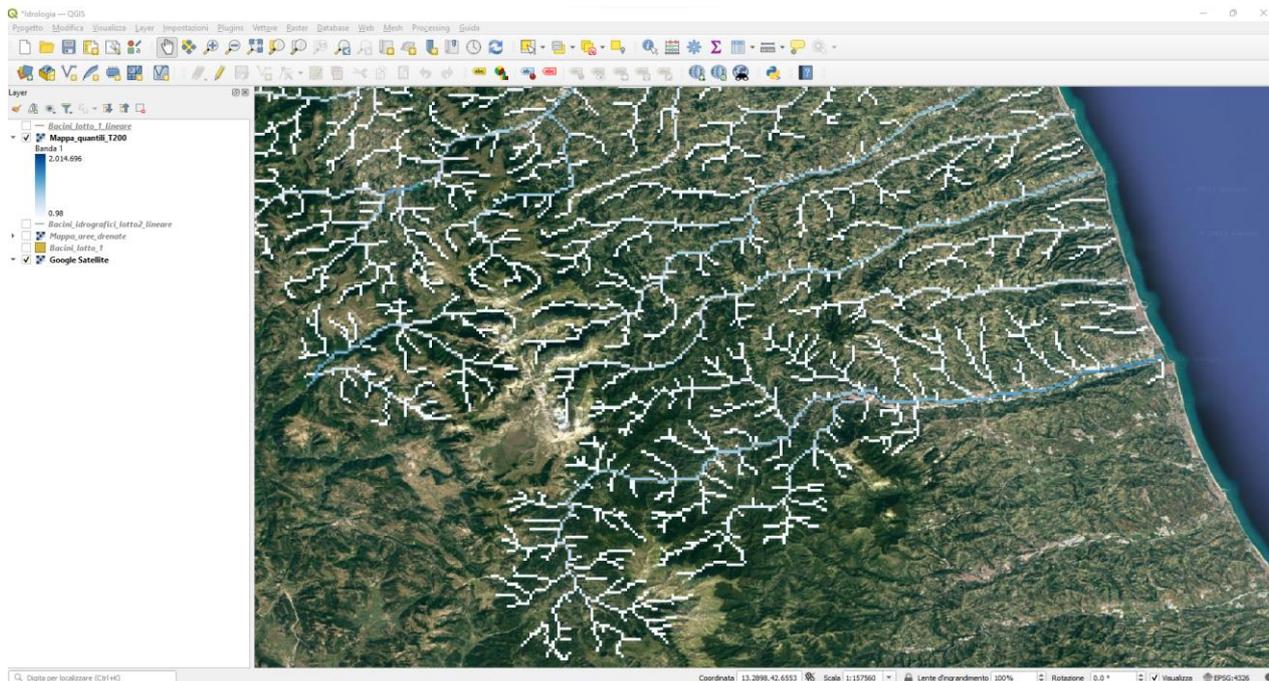


Figura 34: Ambiente GIS con mappa della portata al colmo di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni nella sezione del reticolo idrografico di studio

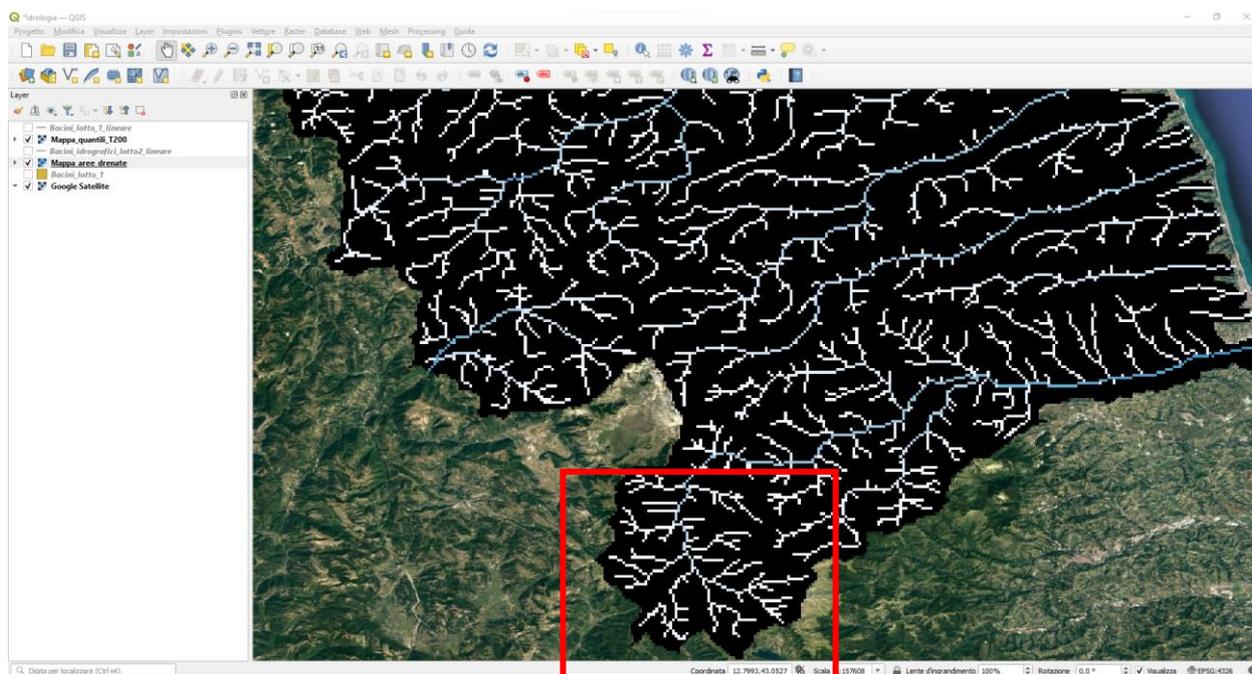


Figura 35: Ambiente GIS con sovrapposizione della mappa della portata al colmo di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni e la mappa delle aree drenate nella sezione del reticolo idrografico di studio

Dopo aver caricato in ambiente GIS le mappe (Figura 35) è sufficiente interrogarle utilizzando lo strumento "Identify Features" per ottenere in base all'area drenata della sezione considerata la portata per assegnato

tempo di ritorno. La medesima procedura è stata condotta per la determinazione della portata con tempo di ritorno pari a 20,100,150 e 500 anni.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Bacino	Area	Q ₂₀	Q ₁₀₀	Q ₁₅₀	Q ₂₀₀	Q ₅₀₀
	[kmq]	[m ³ /s]				
Torrente Castellano di Amatrice	33.83	53	71	75	76	99

Tabella 12: Valori di portata per assegnato tempo di ritorno sul bacino del Torrente Castellano di Amatrice

Il CIMA, inoltre, propone una metodologia alternativa per la stima delle portate estreme nei piccoli bacini:

- Calcolo della portata indice: la portata media dei massimi di piena annuali generati sinteticamente. È stata effettuata un'analisi di regressione tra la variabile indice e l'area drenata a monte. L'area drenata ha una dipendenza consistente con la variabile indice, ma con una considerevole variabilità. È stata quindi fittata una relazione media con un'opportuna legge di potenza che descrive l'andamento della variabile indice in funzione dell'area drenata espressa in km²:

$$Q_i = 1.6119 A^{0.9735} \quad [m^3/s]$$

- Applicazione del fattore di crescita K_t alla portata indice secondo quanto riportato nella seguente tabella. I valori del fattore di crescita sono dedotti da un'analisi statistica diretta (tramite distribuzione GEV) che ha visto come campione i valori di portata dei bacini di area inferiore ai 50km.

Tempo di ritorno [anni]	2	5	10	20	50	100	150	200	500	1000
Fattore di crescita K_T	0.864	1.375	1.755	2.155	2.730	3.207	3.505	3.725	4.482	5.115

Tabella 13: Valori del fattore di crescita K_t per piccoli bacini ($A < 50 km^2$)

Il risultato della metodologia alternativa fornisce un valore di portata duecentennale pari a:

$$Q_{200} = Q_i K_t = 1.6119 \cdot 33.9^{0.9735} \cdot 3.725 = 185.40 \text{ m}^3/s$$

A favore di sicurezza, per questo studio è stato adottato il valore massimo di portata ottenuto dai due differenti approcci: $Q_{200} = 185.40 \text{ m}^3/s$.

4.4.3 METODO CINEMATICO – STIMA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA

Si è proceduto al calcolo delle portate al colmo tramite l'applicazione del metodo cinematico; in particolare:

$$Q_{\max} = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c}$$

in cui Q_{\max} = portata di piena [m^3/sec]; φ = coefficiente di deflusso; h = pioggia netta [m]; S = area del bacino [km^2]; τ_c = tempo di corrivazione [ore]. Si rimanda al capitolo 6.2 per approfondimenti sul metodo cinematico.

La determinazione del tempo di corrivazione può essere effettuata mediante alcune classiche formule empiriche di uso comune; in particolare, nel presente studio, ne sono proposte tre:

- Formula di Kirpich $t_c = 0.000325 \cdot L^{0.77} (iv)^{-0.385} = 0.96h$

con L = lunghezza dell'asta principale [m]; iv = pendenza media dei versanti;

- Formula di Pezzoli $t_c = 0.055 \cdot L / (i_m)^{1/2} = 1.76h$

con L = lunghezza asta principale (Km), i_m = pendenza media dell'asta principale;

- Formula di Pasini $t_c = 0.108 \frac{(AL)^{0.33}}{\sqrt{p}} = 1.68h$

con A = area (km^2), L = lunghezza asta principale (Km), p = pendenza media dell'asta principale;

Delle tre formulazioni sopra indicate, in questo studio è stata adottata la formula di Kirpich, in quanto più cautelativa e adatta a bacini di estensione contenuta.

Il coefficiente di deflusso è stato valutato applicando il metodo del Curve Number CN (SCS method).

Tale modello è concentrato nello spazio e nel tempo e si basa sulla semplificazione concettuale del processo idrologico. La sua formulazione deriva dall'equazione di bilancio fra i valori cumulati nel tempo dei principali termini dell'afflusso e quelli del deflusso. Si ipotizza che durante l'intero evento preso in considerazione resti invariata la seguente relazione di proporzionalità tra le perdite per infiltrazione e il deflusso superficiale:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a}$$

Dove:

- F = perdite effettive generate durante l'evento [mm];
- S = massima capacità di ritenzione idrica del suolo [mm];
- Q = Pioggia netta cumulata [mm];
- P = Pioggia lorda cumulata [mm];
- I_a = perdite iniziali dovute all'intercettazione, all'infiltrazione e alla saturazione delle depressioni superficiali [mm];

Le grandezze S e I_a sono definite in base al parametro CN, Curve Number, tramite le relazioni:

$$S = S_0 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

$$I_a = \lambda S$$

Dove S_0 è un fattore di scala, che dipende dall'unità di misura adottata e λ è un coefficiente di proporzionalità di valore 0.2.

Il parametro CN è un numero adimensionale che varia tra 100 (per corpi idrici e suoli completamente impermeabili) e circa 30 per suoli permeabili con elevati tassi di infiltrazione. Con valori di CN uguali o prossimi allo 0, si è in presenza di una superficie assimilabile alla perfetta "spugna". Viene assorbita e trattenuta la totalità o quasi della precipitazione. Con valori di CN uguali o prossimi a 100, siamo in presenza di terreni o superfici impermeabili dove la precipitazione si trasforma interamente, o quasi, in deflusso. Nella Figura successiva si può osservare in che modo la pioggia cumulata si trasforma in pioggia netta in relazione al valore di CN.

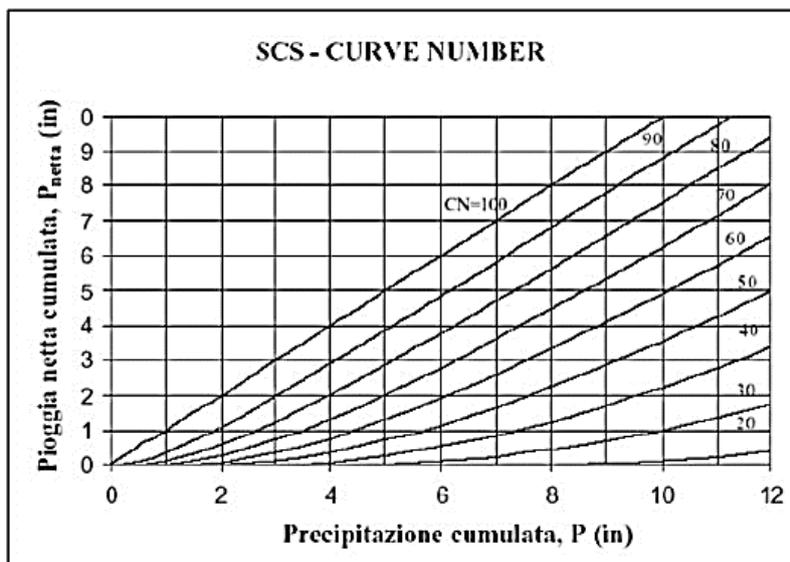


Figura 36 - Abaco del Curve Number

Il CN è essenzialmente legato a:

- Natura litologica del suolo;
- Tipo di copertura (uso del suolo);
- Condizioni iniziali di umidità del suolo antecedenti un evento meteorico;
- Stagione di riposo o crescita della vegetazione.

L'agenzia del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti (USDA) Natural Resources Conservation Service (NRCS), precedentemente nota come Soil Conservation Service, ha fornito nel 1972 delle tabelle per facilitare la determinazione del parametro CN. Innanzitutto, ha suddiviso il suolo in quattro classi in base alla capacità di assorbimento:

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

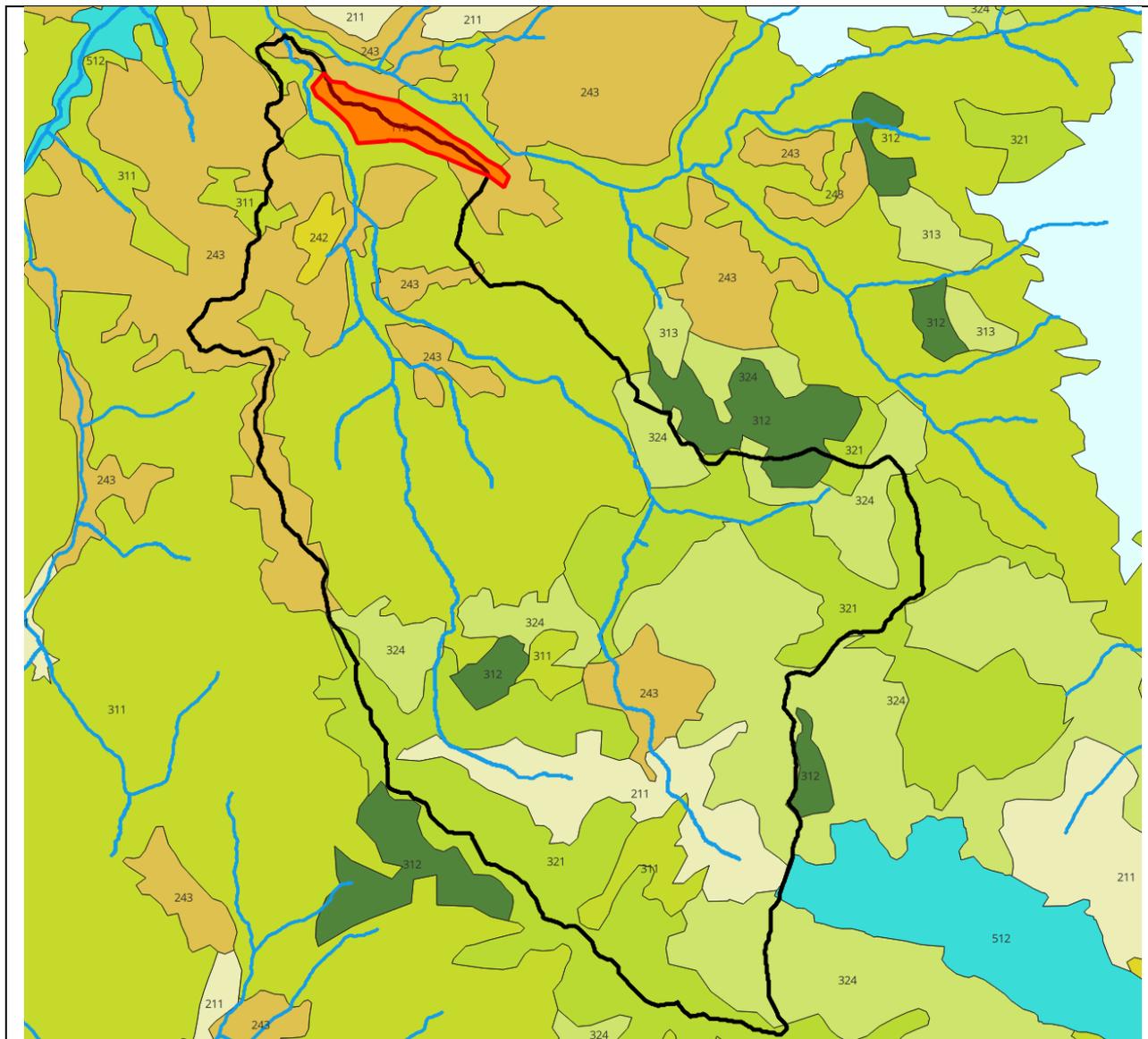
Tabella 14 - Tabella delle classi di assorbimento (CN method)

Una volta determinata la classe del suolo è d'uopo analizzare la copertura del suolo all'interno del bacino in esame. Per il presente progetto, si è fatto uso della Carta dell'Uso Suolo Italia, organizzata gerarchicamente secondo la classificazione Corine Land Cover (CLC): in particolare, ad ogni codice del CLC relativo ad una

specifico copertura del suolo è stato assegnato il relativo CN, dedotto da tabelle disponibili in letteratura, di seguito riportate.

Codice Uso del Suolo (UDS)	UDS	A	B	C	D	Codice Uso del Suolo (UDS)	UDS	A	B	C	D
AREE PORTUALI	123	98	98	98	98	PRATI ARTIFICIALI COLTURE					
AREE AEROPORTUALI ED ELIPORTI	124	92	93	94	95	FORAGGERE OVE SI PUÒ RICONOSCERE UNA SORTA DI AVVICENDAMENTO CON I SEMINATIVI E UNA CERTA PRODUTTIVITÀ. SONO SEMPRE POTENZIALMENTE RICONVERTITI A SEMINATIVO. POSSONO ESSERE RICONOSCIBILI MURETTI O MANUFATTI	2112	67	71	81	89
AREE ESTRATTIVE	131	89	92	94	95	SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	2121	66	77	85	89
DISCARICHE E DEPOSITI DI ROTTAMI	132	90	92	94	95	RISALIE	2122	98	98	98	98
CANTIERI	133	90	92	94	95	VITVAI	2123	66	77	85	89
AREE VERDI URBANE	141	65	74	81	84	COLTURA IN SERRA	2124	98	98	98	98
CIMITERI	143	57	77	85	89	COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE ALL'OLIVO	2411	59	74	82	86
VIGNETI	221	72	81	88	91	COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AL VIGNETO	2412	59	74	82	86
FRUTTI E FRUTTI MINORI	222	67	78	85	89	COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AD ALTRE COLTURE PERMANENTI (PASCOLI E SEMINATIVI ARBORATI CON COPERTURA DELLA SUGHERA DAL 5 AL 25%)	2413	59	74	82	86
OLIVETI	223	72	81	88	91	BOSCO DI LATIFOGLIE	3111	39	51	63	70
ARBORICOLTURA CON ESSENZE FORESTALI	224	67	78	85	89	ARBORICOLTURA CON ESSENZE FORESTALI (LATIFOGLIE)	3112	39	51	63	70
PRATI STABILI	231	67	71	81	89	BOSCHI DI CONIFERE	3121	39	51	63	70
COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE A COLTURE PERMANENTI	241	59	74	82	86	CONIFERE A RAPIDO ACCRESCIMENTO FORMAZIONI VEGETALI BASSE E CHIUSE, STABILI, COMPOSTE PRINCIPALMENTE DI CESPUGLI, ARBUSTI E PIANTE ERBACEE (ERICHE, ROVI, GINESTRE, GINEPRI NANI ECC.)	3122	39	51	63	70
SISTEMI CULTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	242	63	73	82	88	FORMAZIONI DI RIPA NON ARBOREE	3222	51	58	73	80
AREE PREVALENTEMENTE OCCUPATE DA COLTURA AGRARIE CON PRESENZA DI SPAZI NATURALI IMPORTANTI	243	62	71	78	81	MACCHIA MEDITERRANEA	3231	51	58	73	80
AREE AGROFORESTALI	244	45	66	77	83	GARIGA	3232	51	58	73	80
BOSCHI MISTI DI CONIFERE E LATIFOGLIE	313	39	51	63	70	AREE A RICOLONIZZAZIONE NATURALE	3241	45	55	68	75
AREE A PASCOLO NATURALE	321	67	71	81	89	AREE A RICOLONIZZAZIONE ARTIFICIALE	3242	45	55	68	75
SPIAGGE DUNE E SABBIE	331	56	73	82	86	SPIAGGE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3311	56	73	82	86
PARETI ROCCIOSE E FALESIE	332	98	98	98	98	AREE DUNALI NON COPERTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3312	56	73	82	86
AREE CON VEGETAZIONE RADA	333	70	75	84	90	AREE DUNALI CON COPERTURA VEGETALE CON AMPIEZZA SUPERIORE A 25 M	3313	56	73	82	86
PALUDI INTERNE	411	100	100	100	100	LETTI ASCIUTTI DI TORRENTI DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	3315	56	73	82	86
PALUDI SALMASTRE	421	100	100	100	100	FIUMI, TORRENTI E FOSSI	5111	100	100	100	100
SALINE	422	100	100	100	100	CANALI E IDROVIE	5112	100	100	100	100
ZONE INTERTIDALI	423	98	98	98	98	BACINI NATURALI	5121	100	100	100	100
LAGUNE, LAGHI E STAGNE COSTIERI	521	100	100	100	100	BACINI ARTIFICIALI	5122	100	100	100	100
MARI	523	100	100	100	100	LAGUNE, LAGHI E STAGNE COSTIERI A PRODUZIONE ITTICA NATURALE	5211	100	100	100	100
TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENS0	1111	89	92	94	96	ACQUACOLTURE IN LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI	5212	100	100	100	100
TESSUTO RESIDENZIALE RADO	1112	78	80	85	87	ESTUARI E DELTA	5213	100	100	100	100
TESSUTO RESIDENZIALE RADO E NUCLEIFORME A CARATTERE RESIDENZIALE E SUBURBANO	1121	74	75	78	80	AREE MARINE A PRODUZ. ITTICA NATURALE	5231	100	100	100	100
TESSUTO AGRO-RESIDENZIALE SPARSO E FABBRICATI RURALI A CARATTERE TIPICAMENTE AGRICOLO O RURALE	1122	65	67	70	72	ACQUACOLTURE IN MARE LIBERO	5232	100	100	100	100
INSEDIAMENTI INDUSTRIALI/ARTIG. E COMM. E SPAZI ANNESSI	1211	89	92	94	95	PIOPPETI, SALICETTI, EUCALITTI ECC.	31121	39	51	63	70
INSEDIAMENTO DI GRANDI IMPIANTI DI SERVIZI	1212	89	92	94	95	ANCHE IN FORMAZIONI MISTE	31122	39	51	63	70
RETI STRADALI E SPAZI ACCESSORI (SVINCOLI, STAZIONI DI SERVIZIO, AREE DI PARCHEGGIO ECC.)	1221	98	98	98	98	SUGHERETE	31123	39	51	63	70
RETI FERROVIARIE COMPRESSE LE SUPERFICI ANNESSE (STAZIONI, SMISTAMENTI, DEPOSITI ECC.)	1222	96	96	96	96	CASTAGNETI DA FRUTTO	31124	39	51	63	70
GRANDI IMPIANTI DI CONCENTRAMENTO E SMISTAMENTO MERCI (INTERPORTI E SIMILI)	1223	92	93	94	95	ALTRO					
IMPIANTI A SERVIZIO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE (TELECOMUNICAZIONI/ENERGIA/IDRICHE)	1224	92	93	94	95						
DISCARICHE	1321	90	92	94	95						
DEPOSITI DI ROTTAMI A CIELO APERTO, CIMITERI DI AUTOVEICOLI	1322	90	92	94	95						
AREE RICREATIVE E SPORTIVE	1421	70	78	83	88						
AREE ARCHEOLOGICHE	1422	49	69	79	84						
SEMINATIVI IN AREE NON IRRIGUE	2111	58	72	81	85						

Tabella 15 –Valori del CN per le differenti coperture del suolo del CLC al 4° livello (Elaborazione ADIS).



LEGENDA

Uso del suolo

- 1.1.1. Zone residenziali a tessuto continuo
- 1.1.2. Zone residenziali a tessuto discontinuo e rado
- 1.2.1. Aree industriali, commerciali e dei servizi pubblici e privati
- 1.2.2. Reti stradali, ferroviarie e infrastrutture tecniche
- 1.3.1. Aree estrattive
- 1.3.2. Discariche
- 2.1.1. Seminativi in aree non irrigue
- 2.2.1. Vigneti
- 2.2.2. Frutteti e frutti minori
- 2.2.3. Oliveti
- 2.3.1. Prati stabili
- 2.4.2. Sistemi colturali e particellari complessi
- 2.4.3. Aree prevalentemente occupate da colture agrarie
- 3.1.1. Boschi di latifoglie
- 3.1.2. Boschi di conifere
- 3.1.3. Boschi misti di conifere e latifoglie
- 3.2.1. Aree a pascolo naturale e praterie
- 3.2.3. Aree a vegetazione sclerofilla
- 3.2.4. Aree a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione
- 3.3.3. Aree con vegetazione rada
- 5.1.1. Corsi d'acqua, canali e idrovie
- 5.1.2. Bacini d'acqua

Figura 37 – in alto, carta dell'Uso del Suolo presso il bacino del T. Castellano di Amatrice (da CLC); a sinistra, la relativa legenda.

Il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee come suggerito da Mancini e Rosso (1989):

$$CN = \frac{\sum_i^n CN_i A_i}{\sum_i^n A_i}$$

Ove:

- i = generica copertura del suolo;
- CN_i = curve number associato alla i -esima copertura del suolo;
- A_i = superficie totale associata alla i -esima copertura del suolo;

Ipotizzando cautelativamente una classe di assorbimento C, Il Curve Number così ottenuto è pari a 75.03.

Le condizioni di saturazione del terreno sono fondamentali per la corretta valutazione della curva di frequenza delle portate al colmo. Difatti, a parità di precipitazione, le diverse condizioni del terreno incidono sulla risposta del bacino e sulla portata al colmo. Il metodo esprime lo stato di saturazione attraverso le condizioni di umidità del terreno antecedenti l'inizio dell'evento (AMC, Antecedent Moisture Condition). L'SCS individua tre classi, AMC I, AMC II e AMC III, in relazione al valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico. L'attribuzione della classe AMC si basa sui criteri riportati in tabella.

Classe AMC	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

Tabella 16 - Classi AMC per il CN method

Per condizioni antecedenti l'evento molto umide, AMC III, o molto asciutte, AMC I, si possono derivare i relativi valori di CN, determinati con le tabelle del precedente paragrafo e riferiti ad una condizione media di umidità (classe II) usando rispettivamente:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Per l'intervento in esame si è deciso di adottare un fattore AMC pari a III, in via cautelativa: $CN(III) = 87.36$. Pertanto, con riferimento al metodo del *Soil Conservation Service* (SCS), il coefficiente di deflusso (ϕ) può essere valutato come segue:

$$\varphi = \frac{P_e}{P}$$

Con:

- $P =$ altezza di pioggia di progetto corrispondente ad un tempo di ritorno Tr e una durata τ_c , $P = a \cdot \tau_c^n$;
- $P_e = (P - 0.2 S)^2 / (P + 0.8 S)$;

Di seguito sono riportati i valori di portata al colmo per i vari tempi di ritorno considerati ottenuti secondo la metodologia adottata (piogge in accordo con il metodo Gumbel, formula razionale, coefficiente di deflusso ottenuto per applicazione del metodo SCS CN), in corrispondenza della sezione di chiusura di interesse. Per il fattore di riduzione areale delle piogge intense (ARF) è stata utilizzata la seguente espressione:

- 1) L'espressione di Eagleson in funzione del tempo di concentrazione t e dell'area del bacino A , per i bacini con area inferiore a 1000 km²:

$$r = 1 - e^{-1,1*t^{0,25}} + e^{-1,1*t^{0,25} - 0,00386*A}$$

PORTATE DI PROGETTO					
TR (anni)	t_c (ore)	φ eq.	h netta (mm)	Areal Reduction factor	Portata Q (m ³ /s)
200	0.958	0.39	15.51	0.998	152.05

Tabella 17 – Tabella delle portate di progetto in sezione di chiusura

4.4.4 RISULTATI: CONFRONTO METODO DI REGIONALIZZAZIONE DELLE PORTATE – METODO CINEMATICO

Il confronto tra le portate al colmo di piena stimate interpolando i risultati della regionalizzazione CIMA e quelle ottenute tramite formula razionale e applicazione del metodo del Curve Number indica che la stima ottenuta dalla Fondazione CIMA per applicazione della formula di portata indice risulta maggiore e quindi più cautelativa. A tal proposito, la portata al colmo di piena presso la sezione di chiusura, relativa ad un tempo di ritorno duecentennale e con tempo di corrivazione pari a 0.96h è pari a:

$$Q_{[Tr=200 \text{ anni}; t_c=0.958h]} = 185.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.5 SINTESI DEI RISULTATI DEGLI STUDI IDROLOGICI

Nel presente paragrafo si riportano i risultati dello studio idrologico. Per lo studio delle piogge intense, si è illustrato come l'inferenza statistica dei dati pluviometrici registrati presso la stazione di Amatrice restituisce le curve di pioggia più cautelative rispetto ad altri metodi illustrati. Per l'analisi della piena del torrente Castellano di Amatrice sono stati adottati i parametri così dedotti, considerando un tempo di ritorno di 200 anni. In merito al sistema di drenaggio, caratterizzato da tempi di corrivazione nettamente ridotti e da un tempo di ritorno di 25 anni, è stato effettuato lo studio delle piogge brevi (scrosci) a mezzo di applicazione della formula di Bell.

Altresì, in merito alle portate al colmo, si è adottato il valore di portata più cautelativo dedotto dalla metodologia presentata dalla Fondazione CIMA per la regionalizzazione delle portate al colmo di piena.

In tabella sono riportati i risultati summenzionati.

Studio idrologico			
Torrente Castellano di Amatrice	Piogge – Gumbel		Portata – Regionalizzazione
Tr = 200 anni	a mm/h	n	185.40 m ³ /s
	40.76	0.323	

Tabella 18 – Tabella riassuntiva dei risultati dello studio idrologico

5 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

La verifica di compatibilità idraulica è condotta in ottemperanza alle indicazioni presenti all'interno delle Norme Tecniche delle Costruzioni e relative Circolari:

1. Ponte/scavalco/viadotto: franco fra livello idrico immediatamente a monte del ponte e intradosso dell'opera non inferiore a 150cm;

Il calcolo delle grandezze idrauliche di interesse al fine della verifica è stato realizzato a mezzo dell'applicativo: "Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.", del quale sarà illustrato il modello di calcolo adottato nei paragrafi a seguire.

Si fa presente che tale verifica è effettuata in condizioni notevolmente cautelative, ipotizzando infatti la completa trasparenza idraulica dell'opera di presa che regola la portata del torrente Castellano di Amatrice per il tratto di intervento.

Alla luce delle condizioni indicate ed in considerazione della rilevante distanza fra quota scorrimento e quota di intradosso del viadotto (circa 20m), si è ritenuto ridondante e non necessario introdurre una simulazione idraulica in moto permanente a favore di una semplificata ma cautelativa verifica in moto uniforme.

5.1 IL MODELLO DI CALCOLO

Hydraflow Express Extension utilizza l'equazione di Manning per il calcolo delle portate al variare del tirante del deflusso. Quando una portata nota è inserita, risolve le equazioni per il tirante in maniera iterativa:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{S}$$

Dove:

- Q = Portata in m³/s;
- n = coefficiente di scabrezza;
- A = Area di sezione in m²;
- R = Raggio idraulico;
- S = pendenza del canale.

In caso di sezione definite dall'utente in cui son presenti diversi valori di n, Hydraflow Express Extension utilizza un'equazione definita in HEC-RAS, per calcolare preventivamente un coefficiente di scabrezza composito. Dopodiché utilizza l'equazione di Manning come descritto precedentemente.

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1.5}}{P} \right]^{2/3}$$

Dove:

- n_c = valore composito di n ;
- P = perimetro bagnato dell'intero canale;
- P_i = perimetro bagnato della i -esima suddivisione;
- n_i = valore di n nella i -esima suddivisione.

Altezza critica

Y_c , o altezza critica, è calcolata utilizzando la seguente equazione e a mezzo di un procedimento iterativo:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{A^3}{T}}$$

Dove:

- Q = Portata in m³/s;
- g = Accelerazione di gravità m/s²;
- A = Area della sezione in m²;
- T = Base maggiore espressa in m.

5.2 DOMINIO DI CALCOLO

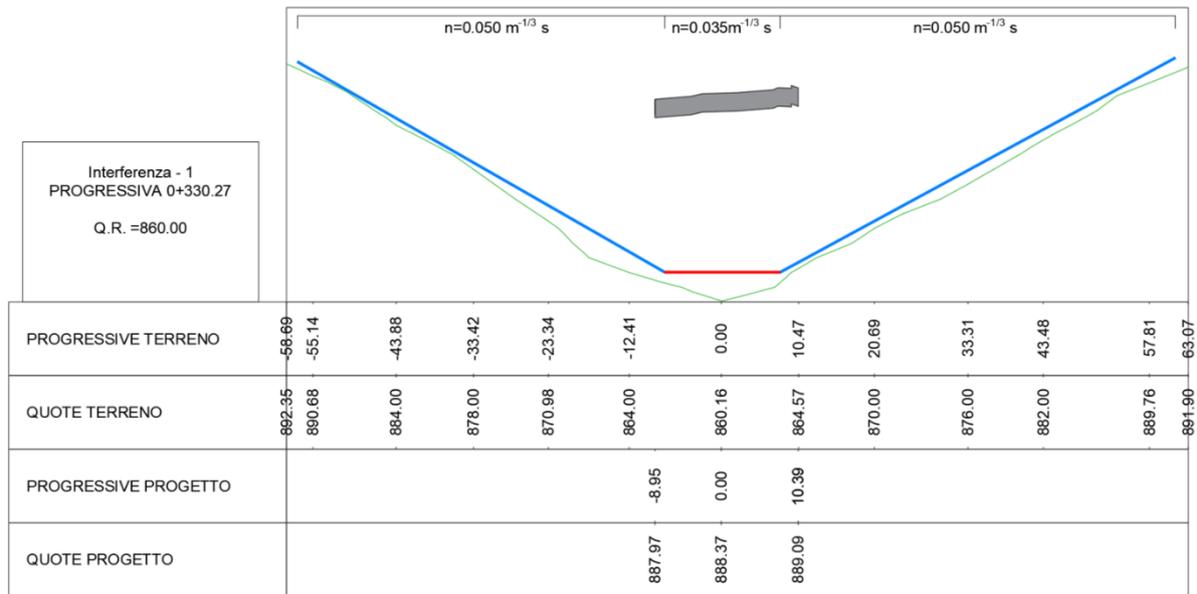
Il modello sovra introdotto è stato applicato in prossimità delle quattro sezioni in cui sono presenti interferenze fra il torrente Castellano di Amatrice e il viadotto di progetto.

La geometria delle sezioni è stata estratta tramite l'uso di un rilievo di dettaglio.

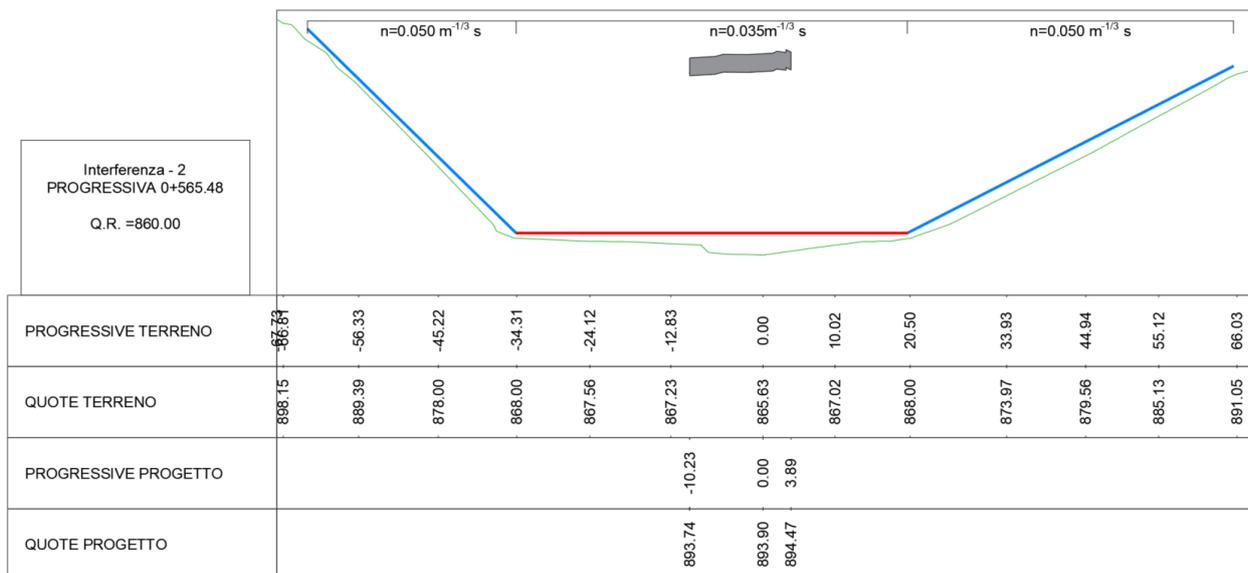
La pendenza dell'alveo, estratta in fase di caratterizzazione dei bacini, è stata fissata al 7%.

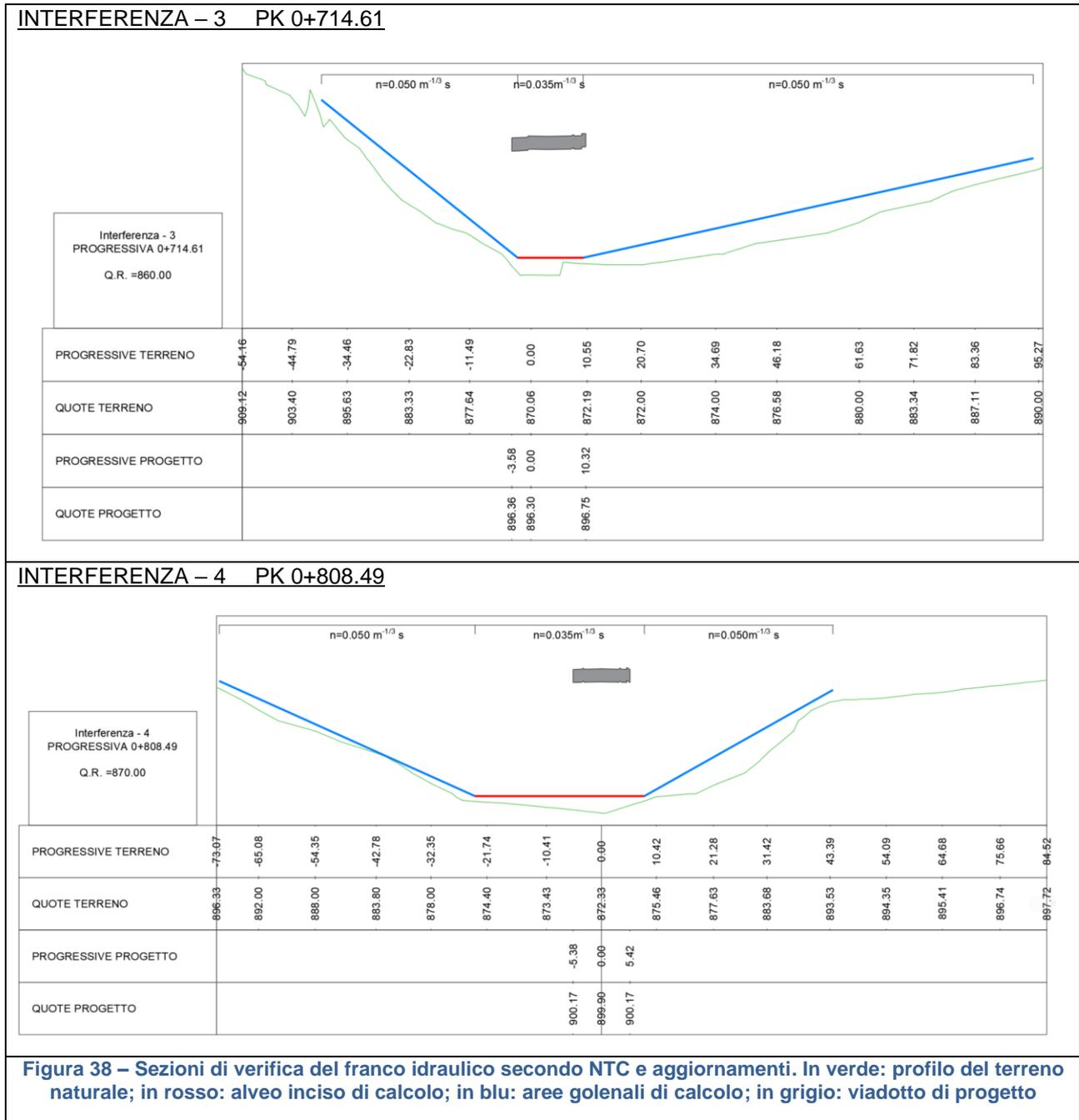
Di seguito sono illustrate le quattro sezioni utilizzate ai fini della verifica. Come si può notare, in verde è rappresentata la linea del terreno naturale, mentre in blu e rosso rispettivamente l'area golenale e di alveo inciso utilizzate come semplificazione (a favore di sicurezza) per l'implementazione del modello. Le quote progetto indicate in sezione fanno riferimento all'impalcato stradale raffigurato in grigio.

INTERFERENZA – 1 PK 0+330.27



INTERFERENZA – 2 PK 0+565.48





5.3 PARAMETRI DI SCABREZZA

Il coefficiente di scabrezza n di Manning rappresenta un parametro di taratura dei modelli e andrebbe definito, nel rispetto degli intervalli presenti in letteratura, attraverso analisi granulometriche e morfologiche dei corsi d'acqua. Per la presente progettazione, in assenza di informazioni di studi e rilievi di dettaglio, si è

ritenuto opportuno procedere in solo riferimento a valori bibliografici. La tabella che segue riporta i valori di scabrezza desunti dal Manuale di HEC-RAS per canali in terra con "fondo in roccia e banche inerbite".

2. Earth, winding and sluggish			
a.	No vegetation	0.023	0.025 0.030
b.	Grass, some weeds	0.025	0.030 0.033
c.	Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035 0.040
d.	Earth bottom and rubble side	0.028	0.030 0.035
e.	Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035 0.040
f.	Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040 0.050

Figura 39 Tabella dei valori del coefficiente di scabrezza per canali in terra – a sinistra: valore minimo; al centro: valore medio; a destra: valore massimo.

Nel caso in esame, si è dunque cautelativamente deciso di operare considerando un valore di scabrezza pari a:

1. $n = 0.035s/m^{1/3}$ – alveo inciso;
2. $n = 0.050s/m^{1/3}$ – alveo golenale.

I valori appaiono compatibili con lo stato dell'arte riscontrabile per i siti, per lo più caratterizzati da incisioni/canalizzazioni di modeste dimensioni e scarso stato manutentivo.

5.4 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Il presente paragrafo illustra i risultati della verifica di compatibilità idraulica.

INTERFERENZA – 1 PK 0+330.27

Channel Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

giovedì, giu 22 2023

<Name>

User-defined

Invert Elev (m) = 864,4000
Slope (%) = 7,0000
N-Value = 0,039

Highlighted

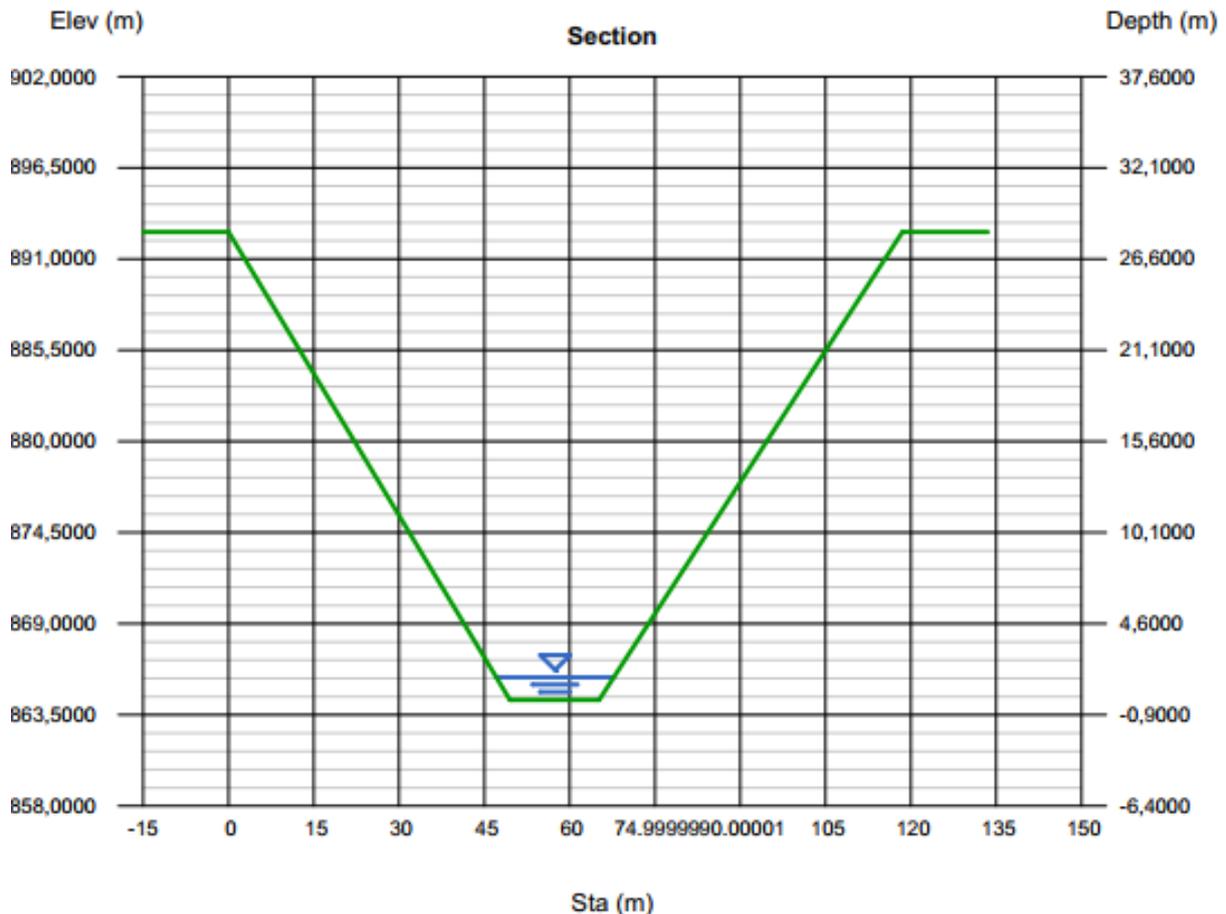
Depth (m) = 1,3686
Q (cms) = 185
Area (sqm) = 24,8703
Velocity (m/s) = 7,4546
Wetted Perim (m) = 21,3682
Crit Depth, Yc (m) = 2,2159
Top Width (m) = 20,6655
EGL (m) = 4,2031

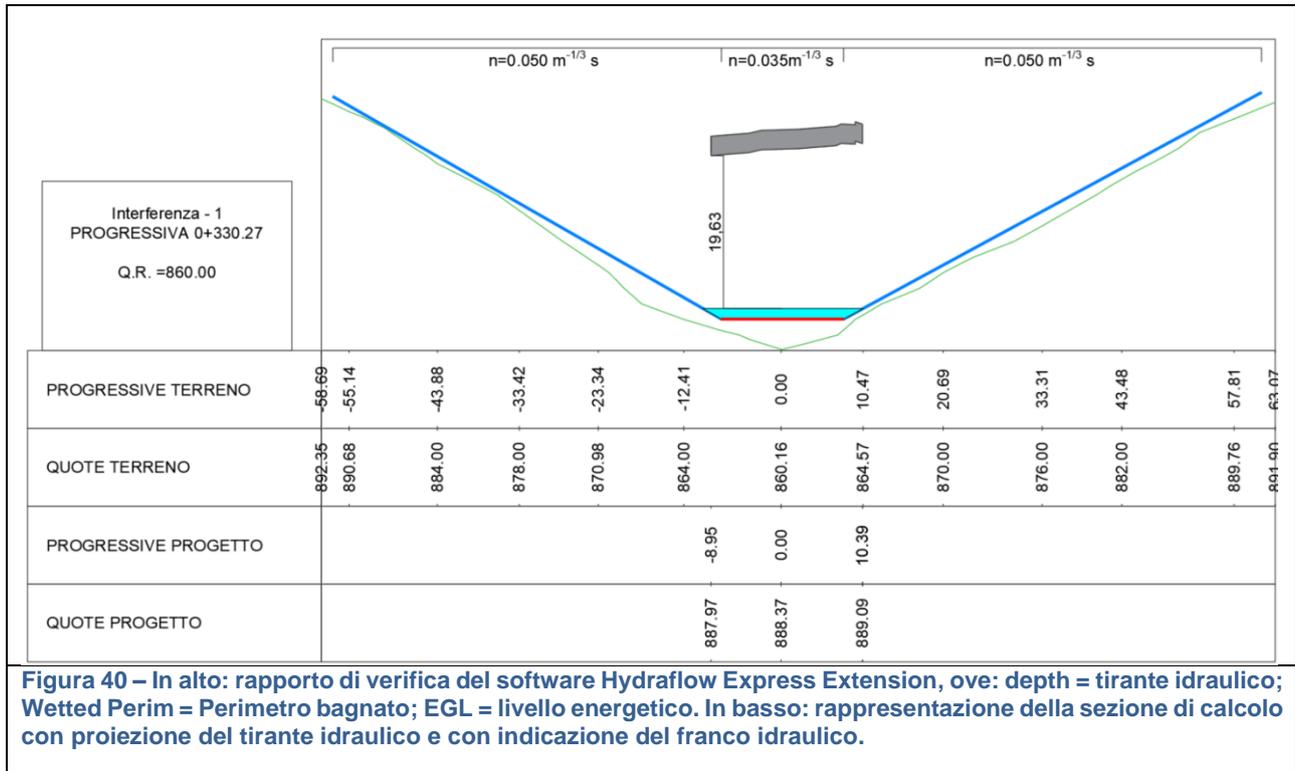
Calculations

Compute by: Known Q
Known Q (cms) = 185,4000

(Sta, El, n)-(Sta, El, n)...

(0,0000, 892,6300)-(49,5000, 864,4000, 0,050)-(65,1800, 864,4000, 0,035)-(118,5200, 892,6300, 0,050)





L'alveo, in forte pendenza, è caratterizzato da un tirante di 1.37m e da un EGL (carico idraulico) di 4.20m per un evento di piena con tempo di riorno di 200 anni.

Alle condizioni indicate, il franco idraulico, in termini sia di tirante che di carico idraulico, risulta nettamente superiore dai 10m. L'opera, pertanto, rispetta integralmente le verifiche di compatibilità idraulica espresse nelle NTC e relativi aggiornamenti.

INTERFERENZA – 2 PK 0+565.48

Channel Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

giovedì, giu 22 2023

<Name>

User-defined

Invert Elev (m) = 868,7200
Slope (%) = 7,0000
N-Value = 0,036

Highlighted

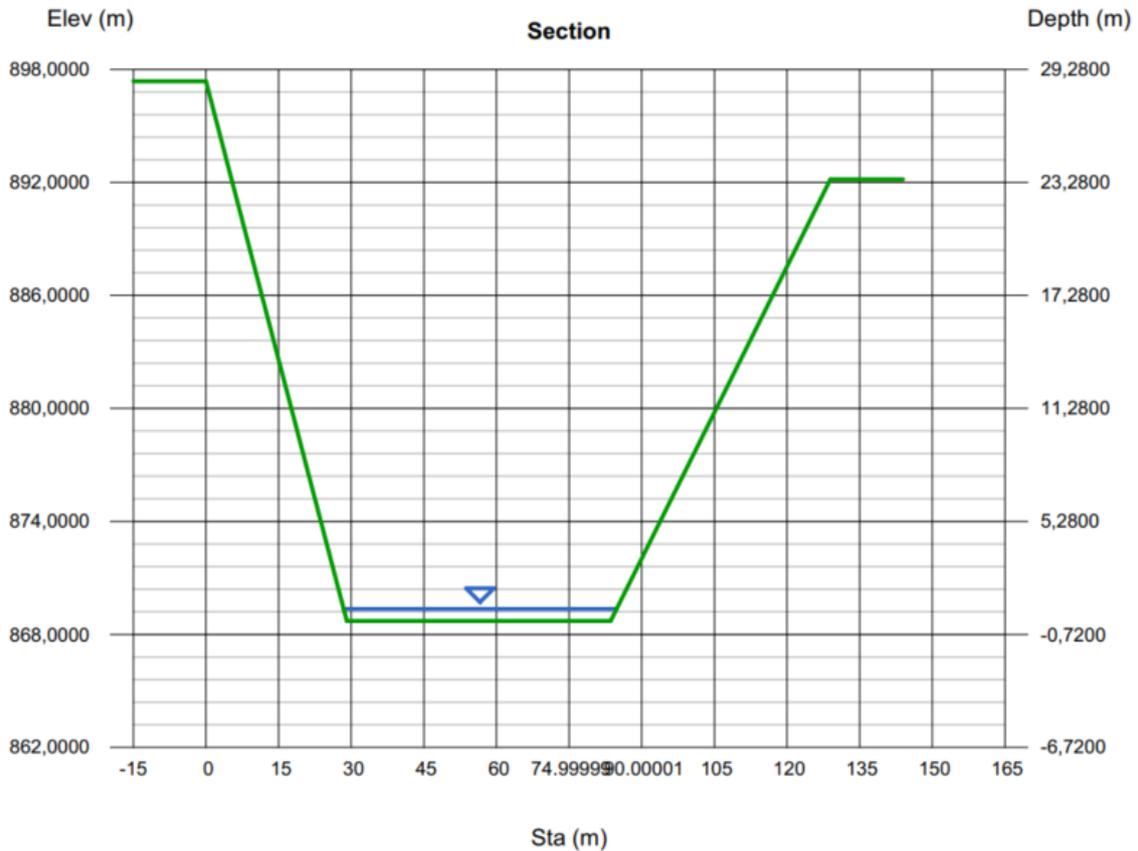
Depth (m) = 0,6279
Q (cms) = 185
Area (sqm) = 34,8027
Velocity (m/s) = 5,3271
Wetted Perim (m) = 56,7633
Crit Depth, Yc (m) = 1,0485
Top Width (m) = 56,3533
EGL (m) = 2,0754

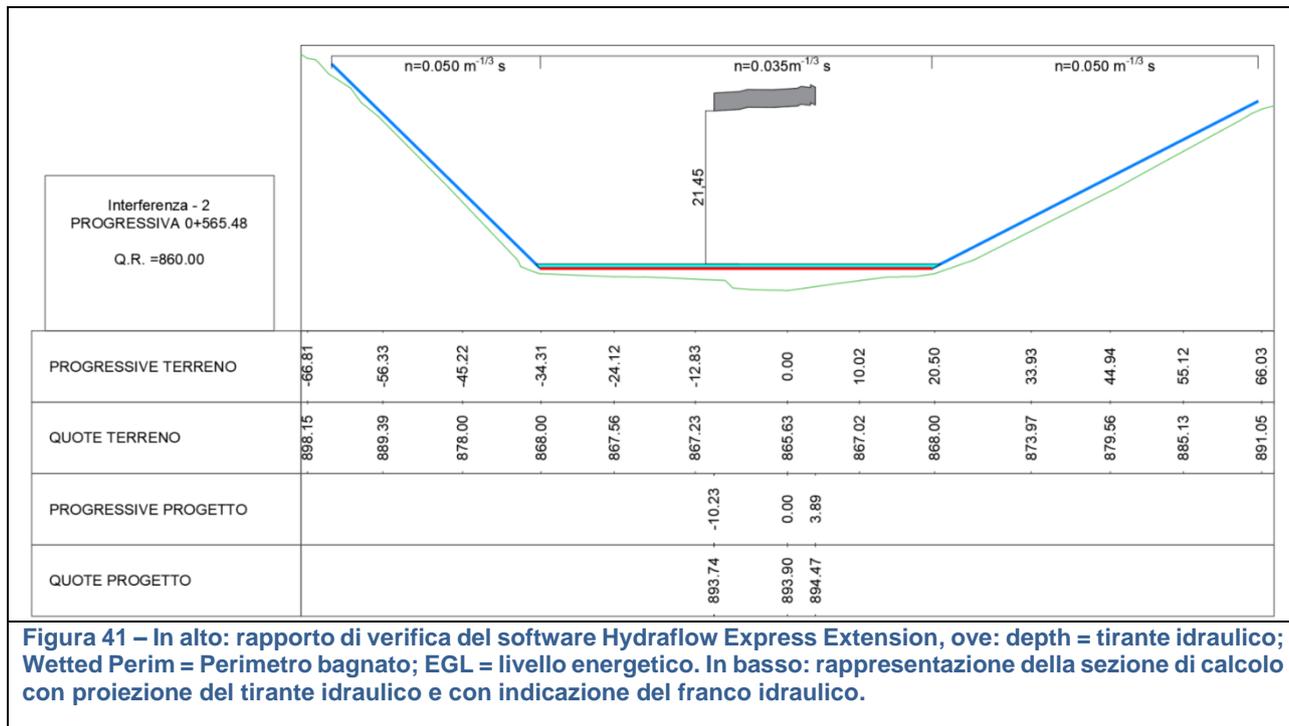
Calculations

Compute by: Known Q
Known Q (cms) = 185,4000

(Sta, El, n)-(Sta, El, n)...

(0,0000, 897,3700)-(29,0600, 868,7200, 0,050)-(83,5600, 868,7200, 0,035)-(128,9700, 892,1600, 0,050)





L'alveo, in forte pendenza, è caratterizzato da un tirante di 0.63m e da un EGL di 2.08m per un evento di piena con tempo di riorno di 200 anni.

Alle condizioni indicate, il franco idraulico, in termini sia di tirante che di carico idraulico, risulta nettamente superiore dai 10m. L'opera, pertanto, rispetta integralmente le verifiche di compatibilità idraulica espresse nelle NTC e relativi aggiornamenti.

INTERFERENZA – 3 PK 0+714.61

Channel Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

giovedì, giu 22 2023

<Name>

User-defined

Invert Elev (m) = 873,3200
Slope (%) = 7,0000
N-Value = 0,042

Highlighted

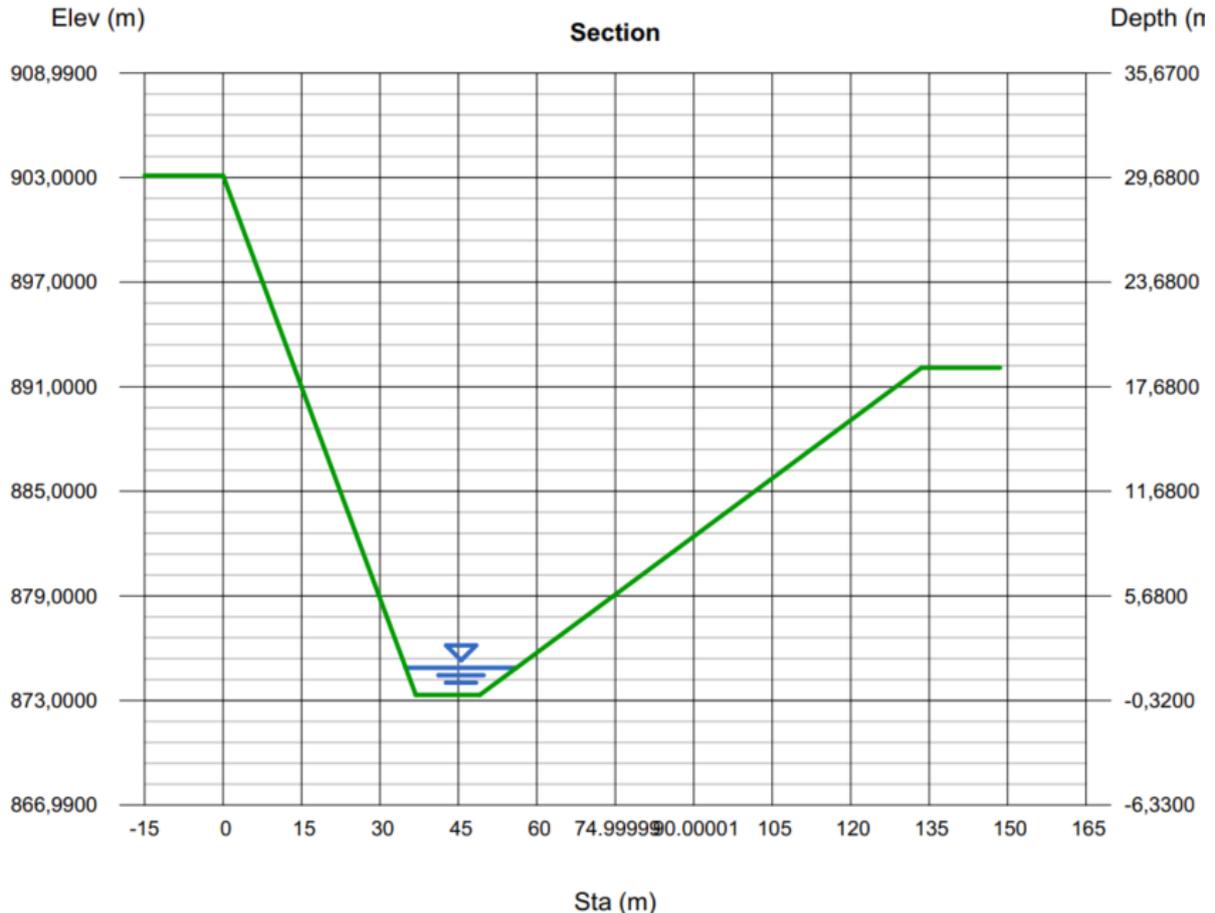
Depth (m) = 1,5606
Q (cms) = 185
Area (sqm) = 26,1333
Velocity (m/s) = 7,0944
Wetted Perim (m) = 21,9447
Crit Depth, Yc (m) = 2,3592
Top Width (m) = 21,2211
EGL (m) = 4,1278

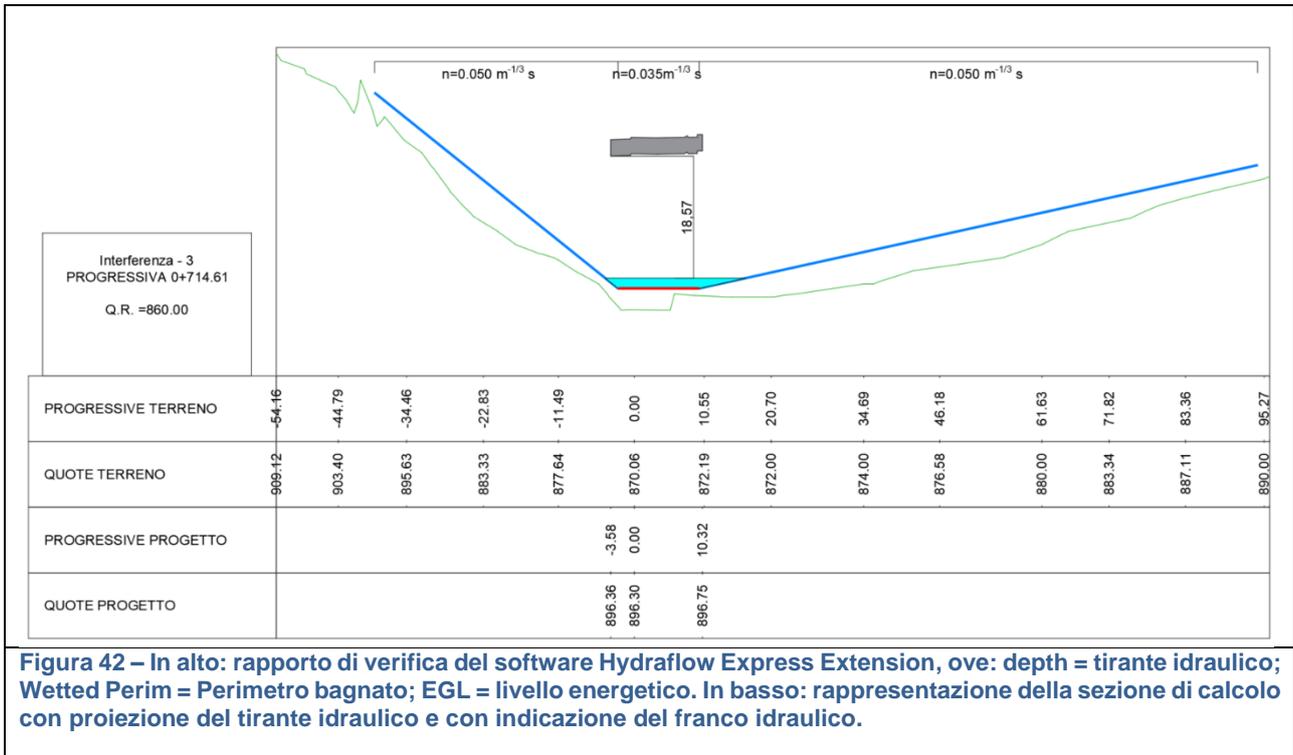
Calculations

Compute by: Known Q
Known Q (cms) = 185,4000

(Sta, El, n)-(Sta, El, n)...

(0,0000, 903,1201)-(36,8300, 873,3200, 0,050)-(49,1000, 873,3200, 0,035)-(133,5600, 892,0900, 0,050)





L'alveo, in forte pendenza, è caratterizzato da un tirante di 1.56m e da un EGL di 4.13m per un evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni.

Alle condizioni indicate, il franco idraulico, in termini sia di tirante che di carico idraulico, risulta nettamente superiore dai 10m. L'opera, pertanto, rispetta integralmente le verifiche di compatibilità idraulica espresse nelle NTC e relativi aggiornamenti.

INTERFERENZA – 4 PK 0+808.49

Channel Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

giovedì, giu 22 2023

<Name>

User-defined

Invert Elev (m) = 875,5599
Slope (%) = 7,0000
N-Value = 0,037

Calculations

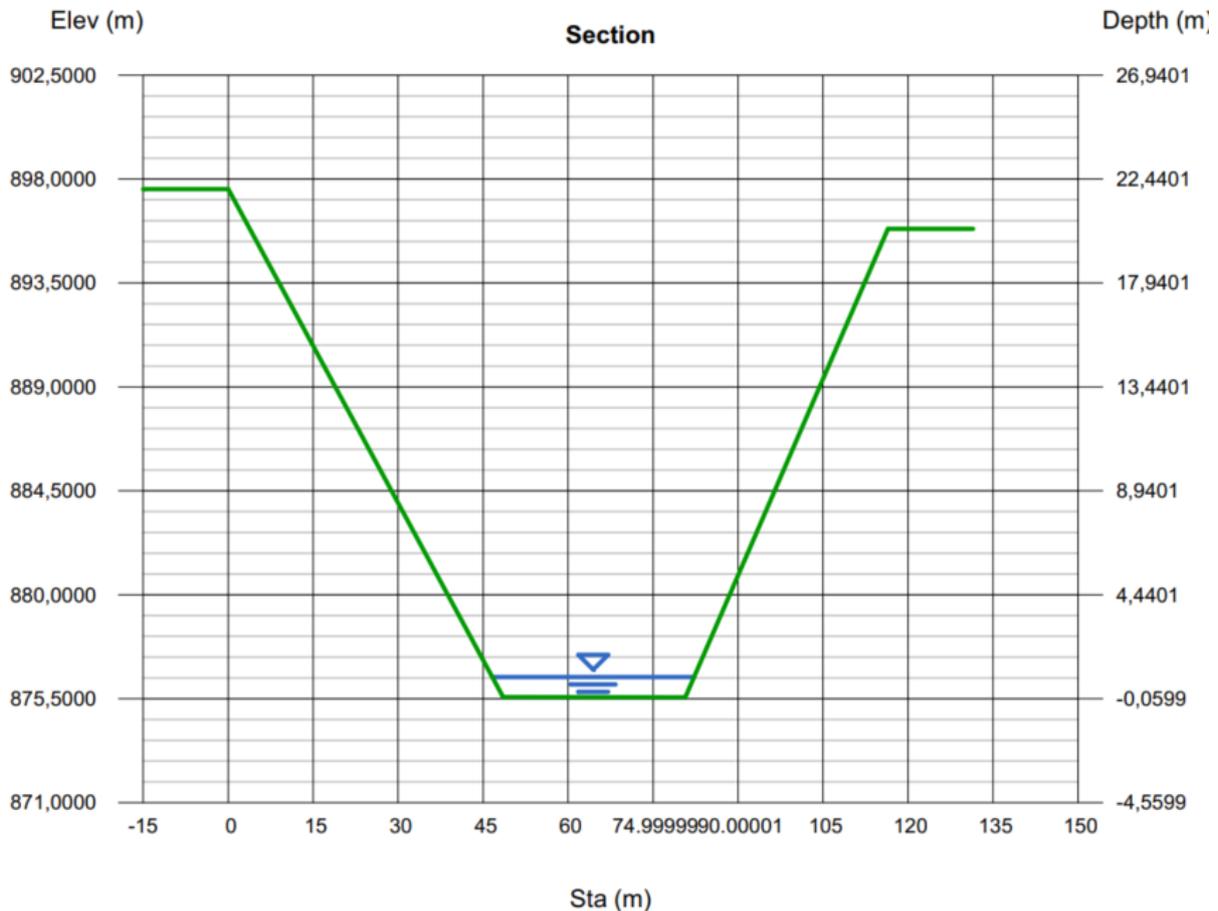
Compute by: Known Q
Known Q (cms) = 185,4000

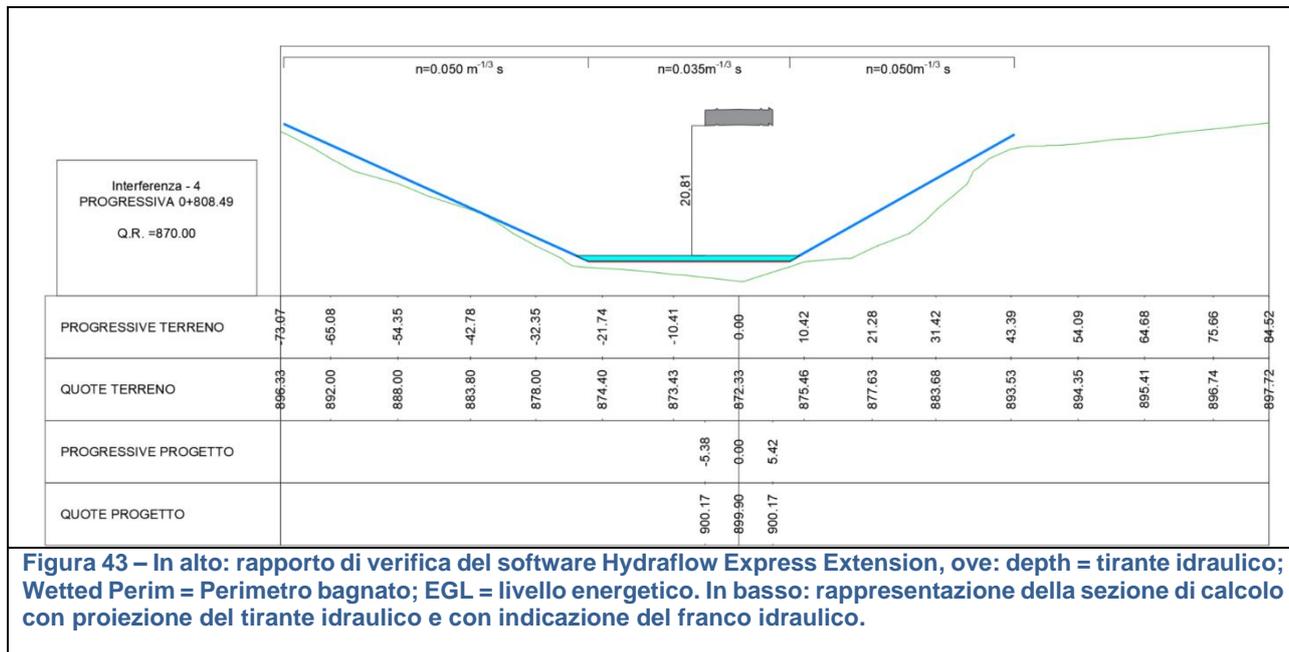
Highlighted

Depth (m) = 0,8748
Q (cms) = 185
Area (sqm) = 29,4555
Velocity (m/s) = 6,2942
Wetted Perim (m) = 36,0097
Crit Depth, Yc (m) = 1,4630
Top Width (m) = 35,5923
EGL (m) = 2,8956

(Sta, El, n)-(Sta, El, n)...

(0,0000, 897,5601)-(48,5400, 875,5700, 0,050)-(80,6800, 875,5599, 0,035)-(116,4600, 895,8400, 0,050)





L'alveo, in forte pendenza, è caratterizzato da un tirante di 0.88m e da un EGL di 2.90m per un evento di piena con tempo di riorno di 200 anni.

Alle condizioni indicate, il franco idraulico, in termini sia di tirante che di carico idraulico, risulta nettamente superiore dai 10m. L'opera, pertanto, rispetta integralmente le verifiche di compatibilità idraulica espresse nelle NTC e relativi aggiornamenti.

6 DIMENSIONAMENTO E DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO E PRESIDIO IDRAULICO DELL'INFRASTRUTTURA

6.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

L'infrastruttura stradale di progetto si presenta interamente in viadotto. Le acque che precipitano sul manto stradale defluiscono longitudinalmente sul bordo della pavimentazione, nella porzione delimitata lateralmente dal cordolo dell'impalcato ed inferiormente dalla superficie pavimentata. I deflussi vengono scaricati tramite caditoie in un collettore longitudinale in PVC sospeso all'intradosso dell'impalcato. Dette tubazioni di drenaggio, la cui pendenza varia sulla base della pendenza longitudinale dell'infrastruttura stradale, sono sostenute da un apposito sistema di staffe di acciaio zincato.

I sistemi di drenaggio previsti si sviluppano per entrambi i margini stradali e sono ideati con l'obiettivo di mantenere una continuità tra i diversi tratti dell'infrastruttura che presenta un profilo altimetrico monopendente. Lo scarico delle acque nel presidio idraulico avviene, tramite discendenti, nelle vicinanze del punto di minimo del viadotto.

Il sistema di raccolta delle acque di piattaforma è di tipo "chiuso" in cui, sulla base della normativa vigente, D.lgs. n.152 del 03/06/2006 e Norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque BUR Lazio n.103 del 20/12/2018, le acque meteoriche che ricadono sulle viabilità in progetto devono subire un processo di separazione tra prime piogge, considerate ad alta concentrazione di inquinanti, e seconde piogge, considerate sostanzialmente "bianche".

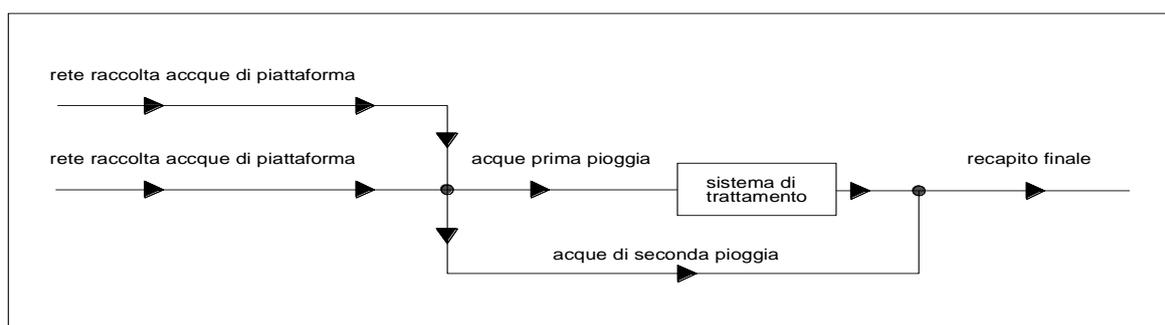


Figura 44: Schema di drenaggio di tipo "chiuso"

Le prime piogge devono subire un processo di sedimentazione e disoleazione, al fine dell'abbattimento degli inquinanti. La separazione delle acque di 1° e 2° pioggia è realizzata attraverso pozzetti scolmatori di by-pass, previsti prima di ogni impianto di trattamento. L'acqua trattata, all'uscita dei presidi idraulici, viene poi conferita presso recettore nel reticolo idrografico esistente (torrente Castellano di Amatrice nel caso in esame). Questi presidi idraulici sono di fondamentale importanza per la salvaguardia della qualità ambientale dei corpi d'acqua superficiali e profondi (falda), data la potenziale presenza nelle acque di prima pioggia di oli minerali leggeri e

metalli pesanti, ma anche in caso di sversamento accidentale. I suddetti manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno dove si sviluppa il tracciato stradale, saranno ubicati in maniera da consentire lo scolo delle acque per gravità, senza l'impiego di sistemi di pompaggio, e l'agevole accesso per le operazioni di manutenzione.

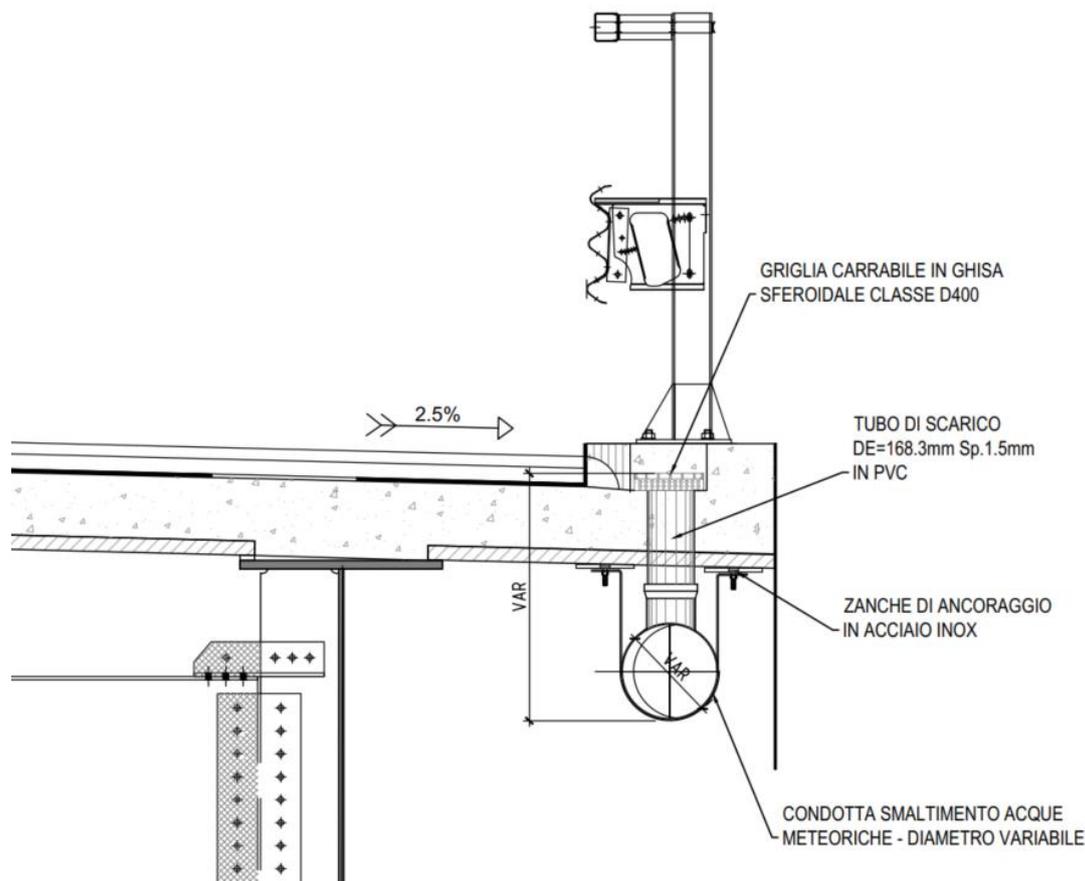


Figura 45: Sezione tipo viadotti con sistema di drenaggio

6.2 DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DI RACCOLTA

Il dimensionamento degli elementi idraulici di presidio del viadotto è stato sviluppato calcolando la forzante idraulica con metodi classici di letteratura e verificando la capacità di smaltimento della sezione idraulica prevista mediante l'utilizzo di scale di deflusso in moto uniforme derivate dalla formulazione di Chezy.

Il calcolo della forzante idraulica è stato condotto con il metodo cinematico. Tutte le verifiche sono state condotte nell'ipotesi di evento di progetto con periodicità statistica media venticinquennale. La schematizzazione alla base del metodo si basa su tre ipotesi fondamentali:

- la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;

- la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

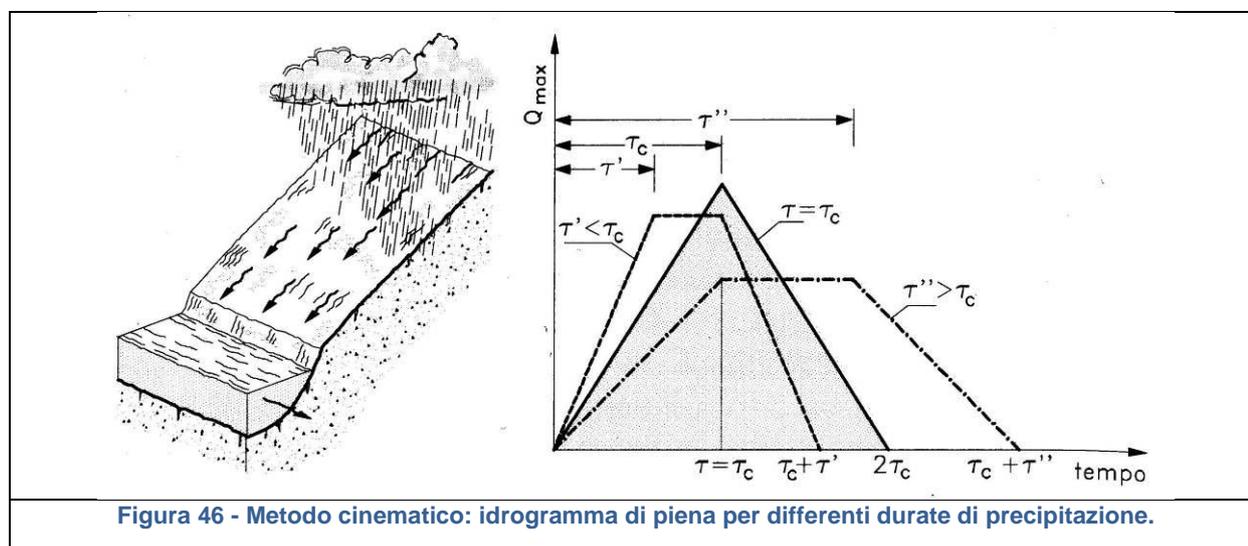
$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

- Q = portata di piena [m^3/sec];
- φ = coefficiente di deflusso;
- h = altezza di pioggia [m] per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;
- i = intensità di pioggia [m/ore];
- S = area del bacino km^2 ;
- τ_c = tempo di corrivazione [ore], da individuare.

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione τ_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino S contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa, se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella figura seguente è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assuma la forma triangolare.



Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione τ_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare, dopo aver individuato la rete di drenaggio sottesa dalla sezione di chiusura ed aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione τ_c si fa riferimento alla somma:

$$\tau_c = \tau_a + \tau_r$$

ove T_a è il tempo d'accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dalla condotta posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, e T_r è il tempo di rete.

Il tempo di residenza in rete T_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto, il tempo di rete sarà dato dall'espressione:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

La piattaforma del piazzale è schematizzabile come una superficie scolante piana. Nel caso in esame, in ragione della modesta estensione del bacino, il tempo di corrivazione è fissato pari a 5 minuti.

6.2.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Nei modelli di trasformazione dell'afflusso meteorico in deflusso, la precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. La valutazione della portata infiltrata può essere effettuata attraverso il coefficiente di afflusso ϕ che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale. Tale coefficiente dipende da diversi fattori, alcuni dei quali variabili nel tempo.

Per semplicità, il coefficiente ϕ verrà considerato costante per tutta la durata della pioggia.

Di seguito, vengono riportati i coefficienti di deflusso in funzione della superficie scolante:

TIPO DI PAVIMENTAZIONE	COEFFICIENTE DI DEFLUSSO
Pavimentazione stradale	0.90
Scarpata erbosa	0.50
Superfici a verde piane	0.30

Tabella 19: Coefficienti di deflusso

Il valore relativamente elevato assunto per le superfici erbose è giustificato dalla notevole pendenza delle scarpate.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso medio relativo alla superficie, S_i il valore medio del coefficiente, relativo ad aree caratterizzate da differenti valori, si ottiene dalla seguente media ponderata:

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

I bacini considerati sono quelli corrispondenti alle superfici di competenza dei differenti recapiti finali.

6.2.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO

La verifica degli elementi di drenaggio viene effettuata calcolando le portate massime afferenti con il metodo cinematico, fissato un valore del tempo di corrivazione del bacino pari a 5 minuti. Determinata la portata defluente, il tirante idrico che si instaura nei diversi elementi di drenaggio è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo Gauckler-Strickler:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- n – coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3} s$];
- A – area bagnata [m^2];
- R_h – raggio idraulico [m];
- i – pendenza del fondo.

Fissati un coefficiente di scabrezza n ed una pendenza longitudinale i , si è in grado di determinare la combinazione di sezione idraulica e grado di riempimento che consente il deflusso di una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo cinematico.

Per gli elementi in cls è assunto un coefficiente di scabrezza di Manning $n=0.015 m^{-1/3} s$.

Per le tubazioni in PVC è assunto un coefficiente di scabrezza di Manning $n=0.012 m^{-1/3} s$.

Il criterio utilizzato per la verifica dei diametri di progetto è il seguente:

- grado di riempimento $\leq 50\%$ per i collettori aventi diametro $DN \leq 500$ mm;
- grado di riempimento $\leq 70\%$ per collettori aventi diametro $DN > 500$ mm.

Le velocità dovranno essere comprese tra 0.5 m/s e 5.0 m/s

Per le verifiche idrauliche si rimanda ai tabulati alla prossima pagina e al glossario nella seguente tabella.

Come è possibile osservare:

- La rete risulta costituita da condotte in PVC di diametro esterno variabile compreso tra 315 e 500mm con pendenza media in accordo con l'andamento longitudinale del viadotto;
- Il grado di riempimento è ovunque pari o inferiore al 50% della sezione;
- La velocità di deflusso è compresa tra 0.60m/s e 3.87m/s.

La verifica del sistema interrato di drenaggio può dunque ritenersi soddisfatta.

Ramo	Identificativo presidio	Φ	Coefficiente di deflusso medio
PK in	Progressiva d'inizio	a	Parametri di pioggia Tr=25 anni
PK out	Progressiva finale	n	
L	Lunghezza presidio	i	Intensità di pioggia (tc = 5 minuti)
s	Pendenza media presidio	Q	Portata
Apav	Superfici di piattaforma drenate	G	Grado di riempimento
Φ_{pav}	Coefficiente di deflusso aree pavimentate	h	Tirante idraulico
A	Superficie totale	R	Raggio idraulico
V	Velocità nel presidio	n	Coefficiente di scabrezza di Manning

Tabella 20 – Tabella delle grandezze di interesse per la verifica dei presidi idraulici di progetto

RAMO	Dati				Metodo cinematico								Condotta			Analisi in moto uniforme - Capacità della condotta							
	PK IN km	PK OUT km	L m	s m/m	B	Apav m ²	ppav	A m ²	φ	I mm/h	Q mc/s	G %	TIPOLOGIA	DN mm	D_INT mm	h m	alpha rd	A m ²	P m	R m	n s/m ^{1/3}	V m/s	Q mc/s
CONDOTTA SX	1215	1180	35	0.015	5.50	192.50	0.90	192.50	0.90	112.32	0.01	15.14	PVC	315	296.6	0.0449	1.60	0.01	0.24	0.03	0.012	0.96	0.006
	1180	1140	40	0.046	5.50	412.50	0.90	412.50	0.90	112.32	0.01	15.52	PVC	315	296.6	0.0460	1.62	0.01	0.24	0.03	0.012	1.71	0.012
	1140	1100	40	0.046	5.50	632.50	0.90	632.50	0.90	112.32	0.02	19.10	PVC	315	296.6	0.0566	1.81	0.01	0.27	0.03	0.012	1.93	0.018
	1100	1060	40	0.046	5.50	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.14	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	1060	1020	40	0.046	0.00	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.16	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	1020	980	40	0.046	0.00	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.14	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	980	940	40	0.046	0.00	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.15	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	940	900	40	0.046	0.00	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.15	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	900	860	80	0.046	5.50	1292.50	0.90	1292.50	0.90	112.32	0.04	27.31	PVC	315	296.6	0.0810	2.20	0.02	0.33	0.05	0.012	2.37	0.036
	860	820	40	0.046	5.50	1512.50	0.90	1512.50	0.90	112.32	0.04	29.63	PVC	315	296.6	0.0879	2.30	0.02	0.34	0.05	0.012	2.48	0.043
	820	780	40	0.046	5.50	1732.50	0.90	1732.50	0.90	112.32	0.05	31.78	PVC	315	296.6	0.0943	2.40	0.02	0.36	0.05	0.012	2.58	0.049
	780	740	40	0.046	5.50	1952.50	0.90	1952.50	0.90	112.32	0.05	33.84	PVC	315	296.6	0.1004	2.48	0.02	0.37	0.06	0.012	2.67	0.055
	740	700	40	0.027	12.00	2432.50	0.90	2432.50	0.90	112.32	0.07	44.13	PVC	315	296.6	0.1309	2.91	0.03	0.43	0.07	0.012	2.33	0.068
	700	660	40	0.027	12.00	2912.50	0.90	2912.50	0.90	112.32	0.08	48.90	PVC	315	296.6	0.1450	3.10	0.03	0.46	0.07	0.012	2.44	0.082
	660	620	40	0.008	12.00	3392.50	0.90	3392.50	0.90	112.32	0.10	37.74	PVC	500	470.8	0.1777	2.65	0.06	0.62	0.10	0.012	1.59	0.096
	620	580	40	0.008	12.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	40.44	PVC	500	470.8	0.1904	2.76	0.07	0.65	0.10	0.012	1.65	0.109
	580	540	40	0.008	12.00	4352.50	0.90	4352.50	0.90	112.32	0.12	43.14	PVC	500	470.8	0.2031	2.87	0.07	0.67	0.11	0.012	1.70	0.122
	540	500	20	0.008	12.00	4592.50	0.90	4592.50	0.90	112.32	0.13	44.46	PVC	500	470.8	0.2093	2.92	0.07	0.69	0.11	0.012	1.72	0.129
	500	460	40	0.008	12.00	5072.50	0.90	5072.50	0.90	112.32	0.14	47.06	PVC	500	470.8	0.2216	3.02	0.08	0.71	0.11	0.012	1.77	0.142
	460	420	40	0.008	12.00	5552.50	0.90	5552.50	0.90	112.32	0.16	49.60	PVC	500	470.8	0.2335	3.13	0.09	0.74	0.12	0.012	1.81	0.156
	420	380	40	0.029	12.00	6032.50	0.90	6032.50	0.90	112.32	0.17	36.26	PVC	500	470.8	0.1707	2.58	0.06	0.61	0.09	0.012	2.97	0.169
	380	340	40	0.050	12.00	6512.50	0.90	6512.50	0.90	112.32	0.18	32.69	PVC	500	470.8	0.1539	2.43	0.05	0.57	0.09	0.012	3.70	0.183
	340	300	40	0.050	12.00	6992.50	0.90	6992.50	0.90	112.32	0.20	33.93	PVC	500	470.8	0.1598	2.49	0.05	0.59	0.09	0.012	3.77	0.196
	300	260	40	0.050	12.00	7472.50	0.90	7472.50	0.90	112.32	0.21	35.15	PVC	500	470.8	0.1655	2.54	0.05	0.60	0.09	0.012	3.84	0.210
	260	220	40	0.050	5.50	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
	220	180	40	0.050	0.00	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
	180	140	40	0.050	0.00	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
	140	100	40	0.050	0.00	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
	100	60	40	0.050	0.00	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
	60	30	30	0.050	0.00	7692.50	0.90	7692.50	0.90	112.32	0.22	35.70	PVC	500	470.8	0.1681	2.56	0.06	0.60	0.09	0.012	3.87	0.216
0	30	30	0.005	5.50	765.00	0.90	765.00	0.90	112.32	0.02	36.99	PVC	315	296.6	0.1097	2.61	0.02	0.39	0.06	0.012	0.92	0.021	

Tabella 21: Dimensionamento e verifica collettori – sinistra stradale

RAMO	Dati				Metodo cinematico								Condotta			Analisi in moto uniforme - Capacità della condotta							
	PK IN km	PK OUT km	L m	s m/m	B	Apav m ²	φpav	A m ²	φ	I mm/h	Q mc/s	G %	TIPOLOGIA	DN mm	D_INT mm	h m	alpha rd	A m ²	P m	R m	n s/m ^{1/3}	V m/s	Q mc/s
CONDOTTA DX	1215	1180	35	0.015	5.50	192.50	0.90	192.50	0.90	112.32	0.01	15.14	PVC	315	296.6	0.0449	1.60	0.01	0.24	0.03	0.012	0.96	0.006
	1180	1140	40	0.046	5.50	412.50	0.90	412.50	0.90	112.32	0.01	15.52	PVC	315	296.6	0.0460	1.62	0.01	0.24	0.03	0.012	1.71	0.012
	1140	1100	40	0.046	5.50	632.50	0.90	632.50	0.90	112.32	0.02	19.10	PVC	315	296.6	0.0566	1.81	0.01	0.27	0.03	0.012	1.93	0.018
	1100	1060	40	0.046	5.50	852.50	0.90	852.50	0.90	112.32	0.02	22.14	PVC	315	296.6	0.0657	1.96	0.01	0.29	0.04	0.012	2.11	0.024
	1060	1020	40	0.046	12.00	1332.50	0.90	1332.50	0.90	112.32	0.04	27.74	PVC	315	296.6	0.0823	2.22	0.02	0.33	0.05	0.012	2.40	0.037
	1020	980	40	0.046	12.00	1812.50	0.90	1812.50	0.90	112.32	0.05	32.53	PVC	315	296.6	0.0965	2.43	0.02	0.36	0.05	0.012	2.61	0.051
	980	940	40	0.046	12.00	2292.50	0.90	2292.50	0.90	112.32	0.06	37.07	PVC	315	296.6	0.1099	2.62	0.02	0.39	0.06	0.012	2.79	0.065
	940	900	40	0.046	12.00	2772.50	0.90	2772.50	0.90	112.32	0.08	40.86	PVC	315	296.6	0.1212	2.77	0.03	0.41	0.06	0.012	2.93	0.078
	900	860	80	0.046	5.50	3212.50	0.90	3212.50	0.90	112.32	0.09	44.36	PVC	315	296.6	0.1316	2.92	0.03	0.43	0.07	0.012	3.05	0.090
	860	820	40	0.046	5.50	3432.50	0.90	3432.50	0.90	112.32	0.10	46.06	PVC	315	296.6	0.1366	2.98	0.03	0.44	0.07	0.012	3.10	0.096
	820	780	40	0.046	5.50	3652.50	0.90	3652.50	0.90	112.32	0.10	47.74	PVC	315	296.6	0.1416	3.05	0.03	0.45	0.07	0.012	3.15	0.103
	780	740	40	0.046	5.50	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	49.40	PVC	315	296.6	0.1465	3.12	0.03	0.46	0.07	0.012	3.20	0.109
	740	700	40	0.027	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	40.12	PVC	400	376.6	0.1511	2.74	0.04	0.52	0.08	0.012	2.60	0.109
	700	660	40	0.027	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	40.12	PVC	400	376.6	0.1511	2.74	0.04	0.52	0.08	0.012	2.60	0.109
	660	620	40	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	620	580	40	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	580	540	40	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	540	500	20	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	500	460	40	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	460	420	40	0.008	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	54.83	PVC	400	376.6	0.2065	3.34	0.06	0.63	0.10	0.012	1.74	0.109
	420	380	40	0.029	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	39.27	PVC	400	376.6	0.1479	2.71	0.04	0.51	0.08	0.012	2.68	0.109
	380	340	40	0.050	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	33.99	PVC	400	376.6	0.1280	2.49	0.03	0.47	0.07	0.012	3.26	0.109
	340	300	40	0.050	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	33.99	PVC	400	376.6	0.1280	2.49	0.03	0.47	0.07	0.012	3.26	0.109
	300	260	40	0.050	0.00	3872.50	0.90	3872.50	0.90	112.32	0.11	33.99	PVC	400	376.6	0.1280	2.49	0.03	0.47	0.07	0.012	3.26	0.109
	260	220	40	0.050	5.50	4092.50	0.90	4092.50	0.90	112.32	0.11	35.00	PVC	400	376.6	0.1318	2.53	0.03	0.48	0.07	0.012	3.31	0.115
	220	180	40	0.050	12.00	4572.50	0.90	4572.50	0.90	112.32	0.13	37.14	PVC	400	376.6	0.1399	2.62	0.04	0.49	0.08	0.012	3.41	0.128
	180	140	40	0.050	12.00	5052.50	0.90	5052.50	0.90	112.32	0.14	39.20	PVC	400	376.6	0.1476	2.71	0.04	0.51	0.08	0.012	3.50	0.142
	140	100	40	0.050	12.00	5532.50	0.90	5532.50	0.90	112.32	0.16	41.21	PVC	400	376.6	0.1552	2.79	0.04	0.52	0.08	0.012	3.59	0.155
	100	60	40	0.050	12.00	6012.50	0.90	6012.50	0.90	112.32	0.17	43.16	PVC	400	376.6	0.1625	2.87	0.05	0.54	0.09	0.012	3.67	0.169
	60	30	30	0.050	12.00	6372.50	0.90	6372.50	0.90	112.32	0.18	44.62	PVC	400	376.6	0.1680	2.93	0.05	0.55	0.09	0.012	3.73	0.179
0	30	30	0.005	5.50	165.00	0.90	165.00	0.90	112.32	0.00	17.44	PVC	315	296.6	0.0517	1.72	0.01	0.26	0.03	0.012	0.60	0.005	

Tabella 22: Dimensionamento e verifica collettori – destra stradale

6.2.3 VERIFICA DELL'INTERASSE DELLE CADITOIE

Il dimensionamento dell'interasse di posizionamento delle caditoie grigliate è realizzato raffrontando la capacità del manufatto con le portate convogliate nella porzione di piattaforma adiacente al cordolo stradale, rispetto a un evento meteorico di progetto.

L'analisi è condotta nell'ipotesi che, per i presidi in esame, i fenomeni di natura cinematica prevalgano rispetto alle condizioni di accumulo volumetrico, rendendo di fatto applicabile la formula razionale per la determinazione del picco di piena.

L'evento di progetto è calcolato per un periodo di ritorno pari a 25 anni e un tempo di corrivazione del bacino drenato non superiore a 5 minuti.

Alle condizioni indicate, la portata critica risulta:

$$Q(d, TR) = ad^{n-1}L \sum_i^n \varphi_i b_i$$

Con a ed n parametri delle CPP per assegnato periodo di ritorno, φ_i coefficiente di afflusso in rete, L lunghezza dell'interasse massimo tra condotte e b_i larghezza del bacino drenato.

La capacità di convogliamento è determinata ipotizzando che la massima superficie bagnata generata non ecceda i 100 cm. In tali condizioni, ipotizzando una pendenza media trasversale del 2.5%, il tirante massimo individuato è pari a 2.5cm. La massima portata è dunque:

$$Q_c = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sigma \sqrt{s}$$

Con n coefficiente di scabrezza di Manning ($n=0.015 \text{ s/m}^{1/3}$), R raggio idraulico, σ sezione bagnata e s pendenza media della viabilità.

Il massimo flusso convogliabile in griglia è calcolato mediante formula dello stramazzo (con funzionamento sotto battente – Formula di McGhee):

$$Q_g = kAh^{\frac{1}{2}}$$

Con, h tirante idraulico, A area libera della griglia (fissata cautelativamente al 30% dell'area utile totale) e $K=2.96$. I risultati del dimensionamento dell'interasse sono di seguito riportati.

sl m/m	L m	B m	A m ²	b m	Qc m ³ /s	h m	σ m ²	V m/s	Qd m ³ /s	Qg m ³ /s	Ld m
0.005	30.66	6.00	183.95	1.00	0.005	0.025	0.013	0.41	0.005	0.047	20
0.008	38.78	6.00	232.68	1.00	0.007	0.025	0.013	0.52	0.007	0.047	20
0.01	43.36	6.00	260.14	1.00	0.007	0.025	0.013	0.58	0.007	0.047	20
0.015	53.10	6.00	318.60	1.00	0.009	0.025	0.013	0.72	0.009	0.047	20
0.02	61.32	6.00	367.89	1.00	0.010	0.025	0.013	0.83	0.010	0.047	20
0.025	68.55	6.00	411.32	1.00	0.012	0.025	0.013	0.92	0.012	0.047	20
0.05	96.95	6.00	581.69	1.00	0.016	0.025	0.013	1.31	0.016	0.047	20

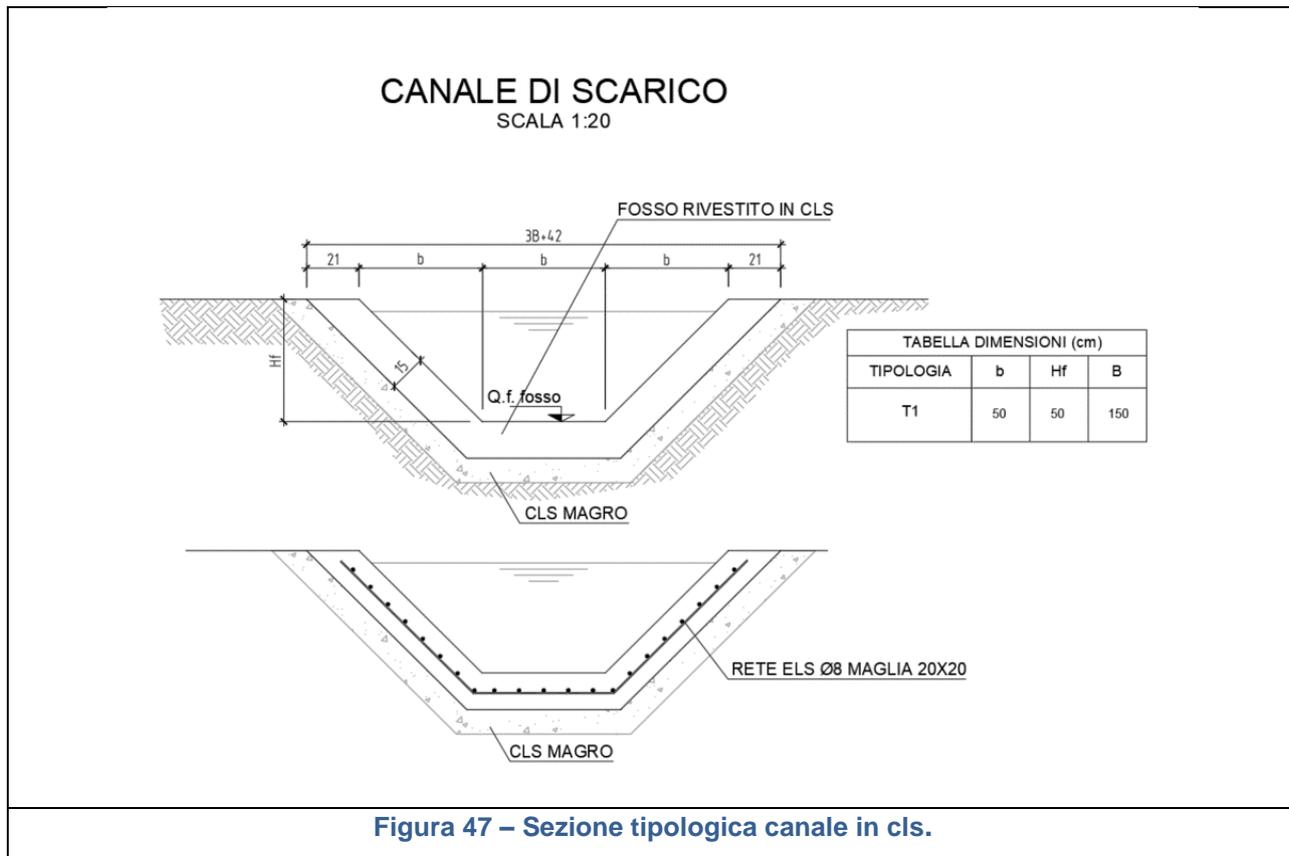
sl m/m	L m	B m	A m ²	b m	Qc m ³ /s	h m	σ m ²	V m/s	Qd m ³ /s	Qg m ³ /s	Ld m
0.005	15.33	12.00	183.95	1.00	0.005	0.025	0.013	0.41	0.005	0.047	15
0.008	19.39	12.00	232.68	1.00	0.007	0.025	0.013	0.52	0.007	0.047	19
0.01	21.68	12.00	260.14	1.00	0.007	0.025	0.013	0.58	0.007	0.047	20
0.015	26.55	12.00	318.60	1.00	0.009	0.025	0.013	0.72	0.009	0.047	20
0.02	30.66	12.00	367.89	1.00	0.010	0.025	0.013	0.83	0.010	0.047	20
0.025	34.28	12.00	411.32	1.00	0.012	0.025	0.013	0.92	0.012	0.047	20
0.05	48.47	12.00	581.69	1.00	0.016	0.025	0.013	1.31	0.016	0.047	20

Tabella 23 - Verifica della cunetta alla francese – in alto: larghezza piattaforma 6m, in basso: 12m. Sl: pendenza longitudinale; L: interasse caditoia (secondo calcolo); B: larghezza piattaforma; A: superficie drenata; Qc: Portata drenata; h: massimo tirante idraulico; s: sezione bagnata; V: velocità massima di deflusso; Qd: portata critica; Qg: massima capacità della caditoia; Ld: interasse di progetto.

Come è possibile osservare, per valori di pendenza media e ingombro di piattaforma variabili la capacità della caditoia grigliata risulta sempre sufficiente. A vantaggio di sicurezza, per l'intervento in esame, si fissa un valore massimo dell'interasse non superiore a 15m.

6.2.4 VERIFICA DEL CANALE DI SCARICO

Le acque di seconda pioggia, oppure le acque di prima pioggia al completamento del trattamento, sono condotte al recapito finale a mezzo di un canale prefabbricato in calcestruzzo. Le aspre pendenze, le alte velocità e lo scarico diretto all'interno del torrente hanno favorito tale scelta progettuale a scapito di soluzioni interrato e potenzialmente rigurgitabili. La sezione utilizzata di canale prefabbricato è una sezione trapezoidale di base ed altezza pari a 50cm e pendenza sponde 1:1.



In riferimento al capitolo 6.2.2 per il calcolo delle portate convogliate ai canali, e la metodologia espressa nel capitolo 5.4, sono di seguito riportate le verifiche idrauliche del canale di scarico a valle dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia.

Channel Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

Monday, Jul 17 2023

Canale di scarico

Trapezoidal

Bottom Width (ft) = 0.50
Side Slopes (z:1) = 1.00, 1.00
Total Depth (ft) = 0.50
Invert Elev (ft) = 10.00
Slope (%) = 8.00
N-Value = 0.015

Highlighted

Depth (ft) = 0.13
Q (cfs) = 0.440
Area (sqft) = 0.08
Velocity (ft/s) = 5.37
Wetted Perim (ft) = 0.87
Crit Depth, Yc (ft) = 0.25
Top Width (ft) = 0.76
EGL (ft) = 0.58

Calculations

Compute by: Known Q
Known Q (cfs) = 0.44

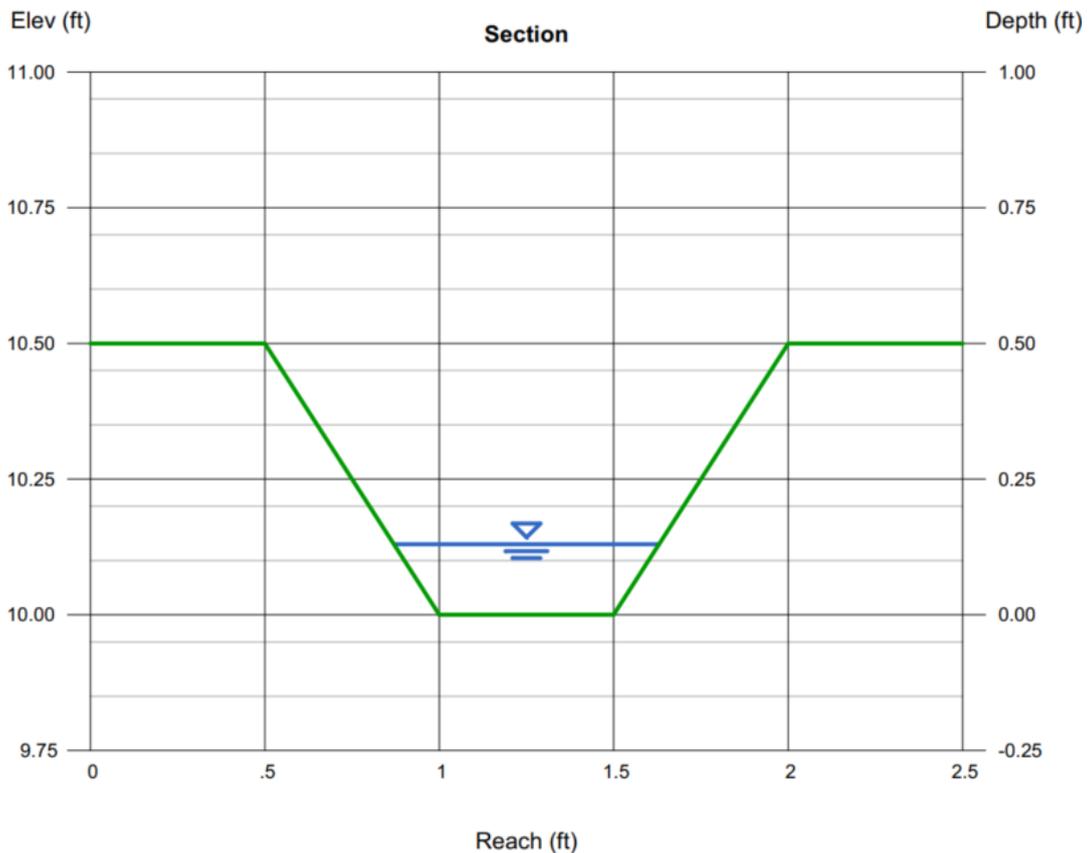


Figura 48 – Verifica canale in cls a servizio della vasca VPP.

6.3 IMPIANTI DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La tutela ambientale necessita un controllo dei dilavamenti delle superfici soggette a potenziali inquinamenti, soprattutto quando questi afferiscono concentrati ad un recapito naturale. Pertanto, le aree pavimentate aperte al traffico devono essere opportunamente predisposte per favorire il convogliamento delle precipitazioni meteoriche verso zone filtro e/o impianto di trattamento, affinché la loro immissione al ricettore finale avvenga nei limiti di accettabilità previsti dalla normativa vigente.

Per il dimensionamento degli impianti e la quantificazione delle acque di prima pioggia si è fatto riferimento alle Norme Tecniche di Attuazione dell'aggiornamento al Piano di Tutela delle Acque BUR Lazio n. 103 del 20 dicembre 2018.

In conformità al quadro normativo vigente, il progetto prevede che le reti di smaltimento delle acque di piattaforma siano corredate anche di impianti di presidio idraulico finalizzati al trattamento delle acque di prima pioggia e al trattenimento dello sversamento accidentale di idrocarburi. La presenza degli impianti è necessaria laddove si concentrano a recapito idrico superficiale o sotterraneo le portate provenienti da piattaforma stradale; non risulta invece strettamente necessaria la presenza degli impianti laddove non ci sia concentrazione di deflusso. Le soluzioni progettuali adottate sono volte ad assicurare la protezione ambientale del territorio, con particolare riferimento alla salvaguardia dei recapiti finali, rappresentati principalmente dai corpi idrici sotterranei.

Il volume dei manufatti effettivamente previsti nel progetto è stato definito considerando l'esigenza di contenere un eventuale sversamento accidentale da parte di un'autocisterna (40 m³).

Le vasche di prima pioggia sono previste per funzionare in continuo, applicando la tecnologia delle vasche in c.a. all'interno delle quali sono ricavati i volumi necessari ai trattamenti. Le vasche saranno al loro interno costituite da comparti separati, per la sedimentazione e la separazione degli oli.

In linea generale, un impianto di trattamento in continuo consiste in:

1. Pozzetto/camera by-pass;
2. Vasca di sedimentazione;
3. Vasca di disoleatura.

Le acque meteoriche vengono selezionate nel pozzetto scolmatore tramite una soglia/bocca tarata in base alla portata servita: le acque di prima pioggia saranno convogliate al relativo sistema di trattamento in continuo, mentre la seconda pioggia defluirà verso il recapito finale by-passando l'impianto. Dopo il by-pass l'acqua di prima pioggia entrerà nel modulo di separazione statica, o sedimentatore. Nel modulo di separazione statica si otterrà quindi una sedimentazione delle frazioni solide (terre e sabbie, materiale fangoso in genere) che si depositano sul fondo sino al momento della pulizia della vasca. Dopo la fase di sedimentazione è presente un comparto di disoleazione, in cui avviene la separazione di oli e idrocarburi non emulsionati mediante flottazione in superficie. La stratificazione del materiale oleoso avviene dall'alto verso il basso. La portata in ingresso

defluisce all'esterno tramite un percorso a sifone, fintanto che non si riempie completamente la vasca di materiale oleoso. L'impianto, fungendo da separatore per liquidi leggeri, è quindi regolamentato dalle norme UNI EN 858-1 e UNI EN 858-2. In particolare, in assonanza con le raccomandazioni del punto 4.1 della UNI EN 858-2, l'impianto viene adibito al trattamento delle acque meteoriche di dilavamento di strade e contestuale contenimento di qualunque rovesciamento di liquido leggero.

La soluzione prevede l'inserimento di una vasca di prima pioggia e non prevede impianti di sollevamento. È inserita, inoltre, una vasca prefabbricata di accumulo volta a raccogliere eventuali sversamenti accidentali. Due paratoie motorizzate alimentate a batteria ed un sensore di rilevamento della concentrazione degli oli regoleranno la direzione del deflusso, separando dunque gli sversamenti accidentali dai volumi meteorici di prima pioggia.

6.3.1 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO DELL'IMPIANTO

La portata di progetto degli impianti di presidio è calcolata considerando che la prima pioggia, pari ai primi 5 mm coerentemente a quanto indicato da diverse normative in materia, si concentri in un tempo pari a quello di corrivazione del bacino afferente a ciascun impianto (fissato pari a 15m). In tali circostanze tutta la piattaforma stradale del bacino contribuirà a determinare acque di prima pioggia da trattare attraverso l'impianto. Il valore di portata di progetto è pertanto definito attraverso la seguente relazione:

$$Q_p = c A \frac{h_p}{\delta}$$

dove:

- Q_p è la portata di progetto per l'impianto di prima pioggia;
- C è il coefficiente di deflusso del bacino afferente, fissato cautelativamente ad 1;
- A è la superficie del bacino;
- h_p è la massima altezza di precipitazione (5 mm);
- δ è il tempo di corrivazione del bacino considerato pari a 15 minuti.

6.3.2 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO

La dimensione nominale NS del disoleatore, così come definita dal punto 3.7 della UNI EN 858-1, viene calcolata mediante la relazione (1) della UNI EN 858-2:

$$NS = Q_p f_d$$

dove:

- Q_p è la già calcolata portata di progetto in l/s;

- f_d è il fattore di densità dell'olio inquinante il cui valore minimo raccomandato è specificato dal prospetto 3 della stessa norma riepilogato nella tabella che segue (nel caso in esame è pari a 1, valore relativo alla densità di olii e benzine fino a 0.85 g/cm³).

La dimensione nominale da assegnare al disoleatore è quella uguale o immediatamente superiore al valore calcolato tramite la suddetta relazione compresa nella lista delle dimensioni preferenziali di cui al punto 5 della UNI EN 858-1.

Classe separatore	Densità dell'olio [g/cm ³]		
	Fino a 0,85	Da 0,85 a 0,90	Da 0,9 a 0,95
II	1	2	3
I	1	1,5	2
I-II	1	1	1

Tabella 24: Fattore di densità dell'olio

Tale è la portata che l'impianto deve essere in grado di trattare e che dovrà essere presa come dato fondamentale per il dimensionamento e la fornitura dei dispositivi.

Nel progetto in esame, si ottengono le portate di prima pioggia e il valore di NS di progetto riportati in tabella.

ID	Superficie trattanda [m ²]	Q [l/s]	NS _d
Vasca VPP	14818.2	74.10	80

Tabella 25 - Portate di prima pioggia e NS

Dalla norma UNI EN 858 si ricavano le caratteristiche del disoleatore.

Il punto 4.4 della norma UNI EN 858-2:2004 stabilisce il volume minimo del sedimentatore (che può essere separato o parte integrante del separatore di olii) in base alla quantità di fango prevista:

Quantità di fango prevista	Esempi	Volume minimo sedimentatore
Ridotta	Acque reflue di trattamento con volume di fango definito. Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di riferimento coperte.	100 NS / fd
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus, acque reflue da garage, aree di parcheggi veicoli, centrali elettriche, impianti e macchinari.	200 NS / fd

Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, macchine agricole, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300 NS / fd
---------	--	-------------

Tabella 26 - Parametri calcolo volume sedimentatore

Adottando un fattore di 100, valido per una media quantità di fango prevista, e il fattore massimo fd pari ad 1, si ottiene:

ID	NS di progetto	Volume minimo sedimentatore [m ²]
Vasca VPP	80	8.5

Tabella 27 - Risultati dimensionamento trattamento acque di prima pioggia

In sintesi, si è adottato un impianto di prima pioggia in continuo prefabbricato dotato di filtro a coalescenza e in grado di trattare almeno la portata di prima pioggia, garantendo in uscita una concentrazione di oli inferiori ai limiti di legge. Tale soluzione è stata preferita al tradizionale impianto di prima pioggia al fine di evitare l'inserimento di stazioni di pompaggio all'interno della struttura.

Le volumetrie previste sono riportate in seguito:

ID	W _{prima pioggia} [m ³]	W _{minimo sedimentatore} [m ³]	Area drenata [m ²]	Portata [l/s]
VPP	66.70	8.5	14818.2	150

Pozzetto scolmatore			Dissabbiatore			Disoleatore			Sversamento acc.		
Dimensioni esterne			Dimensioni esterne			Dimensioni esterne			Dimensioni esterne		
b [cm]	B [cm]	h [cm]	b [cm]	B [cm]	h [cm]	b [cm]	B [cm]	h [cm]	b [cm]	B [cm]	h [cm]
125	130	130	246	420	250	246	420	250	246	820	250

Tabella 28 - Dimensioni impianto di trattamento. B e b: base maggiore e base minore del manufatto; h: altezza manufatto.

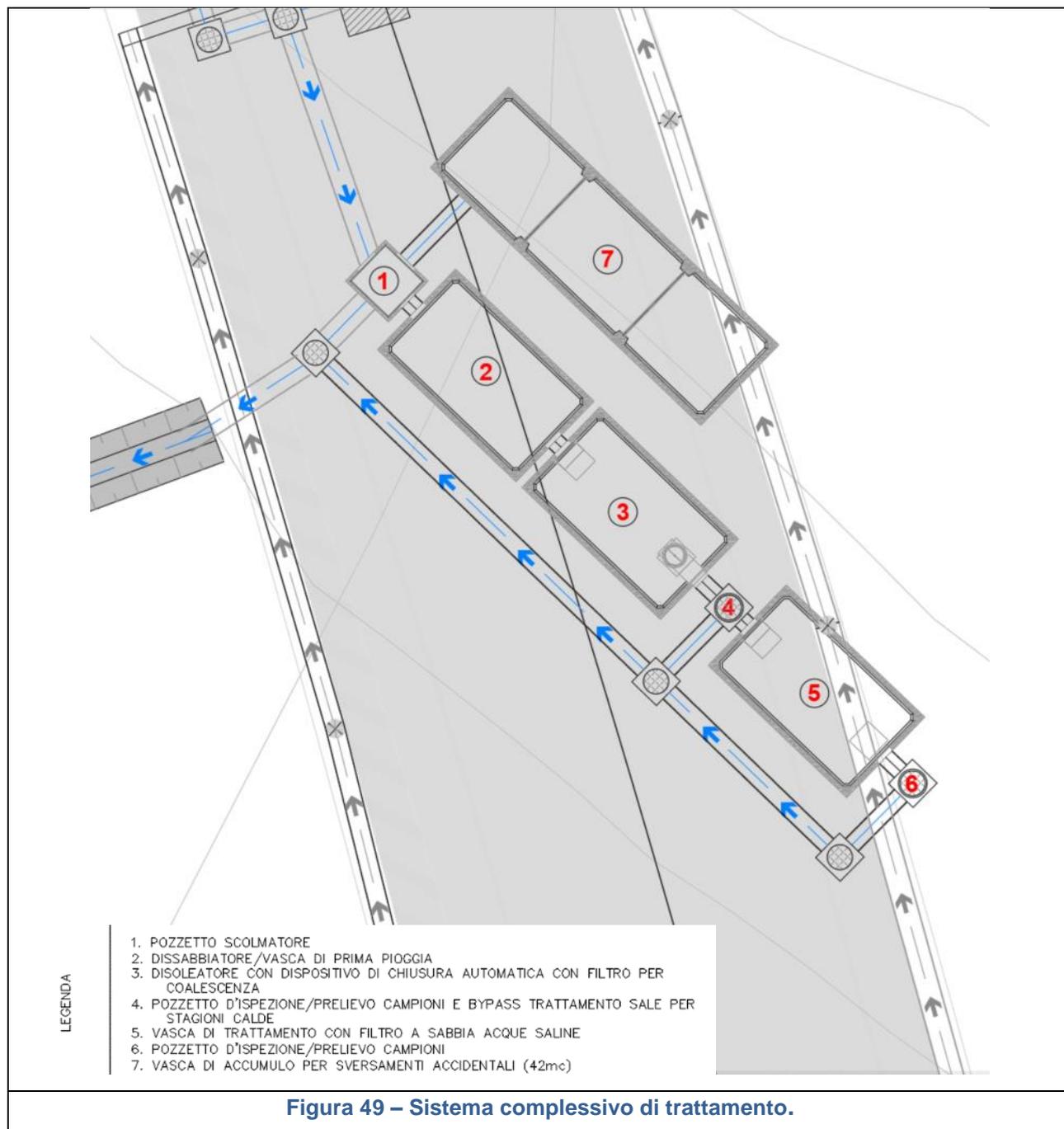
6.3.3 TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE AI FINI DELL'ABBATTIMENTO DEI SALI ANTIGELIVI

Il trattamento delle pavimentazioni stradali con sali antigelivi implica la permanenza dei sali nelle acque disciolte e il loro trasporto, attraverso le opere di collettamento e smaltimento delle normali acque meteoriche, verso il ricettore finale in questo caso identificato con il Torrente Castellano di Amatrice. Riversare una grande quantità di acque cariche di sali nel torrente potrebbe indurre una modifica della qualità delle stesse con alterazioni degli habitat naturali per la fauna ittica.

Al tal fine è stato introdotto un sistema di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento delle superfici stradali, in linea con il sistema di disoleazione, ai fine di migliorarne la qualità e mitigare l'impatto sul torrente.

Il sistema di trattamento dei sali funzionerà solo nel periodo invernale mentre nel periodo estivo le acque subiranno solo il trattamento di disoleazione. Questo per evitare un uso non necessario dei filtri e di conseguenza una maggiore manutenzione. Mediante un pozzetto ripartitore sarà possibile intervenire sul sistema e modificare il flusso delle acque.

Il sistema di trattamento dei sali è composto da una vasca di trattamento con filtro a sabbia.



La vasca consente di immagazzinare le acque per un tempo utile al deposito delle componenti più grossolane.

Il passaggio delle acque nel filtro a sabbia consente di diminuire la presenza dei sali presenti ancora nelle acque a valle dei precedenti trattamenti favorendo la precipitazione dei sali e abbattendo ulteriormente i solidi in sospensione. Nelle successive fasi progettuali saranno forniti i dettagli della progettazione del filtro per l'abbattimento dei sali, la quale verrà calibrata sulla tipologia di sali (in termini di presenza di additivi che ne modificano le caratteristiche) e sulle quantità impiegate.

Inoltre, al fine di ridurre ulteriormente il carico di sali in arrivo nel torrente si indurrà un processo di laminazione attraverso il rilascio lento e graduale delle acque dalla vasca di trattamento verso il canale di collettamento in cui confluiscono anche le seconde piogge.

7 CONCLUSIONI

Il presente documento ha illustrato le metodologie applicate ed i risultati ottenuti dallo studio idrologico - idraulico dei bacini idrografici principali e secondari nell'ambito dei Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale, 2 Lotto - dal km 48+800 al km 41+150. Altresì, il documento ha verificato la compatibilità idraulica dell'intervento.

In dettaglio, la relazione ha contestualizzato l'intervento in termini di inquadramento territoriale ed idrogeologico, confutando la presenza di vincoli idrogeologici di rischio e pericolosità idraulica. Il bacino del torrente Castellano di Amatrice, corso d'acqua interferente con l'intervento, è stato esaminato nel dettaglio, e ne sono state estratte le caratteristiche geomorfologiche di interesse per gli studi di modellazione fluviale.

Successivamente, è stato eseguito lo studio delle piogge. Sono state confrontate due metodologie: la regionalizzazione delle piogge intense prodotta dalla Fondazione Cima per la regione Marche, e il metodo d'inferenza statistica di Gumbel a partire dai dati storici di altezza di pioggia del pluviometro di Amatrice. Di questi metodi, è stato adottato il più cautelativo: Gumbel.

In analogia con l'analisi pluviometrica, lo studio di portate ha visto un ulteriore raffronto fra due approcci: la regionalizzazione delle portate al colmo prodotta dalla Fondazione Cima per la regione Marche, e il metodo della corrivazione con coefficiente di deflusso dedotto dalla correlazione fra uso del suolo e Curve Number. L'approccio maggiormente cautelativo è dato dal metodo di regionalizzazione della Fondazione Cima.

A studio idrologico completo, è stata verificata la compatibilità idraulica dell'intervento in accordo con le prescrizioni delle NTC e relativi aggiornamenti. Tale verifica è stata condotta nell'ipotesi di completa trasparenza idraulica dell'opera di presa che interessa il torrente Castellano di Amatrice appena a monte dell'intervento di progetto. Nonostante questa ragguardevole semplificazione cautelativa, i franchi idraulici sono dell'ordine dei 20m, rispettando di gran lunga le prescrizioni delle NTC.

In ultimo, è stato dimensionato il sistema di drenaggio del viadotto. I volumi meteorici intercettati dalla viabilità sono raccolti a bordo viabilità nella porzione fra cordolo stradale e banchina e, defluendo all'interno di caditoie collocate ad interasse opportunamente dimensionato, sono convogliati tramite condotte in PVC (DN315-500) alla vasca di trattamento delle acque di prima pioggia e dunque al recettore finale: il torrente Castellano di Amatrice.