Sanas
GRUPPO FS ITALIANE

Direzione Tecnica

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2) e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA: PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.

MANDANTI: erre.vi.a. S. R. L. RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE; sinergo

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:
Dott. ing. Vincenzo Catone

PROTOCOLLO: DATA:

IL PROGETTISTA:
Ing. Alberto Rinaldi – Società Erre.vi.a. Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 16951

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO – DOTT.ING. FORMICHI RICCARDO – Sez.A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione – n° A 18045

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO – DOTT ING ALBERTO RINALDI – Sez. A Settori: a) b) c) – n° A 16951

04 - IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idrologica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO: LO702M – LIV. PROG.: E – N. PROG.: 2101	T00ID00IDRRE01A.pdf		
	CODICE ELAB.: T00ID00IDRRE01	A	-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2023	IMBROGIANO	CAPRANI	RINALDI

INDICE

1. PREMESSA 2

2. NORMATIVA 3

3. INQUADRAMENTO DELL'AREA E DEFINIZIONE DEI BACINI IMBRIFERI 4

4. STUDIO IDROLOGICO 7

4.1. Regionalizzazione delle piogge – Procedura VAPI 7

4.2. La legge TCEV 7

4.3. Stima regionale dei parametri della TCEV 9

4.3.1. Primo livello di regionalizzazione 10

4.3.2. Secondo livello di regionalizzazione 11

4.3.3. Terzo livello di regionalizzazione 12

4.4. Piogge di massima intensità e breve durata 14

4.4.1. Leggi di probabilità pluviometrica 15

4.4.2. Ietogrammi di progetto 18

4.5. Stima delle portate di progetto per la verifica delle interferenze con i corsi d'acqua 19

4.6. Stima delle portate per la verifica idraulica degli attraversamenti idraulici esistenti 25

4.7. Stima delle portate di progetto per il dimensionamento delle opere di drenaggio della piattaforma stradale 27

4.7.1. Il metodo cinematico 27

4.7.2. Bacini afferenti ai fossi di guardia 29

4.7.3. Drenaggio stradale 30

5. DRENAGGIO DELLE VENUTE D'ACQUA IN GALLERIA 32

5.1. Galleria Guinza 32

1. PREMESSA

La presente relazione descrive gli studi idrologici finalizzati alla:

- stima delle portate di picco dei corsi d'acqua interferenti con le opere di progetto di nuova realizzazione e, in particolare, con le rotatorie di immissione al tratto della Galleria Guinza (lato Umbria e lato Marche);
- il dimensionamento della rete di drenaggio dell'intervento che prevede l'adeguamento a 2 corsie del tratto della Galleria 'Guinza' (Lotto 2) e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (Lotto 3).

Specificatamente, lo studio idrologico dei corsi d'acqua naturali è stato eseguito al fine di:

a) Definire la portata di riferimento per i successivi studi idraulici del torrente Lama e del torrente Sant'Antonio, con l'obiettivo ultimo di definire le zone di esondazione e l'eventuale presenza di zone di divagazione di potenziale interesse per le aree oggetto degli interventi;

b) Definire la portata di progetto per le opere di attraversamento del "Fosso del Casale" ed appurarne la compatibilità idraulica ai sensi delle Norme Tecnica di Attuazione del PAI dell'AdB del Fiume Tevere.

2. NORMATIVA

- DM 14 gennaio 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 Suppl. Ordinario n. 30;
- D. Lgs 152/06 art. 113 Smaltimento acque di piattaforma e autorizzazione degli scarichi
- Norme Tecniche Attuazione PAI AdB Fiume Tevere - 18 Luglio 2012;
- “Rapporto Finale sugli studi per l'aggiornamento del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)”, approvato con delibera del comitato istituzionale dell’Autorità dei Bacini Regionali n°6 del 21 novembre 2003;
- Regolamento del 20 febbraio 2006 n. 1/R “Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle b010ID--R0_ rel-idraulica-Tangenziale.doc 3 di 8 acque di lavaggio di aree esterne (Legge regionale 29 dicembre 2000 n. 61)”.

3. INQUADRAMENTO DELL'AREA E DEFINIZIONE DEI BACINI IMBRIFERI

L'area oggetto degli interventi è interessata da tre diversi corsi d'acqua (Figura 1):

- Il "fosso del Casale", che interseca la rotatoria di accesso alla galleria Guinza (km 0) – lato Umbria;
- Il torrente Lama, che scorre parallelamente all'asse stradale, in prossimità della rotatoria di accesso alla galleria Guinza – lato Umbria;
- Il torrente Sant'Antonio, che scorre parallelamente all'asse stradale, in prossimità del settore terminale dell'intervento progettuale (km 10) – lato Marche.

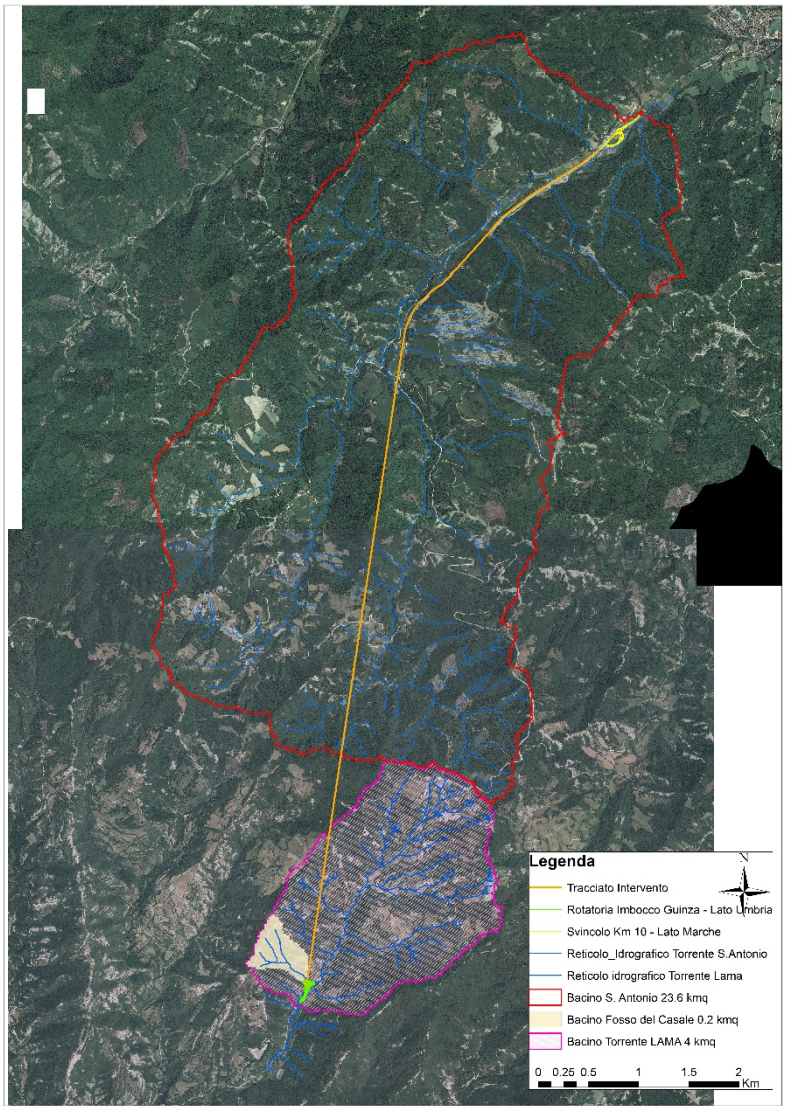

Figura 1 Inquadramento dell'area di studio con indicazione del reticolo idrografico e del tracciato stradale

La Figura 2 e la Figura 3mostrano i bacini imbriferi di alimentazione dei corsi d'acqua d'interesse per le opere in progetto.

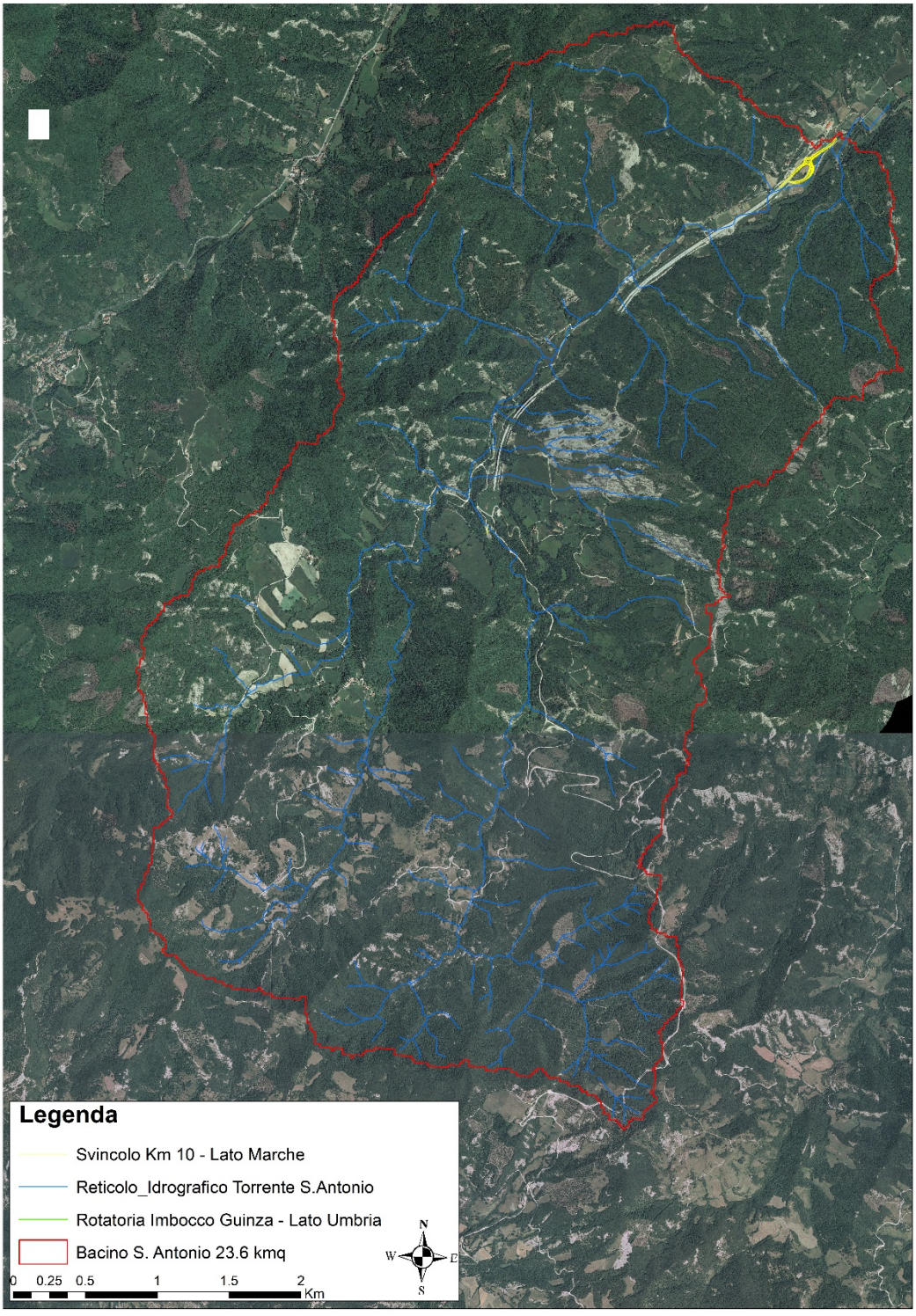

Figura 2 Bacino imbrifero del torrente S. Antonio, chiuso in corrispondenza del settore terminale dell'intervento progettuale (km 10) – lato Marche

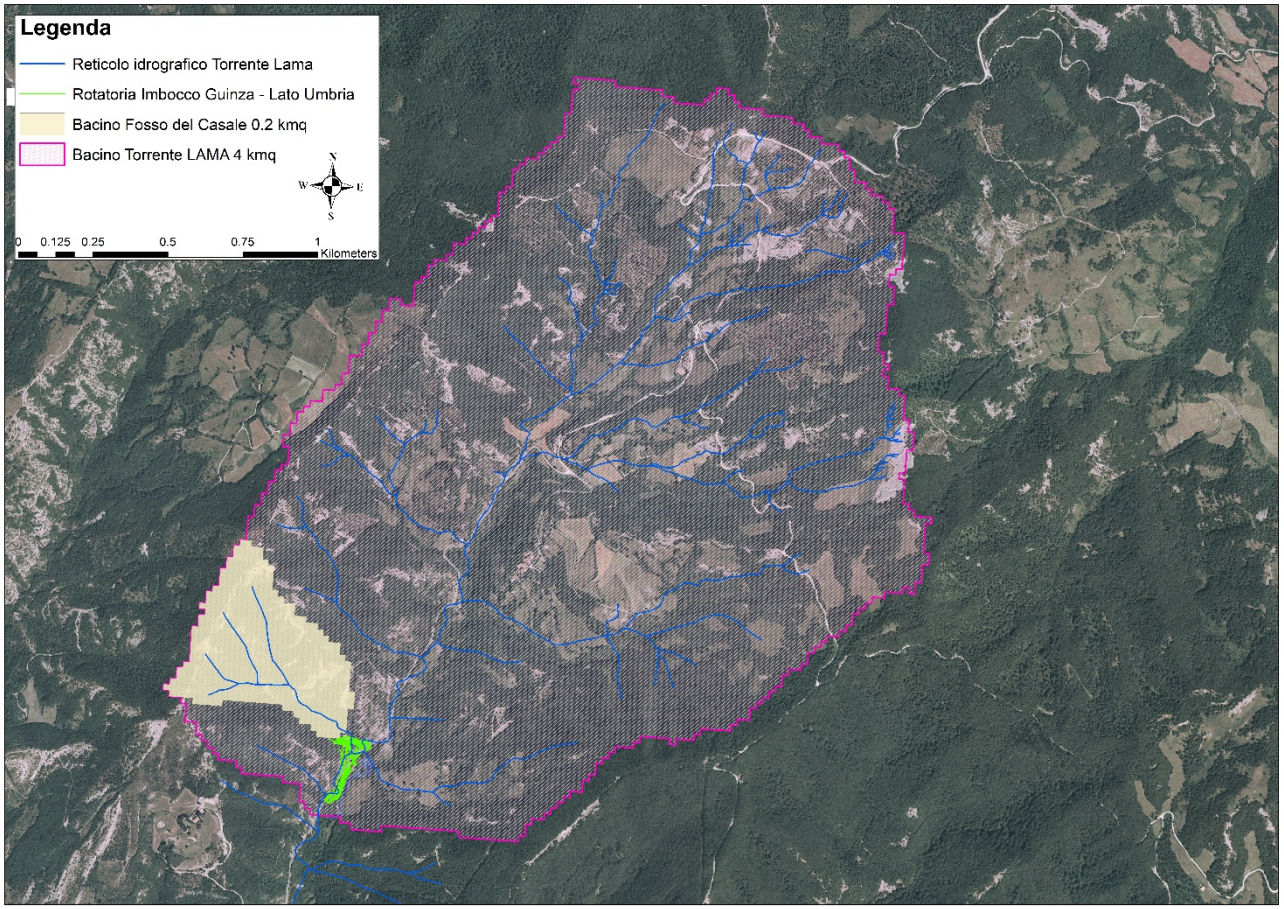

Figura 3 Bacini imbrifere del fosso del Casale e del torrente Lama, chiusi in corrispondenza della rotatoria di imbocco alla galleria Guinza.

La Tabella 1 riporta i valori morfometrici caratteristici dei tre bacini imbriferi.

Bacino	Area (km^2)	L (km)	i_m (%)	h_{max} (m slm)	h_{mean} (m slm)	h_{min} (m slm)
Fosso del Casale	0.2	0.82	48.56	850	722	575
Torrente Lama	4.13	3.8	40.6	968	769.5	550
Torrente Sant'Antonio	23.6	10.1	38.78	950	795	728

Tabella 1 Dati morfometrici caratteristici dei bacini imbriferi oggetto di studio

4. STUDIO IDROLOGICO

Per definire la forzante meteorologica è stato adottato un modello regionalizzato delle precipitazioni. Il modello ha permesso di definire i valori pluviometrici estremi con assegnato tempo di ritorno, applicabili ai singoli bacini in funzione del loro tempo di corrivazione.

Lo studio delle piogge è stato affrontato applicando il metodo proposto nel "Rapporto Finale sugli studi per l'aggiornamento del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)", approvato con delibera del comitato istituzionale dell'Autorità dei Bacini Regionali n°6 del 21 novembre 2003.

Il calcolo delle portate di progetto è stato affrontato attraverso:

- il metodo SCS-CN per quanto riguarda la stima delle portate di picco dei bacini naturali
- il metodo razionale per la parte relativa alle acque di piattaforma stradale;

In entrambi i casi sono stati utilizzati i valori di intensità di pioggia determinati attraverso l'elaborazione statistica dei dati di pioggia e l'applicazione della procedura VAPI.

4.1. Regionalizzazione delle piogge – Procedura VAPI

Gli afflussi naturali sono stati determinati, per assegnati tempi di ritorno, tramite l'impiego di piogge estreme regionalizzate nell'ambito del progetto VAPI-CNR dello studio del GNDCI (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche) con il modello probabilistico che adotta la distribuzione TCEV (Two-Component Extreme Value).

L'adozione di tale metodo d'indagine idrologica è stata ritenuta la più appropriata per l'area in esame, in quanto garantisce risultati già ampiamente testati e quindi ritenuti maggiormente robusti rispetto a quelli desumibili dai metodi tradizionali di elaborazione statistica.

4.2. La legge TCEV

La legge di distribuzione probabilistica per la variabile casuale h_d, massimo annuale dell'altezza di pioggia di durata oraria o sub-oraria d, è la Two Component Extreme Value (TCEV), secondo cui i valori estremi di una grandezza idrologica provengono da due diverse popolazioni: una degli eventi normali e un'altra degli eventi eccezionali (outliers), legati a differenti fenomeni meteorologici.

Tale distribuzione ha la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (log-normale, Gumbel, Fréchet, ecc.) riescono a rendere conto.

La funzione di distribuzione di probabilità della h_d è funzione di quattro parametri: $\Lambda_{b,d}$, $\Theta_{b,d}$, $\Lambda_{s,d}$ e $\Theta_{s,d}$, che esprimono il numero medio annuo di eventi indipendenti superiori a una soglia delle due popolazioni ($\Lambda_{b,d}$ e $\Lambda_{s,d}$) e il loro valore medio ($\Theta_{b,d}$ e $\Theta_{s,d}$) con $\Lambda_{b,d}$, $\Theta_{b,d}$ relativi ad una componente base contenente i valori medi e bassi e $\Lambda_{s,d}$, $\Theta_{s,}h_d$relativi ad una componente straordinaria contenente i valori più elevati.

$$P(h_d) = e^{\left(-\Lambda_{b,d} e^{-\frac{h_d}{\Theta_{b,d}}} - \Lambda_{s,d} e^{-\frac{h_d}{\Theta_{s,d}}}\right)}$$

RTP di progettazione: Mandataria: Mandanti:

Se si pone $\Theta^*=\Theta_{s,d}/\Theta_{b,d}$ e $\Lambda^*=\Lambda_{s,d}/\Lambda_{b,d}{}^{1/\theta^*}$, si può considerare la quaterna di parametri Λ^*, Θ^*, $\Lambda_{b,d}$ e $\Theta_{b,d}$. La funzione di distribuzione di probabilità della variabile casuale x=h_d (massimo annuale della pioggia di durata t) è espressa come segue:

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

Si può dimostrare che il coefficiente d'asimmetria $\xi(h_d)$ dipende soltanto dai parametri Λ^*e Θ^*, il coefficiente di variazione $\gamma(h_d)$ dipende dai parametri Λ^*, Θ^*e $\Lambda_{b,d}$ e la media $\mu(h_d)$ dipende dai parametri Λ^*, Θ^*, $\Lambda_{b,d}$,$\Theta_{b,d}$ che si esprime con:

$$\mu(h_d)=\left[\ln\Lambda_{b,d}+0{,}5772-\sum_{j=1}^{\infty}\frac{(-1)^j\Lambda^{*j}}{j!}\Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right)\right]\Theta_{b,d}$$

Nella quale, posto:

$$\beta=\left[\ln\Lambda_{b,d}+0{,}5772-\sum_{j=1}^{\infty}\frac{(-1)^j\Lambda^{*j}}{j!}\Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right)\right]$$

si pone:

$$P(h_d)=e^{\left(-\Lambda_{b,d}e^{-\beta\frac{h_d}{\mu_{h,d}}}-\Lambda^*\Lambda_{b,d}{}^{1/\Theta^*}e^{-\beta\frac{h_d}{\Theta^*\mu_{h,d}}}\right)}$$

Sostituendo nella precedente espressione il coefficiente di crescita K_T=h_d/μ_{hd} si ottiene:

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

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

$$T=\frac{1}{1-P\left(K_T\right)}$$

La formula non è esplicitabile in forma esatta, ma può essere invertita con la seguente espressione approssimata, valida per:

$$0{,}1 \le \Lambda^* \le 0{,}9 \quad \text{e} \quad 1{,}1 \le \Theta^* \le 10$$

Posto: $x = \ln\{-\ln[-P(k_T)]\}$ $x_0 = \frac{\Theta^*}{1-\Theta^*}\ln\Lambda^*$ $A = 0{,}8288\left(\Theta^* - 0{,}4315\right)^{0{,}3456}$

- per $x \le x_0$: $k = \frac{x + Ae^{-B_1(x-x_0)^{C_1}}}{\beta}$

con $B_1 = 1{,}345\frac{\Theta^* - 1}{\left(\Theta^* - 1{,}092\right)^{0{,}9319}}$ e $C_1 = 0{,}8118 + 0{,}2453e^{-0{,}1731\left(\Theta^* - 1\right)}$

- per $x \ge x_0$: $k = \frac{\Theta^*\left(x + \ln\Lambda^*\right) + Ae^{-B^{2\left(x-x_0\right)^{C_2}}}}{\beta}$

con $B_2 = 0{,}6501\left(\Theta^* - 1\right) + 0{,}009705\left(\Theta^* - 1\right)^2$ e $C_2 = 1 + 0{,}08680\left(\Theta^* - 1\right)^{0{,}5942}$

4.3. Stima regionale dei parametri della TCEV

Nel caso delle piogge intense, il numero degli eventi straordinari registrati da un singolo pluviometro è molto basso; ciò rende impossibile una stima efficace dei parametri della componente alta facendo riferimento alle singole serie di osservazioni.

È necessario quindi far ricorso a metodi regionali, in modo da utilizzare per la stima dei parametri tutte le osservazioni di una regione pluviometricamente omogenea. Il concetto di omogeneità pluviometrica risulterà definito dal modo in cui si sviluppa la procedura di regionalizzazione. Con regionalizzazione delle variabili Xi (i = 1 … n) s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Nel caso di variabili distribuite sul territorio, come le piogge, si richiede generalmente che tali raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici. Secondo la procedura proposta da Versace e al. (1989), si considerano tre livelli di regionalizzazione:

I. Regioni omogenee rispetto ai parametri e Λ^*, Θ^*, da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente d'asimmetria ξ (ht)

II. Zone omogenee rispetto ai parametri Λ^*, Λ^1 e Θ^* da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione Y(ht)

III. Sottozone omogenee rispetto ai parametri, e , dai cui dipende la media μ(ht)

Per definire le precipitazioni di progetto per i vari tempi di ritorno si è fatto riferimento al Progetto VAPI, sviluppato presso l'Università degli Studi Roma Tre (Calenda e Cosentino, 1996) per la regionalizzazione di un'ampia zona dell'Italia Centrale, tra il promontorio di Piombino e la foce del Garigliano. Il progetto VAPI ha suddiviso l'intero territorio nazionale ed ha sviluppato la procedura per il calcolo della precipitazione sotto tre livelli di regionalizzazione. Questo progetto consente di selezionare i parametri statistici della precipitazione in una zona precisa dell'Italia, compresa nel territorio analizzato dal progetto VAPI; nello specifico la zona oggetto di studio ricade nella zona B2.

La distribuzione di probabilità delle massime altezze di pioggia giornaliere, hd, è espressa nella forma:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_1 e^{-\left(\frac{h_d}{\mu_{hd}}\beta\right)} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\left(\frac{h_d}{\theta_* \mu_{hd}}\beta\right)}}$$

dove μhd indica il valore medio delle massime altezze giornaliere, Λ* e Θ* sono due parametri da cui dipende il coefficiente di asimmetria della distribuzione, Λ1 è un parametro che insieme ai due precedenti determina il coefficiente di variazione, e β è una funzione dei tre precedenti parametri.

4.3.1. Primo livello di regionalizzazione

Al primo livello di regionalizzazione si è dovuta respingere l'ipotesi di un'unica regione omogenea rispetto al coefficiente d'asimmetria, che non è risultata accettabile. Il territorio è stato quindi suddiviso in tre regioni omogenee, definite:

- zona A (Tirrenica), che interessa la fascia del litorale tirrenico e si protende all'interno lungo le valli dei principali corsi d'acqua;
- zona B (Appenninica), che interessa l'ampia fascia dell'Appennino propriamente detto, con le propaggini dei colli Albani, e i monti Lepini, Ausoni e Aurunci, nonché, separati da questa zona, i gruppi montuosi nell'entroterra tirrenico a nord-ovest del Tevere (i massicci dell'Amiata e del Cetona con i monti Vulsini; e i monti Cimini con i monti della Tolfa e i monti Sabatini);
- zona C (Adriatica), che interessa una ristretta fascia del litorale adriatico e si protende con ristrette lingue lungo le valli dei corsi d'acqua.

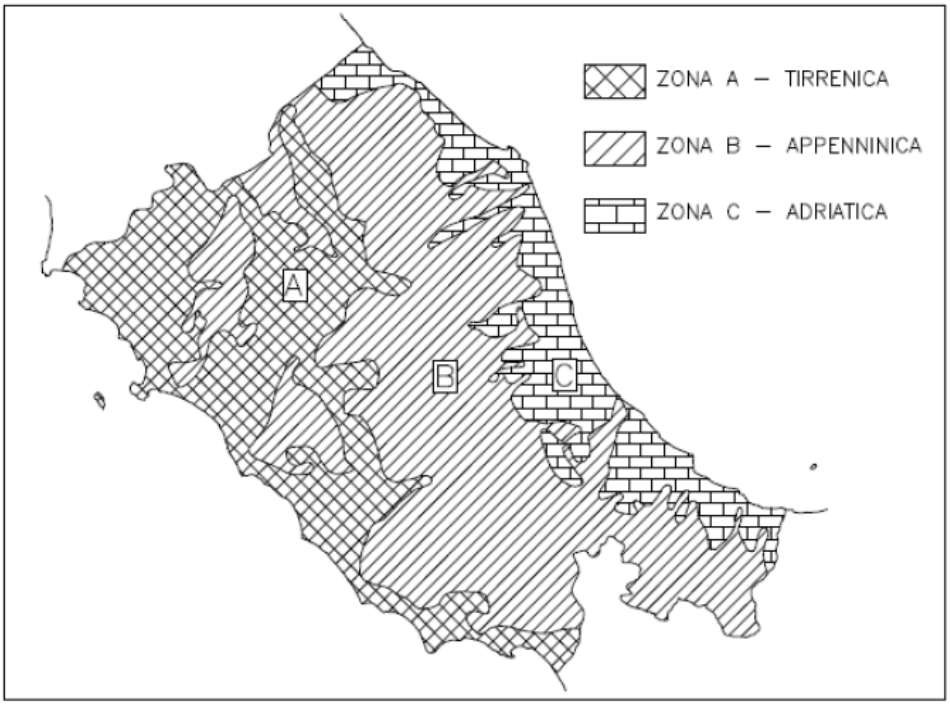

Figura 4 Zone Omogenee del I e II livello di regionalizzazione.

I valori regionali dei parametri Λ* e Θ*, sono riportati nella tabella seguente.

ZONA	Λ_*	Θ_*
A	0.174	3.490
B	0.762	1.241
C	0.795	2.402

Tabella 2 Parametri del I livello di regionalizzazione

4.3.2. Secondo livello di regionalizzazione

Al secondo livello di regionalizzazione sono state considerate le stesse tre regioni individuate al primo livello. L'ipotesi che ciascuna fosse omogenea anche rispetto al coefficiente di variazione è risultata accettabile. I parametri Λ_1 e β determinati al secondo livello di regionalizzazione per le tre zone, sono indicati in Tabella 3.

ZONA	Λ_1	β
A	29.31	4.480
B	22.02	4.359
C	27.81	5.301

Tabella 3 Parametri del II livello di regionalizzazione

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della relazione, che consente di ricavare, fissato un valore del periodo di ritorno (T), il corrispondente valore del coefficiente di crescita KT. Come già esposto per la

distribuzione TCEV tale relazione non è esplicitabile per cui si riportano in Tabella 3 i valori di KT ottenuti numericamente per alcuni valori del periodo di ritorno.

Tr (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	300	500	1000
K_T (SZO A)	0.89	1.22	1.49	1.84	1.97	2.29	2.45	2.98	3.52	3.84	4.23	4.77
K_T (SZO B)	0.96	1.25	1.45	1.64	1.70	1.83	1.89	2.07	2.26	2.39	2.51	2.70
K_T (SZO C)	0.90	1.29	1.59	1.90	2.01	2.22	2.32	2.64	2.96	3.14	3.38	3.70

Tabella 4 Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita KT per le piogge giornaliere per diversi TR.

Nella pratica generalmente si fa riferimento alla seguente espressione semplificata:

$$K_T = \left(\frac{\Theta_* ln\Lambda_*}{\beta} + \frac{ln\Lambda_1}{\beta}\right) + \frac{\Theta_*}{\beta} lnT$$

che, dati i valori assunti dai parametri della distribuzione TCEV nell'area esaminata, diventa:

(SZO A) $K_T = -0.6086 + 0.779\ ln(T_R)$

(SZO B) $K_T = 0.6419 + 0.289\ ln(T_R)$

(SZO C) $K_T = 0.5296 + 0.459\ ln(T_R)$

Per valori del tempo di ritorno superiori a 10 anni, l'errore nell'uso delle espressioni semplificate è sempre inferiore al 10%.

4.3.3. Terzo livello di regionalizzazione

Al terzo livello di regionalizzazione sono state individuate delle zone omogenee in cui è accettabile l'ipotesi che la media del massimo annuale dell'altezza giornaliera μ(hg), che prende il nome di pioggia indice, dipenda linearmente dalla sola quota z della stazione:

$$\mu(h_g) = cz + d$$

I parametri della precedente espressione non assumono unico valore per l'intera regione esaminata: è stato invece possibile identificare delle aree pluviometriche omogenee (APO), in ognuna delle quali se ne può ottenere una stima univoca. Sono state individuate 78 APO (Aree Pluviometriche Omogenee), rappresentate in Figura 5, in cui i parametri della regressione assumono i valori indicati in Tabella 5.

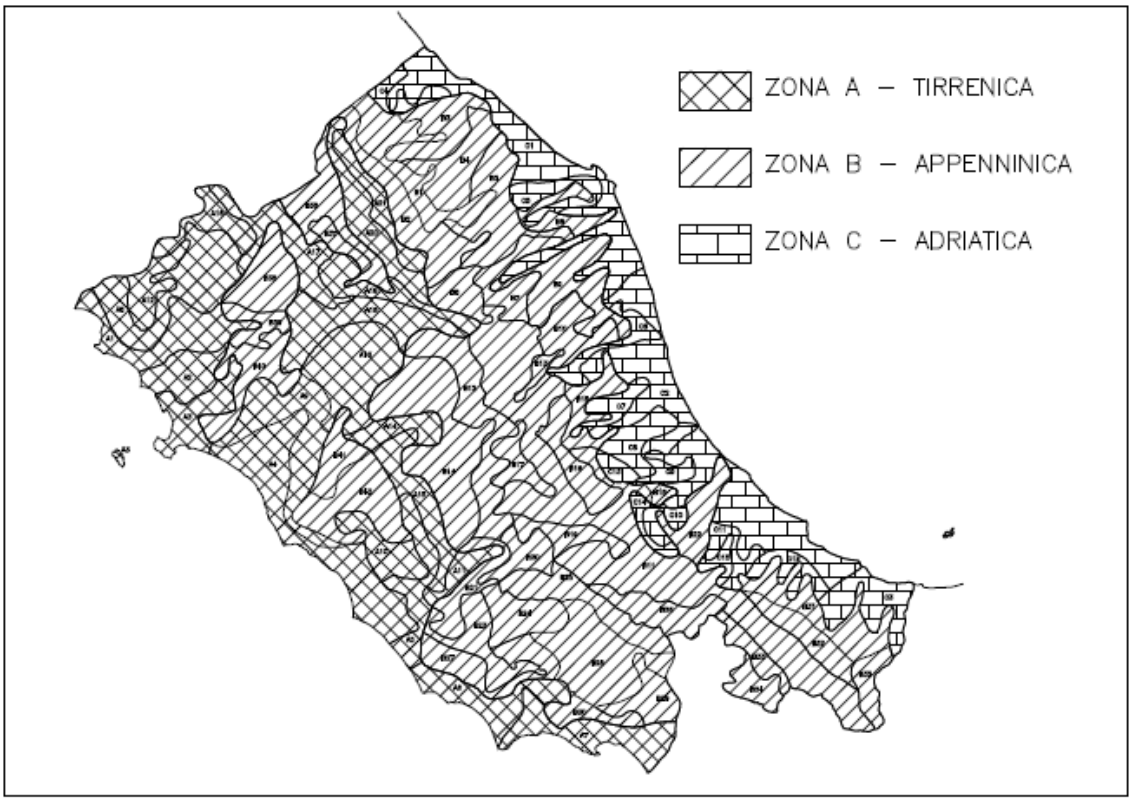

Figura 5 Aree Pluviometriche Omogenee (APO) del III livello di regionalizzazione.

Sottozona	N	c (mm/m)	d (mm)
A1	10	0.01892	55.64
A2	8	0.02785	59.22
A3	9	0.02738	64.43
A4	13	0.03390	67.67
A5	7	0.03031	60.09
A6	8	0.13518	66.15
A7	7	0.03582	67.72
A8	16	0.01680	62.79
A9	7	0.02671	61.61
A10	5	0.06301	67.83
A11	3	0.07624	41.70
A12	6	0.01510	72.77
A13	9	0.02714	50.42
A14	4	0.02517	62.33
A15	4	0.03647	68.78
A16	4	0.02592	52.00
A17	7	0.10165	15.14
A18	11	0.02208	58.80
A19	5	0.03408	41.11
A20	7	0.03637	49.62
A21	4	0.02854	43.38
B1	13	0.03028	43.52
B2	5	0.02250	42.59
B3	11	0.03478	49.18
B4	10	0.02747	62.61
B5	13	0.03136	53.96
B6	6	0.03764	44.54
B7	9	0.01863	49.36
B8	4	0.02219	50.91
B9	16	0.04546	46.32
B10	9	0.04145	37.12
B11	44	0.02300	35.60
B12	13	0.04292	45.49
B13	2	0.01793	20.47
B14	13	0.05343	55.04
B15	6	0.00153	69.69
B16	12	0.02565	22.88
B17	5	0.00722	64.41
B18	3	0.00128	62.43

Sottozona	N	c (mm/m)	d (mm)
B19	6	0.01418	36.02
B20	5	0.01098	57.23
B21	6	0.15691	16.83
B22	7	0.01890	76.65
B23	5	0.04972	60.54
B24	7	0.07960	30.38
B25	10	0.02089	64.28
B26	9	0.13532	-48.29
B27	5	0.05786	67.35
B28	12	0.03599	63.48
B29	5	0.03152	87.30
B30	4	0.05066	68.93
B31	11	0.00116	60.07
B32	7	0.04004	27.64
B33	6	0.01264	54.93
B34	4	0.25615	-85.09
B35	5	0.07432	15.64
B36	7	0.05270	40.46
B37	2	0.03513	33.42
B38	10	0.01874	40.79
B39	4	0.04514	38.13
B40	8	0.04250	58.21
B41	4	0.08894	34.37
B42	9	0.02237	71.20
C1	19	0.00482	57.46
C2	34	0.02822	64.04
C3	8	0.05900	42.12
C4	5	0.06381	49.63
C5	6	0.01574	61.16
C6	5	0.01374	58.39
C7	5	0.00985	62.40
C8	7	0.07690	50.19
C9	6	0.02767	51.23
C10	7	0.11377	38.98
C11	5	0.02573	57.44
C12	4	0.02395	44.17
C13	3	0.04634	-5.21
C14	4	0.03330	32.01
C15	4	0.00655	57.57

Tabella 5 III livello di regionalizzazione: parametri della regressione della media sulla quota.

4.4. Piogge di massima intensità e breve durata

Considerata la relativa limitatezza dei dati pluviografici rispetto alla quantità di dati pluviometrici, è stato elaborato un modello probabilistico, relativo alle piogge brevi che impiega l'informazione regionale stabilita per i massimi annuali delle piogge giornaliere. Per impiegare l'informazione regionale, si è assunta l'ipotesi che la curva di crescita, stabilita per i massimi delle piogge giornaliere, sia valida anche per rappresentare la distribuzione di probabilità dei coefficienti probabilistici di crescita dei massimi annuali delle piogge di durata inferiore.

4.4.1. Leggi di probabilità pluviometrica

Per l'elaborazione delle precipitazioni intense di breve durata si è adottata la legge intensità-durata frequenza (IDF) a tre parametri:

$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b+t)^m}$$

dove:

- b [h] è un parametro di trasformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata t, sia dal tempo di ritorno;
- m è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno;
- a(T) è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La formulazione precedente può essere scritta come segue:

$$i_t(T) = i_0(T)\left(\frac{b}{b+t}\right)^m$$

dove $i_0(T)$ è l'intensità istantanea con tempo di ritorno T. La pioggia indice è data dalla media di i_t che risulta:

$$\mu_{it} = \mu_{i0}\left(\frac{b}{b+t}\right)^m \quad [1]$$

dove μ_{i0} è la media dell'intensità istantanea.

Dunque il coefficiente di crescita da introdurre nella distribuzione TCEV è espresso come:

$$K_T = \frac{i_t}{\mu_{i0}}\left(\frac{b+t}{b}\right)^m$$

L'esponente *m* e il parametro di deformazione temporale *b* sono stati assunti indipendenti dal tempo di ritorno *T*, in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno; per ricavare tali parametri sono state fatte le seguenti ipotesi:

A. sul tutto il territorio considerato:

1) l'intensità media di 24 ore (μ_{i24}) è proporzionale all'intensità media giornaliera (μ_{ig}):

$$\mu_{i24} = \delta\, \mu_{ig}$$

dove il coefficiente di proporzionalità è assunto costante su tutto il territorio considerato con valore δ =1.15

2) il rapporto tra l'intensità media della pioggia di 5' e quella della pioggia oraria è costante su tutta l'area esaminata, assunto pari al valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma (Macao)

$$r = \frac{\mu_{i5'}}{\mu_{ih}} = \left(\frac{b+1}{b+0.0833}\right)^m = 3.36$$

da cui si ricava per ciascuna zona omogenea il coefficiente di trasformazione temporale:

$$b = \frac{1 - 0.0833 r^{\frac{1}{m}}}{r^{\frac{1}{m}} - 1}$$

B. sulle zone omogenee identificate per i massimi giornalieri dell'anno:

3) l'intensità istantanea media μ_{i0} è dipendente dalla quota z della stazione pluviometrica secondo la relazione:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{ht}(z)}{\bar{\mu}_{ht}}$$

dove μ_{i0} e μ_{ht} sono la media sulla zona omogenea di μ_{i0} e μ_{it}.

L'ipotesi 1) è confermata con buona approssimazione dall'esame dei rapporti δ di tutte le stazioni dell'area studiata. Da essa discende che anche per μ_{i24} vale una relazione lineare con la quota:

$$\mu_{i24} = \delta \frac{cz + d}{24}$$

L'ipotesi 2) è suffragata da ricerche condotte su scala mondiale da diversi autori (Calenda et al., 1995); l'ipotesi 3) è stata dedotta dai dati, anche se il numero molto ridotto delle stazioni pluviografiche presenti in ciascuna sottozona non autorizza a conclusioni definitive.

Da tali ipotesi, si ricava quindi:

RTP di progettazione: *Mandataria:* *Mandanti:*
PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. — ertevia S.R.L. RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE — sinèrgo

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{i24}(z)}{\bar{\mu}_{i24}} = \delta \frac{cz + d}{24\,\bar{\mu}_{i24}}$$

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{cz + d}{24}$$

Dalla [1] si ottiene:

$$\mu_{i0}(z) = \mu_{i24}(z) \left(\frac{b + 24}{b}\right)^m$$

per cui:

$$m = \frac{ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{ln\left(\frac{b + 24}{b}\right)} = \frac{ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{ln\left(1 + \frac{24(r^{\frac{1}{m}} - 1)}{1 - 0.0833 r^{\frac{1}{m}}}\right)}$$

Quest'ultima costituisce un'equazione implicita, la cui soluzione fornisce il valore di *m*, con il quale a sua volta è possibile valutare i parametro *b*. I valori regionali dei parametri *b*, *m*, μ_{i0}/μ_{i24} che compaiono nelle espressioni precedenti sono riportati in Tabella 6.

Sottozona	b(h)	m	$\overline{\mu}_{i0}/\overline{\mu}_{i24}$
A1	0.1660	0.7810	4.890
A2	0.1528	0.7597	4.683
A3	0.1454	0.7478	4.574
A4	0.1705	0.7881	4.962
A5	0.1621	0.7748	4.828
A6	0.1137	0.6955	4.150
A7	0.1054	0.6816	4.054
A8	0.1323	0.7263	4.389
A9	0.1502	0.7555	4.645
A10	0.1415	0.7415	4.518
A11	0.1744	0.7943	5.026
A12	0.1251	0.7145	4.293
A13	0.1484	0.7526	4.618
A14	0.1521	0.7586	4.673
A15	0.1326	0.7269	4.393
A16	0.1427	0.7434	4.535
A17	0.1728	0.7917	5.000
A18	0.1498	0.7549	4.639
A19	0.1729	0.7919	5.002
A20	0.1456	0.7482	4.577
A21	0.1437	0.7450	4.549
B1	0.1168	0.7006	4.188
B2	0.1603	0.7718	4.799
B3	0.1252	0.7146	4.294
B4	0.1015	0.6748	4.010
B5	0.1302	0.7230	4.361
B6	0.1354	0.7314	4.431
B7	0.1275	0.7185	4.325
B8	0.1768	0.7981	5.066
B9	0.1455	0.7479	4.575
B10	0.1136	0.6953	4.149
B11	0.1035	0.6782	4.032
B12	0.1097	0.6887	4.102
B13	0.0685	0.6173	3.730
B14	0.1380	0.7357	4.468
B15	0.1048	0.6804	4.047
B16	0.1051	0.6811	4.051
B17	0.0889	0.6532	3.884
B18	0.1167	0.7005	4.187

Sottozona	b(h)	m	$\overline{\mu}_{i0}/\overline{\mu}_{i24}$
B19	0.1135	0.6951	4.148
B20	0.1170	0.7010	4.190
B21	0.1585	0.7690	4.772
B22	0.1101	0.6895	4.108
B23	0.1398	0.7387	44.94
B24	0.1040	0.6792	4.038
B25	0.0986	0.6700	3.980
B26	0.0908	0.6565	3.902
B27	0.1366	0.7335	4.449
B28	0.1168	0.7007	4.188
B29	0.0895	0.6192	3.889
B30	0.1222	0.7097	4.256
B31	0.0902	0.6555	3.896
B32	0.1071	0.6844	4.073
B33	0.0806	0.6389	3.813
B34	0.0940	0.6620	3.933
B35	0.0977	0.6684	3.971
B36	0.1434	0.7446	4.545
B37	0.1141	0.6962	4.156
B38	0.1670	0.7826	4.906
B39	0.0971	0.6674	3.965
B40	0.1136	0.6953	4.149
B41	0.1673	0.7830	4.911
B42	0.1279	0.7390	4.329
C1	0.1408	0.7403	4.508
C2	0.1107	0.6905	4.115
C3	0.1156	0.6986	4.173
C4	0.1123	0.6932	4.134
C5	0.1401	0.7395	4.333
C6	0.0957	0.6650	3.950
C7	0.1129	0.6942	4.141
C8	0.1001	0.6725	3.996
C9	0.1076	0.6852	4.079
C10	0.1034	0.6781	4.031
C11	0.1101	0.6895	4.108
C12	0.1100	0.6894	4.107
C13	0.0821	0.6414	3.825
C14	0.0897	0.6197	3.892
C15	0.0863	0.6488	3.861

Tabella 6 III livello di regionalizzazione delle piogge intense: parametri regionali delle relazioni IDF.

4.4.2. Ietogrammi di progetto

Il modello di trasformazione afflussi-deflussi, che verrà esposto nei seguenti paragrafi, utilizza idrogrammi sintetici uniformi di durata pari al tempo di concentrazione o corrivazione del bacino.

Gli ietogrammi sono stati ricavati dalla regionalizzazione descritta nel capitolo precedente.

Per l'area in esame è stata determinata la zona omogenea di appartenenza e quindi la relativa sottozona; in particolare:

- I e II livello di regionalizzazione **B**
- III livello di regionalizzazione **B2**

regione	Λ*	Θ*	Λ1	β
B	0.762	1.241	22.02	4.359

sottozona	c [mm/m]	d[mm]	b[h]	m	μi0/μi24	z [m.s.l.m]
B2	0.0225	42.59	0.10629	0.77183	47.99	717

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche di piattaforma è stato progettato con un tempo di ritorno pari a TR= 50 anni. Le verifiche idrauliche relative ai corsi d'acqua, invece - in accordo *all'art.33 - comma 7 delle NTA PAI dell'ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere* – sono state condotte riferendosi ad un tempo di ritorno pari a TR= 200 anni.

Si riportano di seguito i parametri pluviometrici di progetto, relativi ad eventi di pioggia di durata superiore ed inferiore all'ora:

TR	a	n (t≥1h)	n (t<1h)
5	30.9	0.228	0.422
10	46.7	0.228	0.422
20	52.9	0.228	0.422
25	54.8	0.228	0.422
50	**61.1**	**0.228**	**0.422**
100	66.7	0.228	0.422
200	**72.9**	**0.228**	**0.422**
300	77.0	0.228	0.422

4.5. Stima delle portate di progetto per la verifica delle interferenze con i corsi d'acqua

Le portate di progetto per i corsi d'acqua naturali sono state valutate con riferimento al tempo di ritorno T_R= 200 anni, così come indicato nell'art.33 - comma 7 delle NTA PAI dell'ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere.

Considerate le peculiarità dei bacini imbriferi in questione (e.g., estensione areale, pendenza media, ecc.), si è scelto di adottare – ai fini della stima delle portate di picco – il metodo SCS-CN sviluppato dal *Soil Conservation Service* degli Stati Uniti.

La metodologia richiede il calcolo del tempo di corrivazione t_c (il tempo che impiega la particella di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino) del bacino im brifero. Il valore di t_c può essere stimato attraverso la formula di Mockus:

$$t_c = 0.57 \cdot \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7} \quad [ore]$$

dove:

- s è la pendenza media del bacino (di versante) [%]
- L è la lunghezza dell'asta [m]

Per confronto, t_c è stato valutato anche adottando ulteriori classiche formulazioni di letteratura:

Formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

dove:

- S (km^2) superficie del bacino idrografico
- *I* pendenza media dell'asta principale ottenuta dal rapporto tra la differenza delle quote massima e minima del bacino e la lunghezza dell'asta.

Formula di Kirpich:

$$t_c = 0.945 \, (L^3 / \Delta H)^{0.385}$$

dove:

- L (km) lunghezza dell'asta fluviale
- ΔH (m) dislivello altimetrico tra gli estremi del corso d'acqua principale

Formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1{,}5 \cdot L}{0{,}8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

- S (km^2) area del bacino idrografico
- L(km) lunghezza dell'asta principale
- H (m s.l.m.) quota altimetrica media del bacino
- H_0 (m s.l.m.) quota altimetrica della sezione di chiusura

Corso d'acqua	tc (h)			
	Mockus	Ventura	Kirpich	Giandotti
Fosso del Casale	0.25	0.1	0.09	0.31
Torrente Lama	0.9	0.78	0.43	1.17
Torrente Sant'Antonio	1.87	4.16	1.7	5.28

Tabella 7 Valori del tempo di corrivazione per i diversi bacini, ottenuti attraverso l'applicazione di differenti formule di letteratura

Sulla base dei parametri che caratterizzano la morfologia dei bacini e dal confronto dei valori indicati in tabella, si è scelto di adottare i valori di tc ottenuti dall'applicazione del metodo di Mockus.

Il metodo SCS-CN si fonda sulla determinazione del Curve Number (CN), parametro adimensionale decrescente in funzione della permeabilità, intesa come caratteristica globale del tipo e dell'uso del suolo.

La sua determinazione è funzione del grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato, della tipologia pedologica e litologica dei suoli e dell'uso del suolo. Il suo valore è compreso tra 0 (superficie totalmente permeabile) e 100 (superficie totalmente impermeabile).

Nell'applicazione del metodo sono previste tre classi del grado di umidità del terreno: I, II e III, in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento esaminato (Antecedent Moisture Condition): molto asciutto (<50 mm), standard (tra 50 e 110 mm) e molto umido (oltre 110 mm).

Il valore del parametro CNIII si ottiene dalla relazione seguente a partire dal CNII:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057 CN_{II}}$$

Per i bacini di studio, in ragione delle caratteristiche climatiche, morfologiche e di permeabilità, si è ritenuto opportuno utilizzare il valore di CN corrispondente alla classe AMC-tipo III. Per lo studio relativo al tempo di ritorno T_R = 200 anni risulta opportuno supporre uno stato significativo di umidità e di saturazione dei terreni.

Il bacino scolante viene analizzato suddividendo l'intera superficie, in base al tipo e all'uso del suolo, in zone omogenee caratterizzate dal medesimo valore del parametro CN.

La stima del parametro CN, con riferimento ai bacini oggetto di studio, è stata eseguita attraverso l'uso di tabelle, derivate dalla sezione di idrologia del National Engineering Handbook del SCS, che classificano il suolo in base a tre voci per quanto riguarda l'insieme delle condizioni del suolo e in base a quattro gruppi (definiti in base al tipo di suolo) per quanto riguarda la capacità di infiltrazione. Le tre voci che descrivono le condizioni del suolo sono: uso del suolo (colture disposte a file, pascoli, boschi, etc.), trattamento della superficie (solchi diritti, solchi a reggipoggio, cioè secondo le linee di livello, solchi a reggipoggio e terrazzamenti) e condizione di drenaggio (cattivo, discreta, buono). I quattro gruppi secondo i quali si classificano i suoli dal punto di vista della possibilità di infiltrazione sono:

A. suoli a basso potenziale di scorrimento (sabbia e ghiaia);

B. suoli a tasso di infiltrazione moderato (tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana);

C. suoli a tasso di infiltrazione basso (tessitura da moderatamente fine a fine);

D. suoli ad alto potenziale di scorrimento (argille).

Per l'uso del suolo il riferimento utilizzato è stata la cartografia Corine (Progetto CORINE-Land Cover della Commissione Europea) che fornisce dati della copertura del suolo alla scala nominale 1:100.000 in base ad una struttura su tre livelli. Nel caso in esame è stato preso in considerazione il terzo livello essendo di maggior dettaglio.

Invece, per quanto concerne la permeabilità dei suoli, è stata adottata la Mappa dei Suoli della Comunità Europea digitalizzata a scala 1:1.000.000 che classifica i suoli in base al database HYPRES (HYdraulic PRoperties of European Soil) con l'individuazione di soli cinque raggruppamenti delle diverse categorie granulometriche classificate dall'USDA (Figura 6)

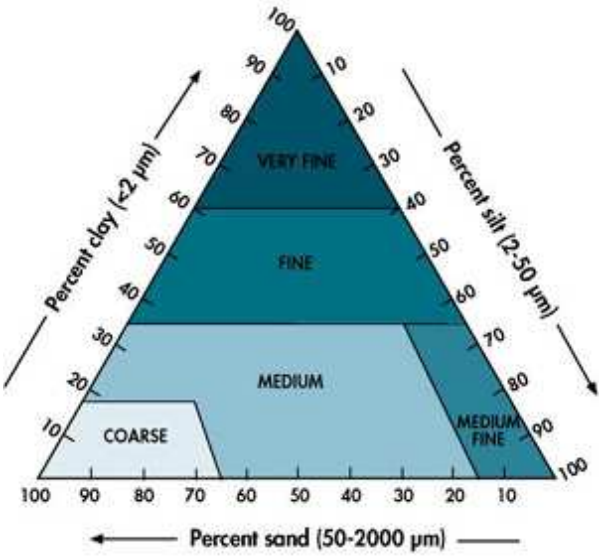

Figura 6 Grafico per la classificazione dei suoli

Tale classificazione risulta facilmente assimilabile alle quattro classi di possibilità di infiltrazione indispensabili per la definizione del CN (Tabella 8).

Corso d'acqua	tc (h)			
	Mockus	Ventura	Kirpich	Giandotti
Fosso del Casale	0.25	0.1	0.09	0.31
Torrente Lama	0.9	0.78	0.43	1.17
Torrente Sant'Antonio	1.87	4.16	1.7	5.28

Tabella 8 Definizione delle classi di suolo ai fini dell'applicazione del metodo CN

Ai fini dello studio della propagazione dei deflussi, il metodo di trasformazione afflussi – deflussi utilizzato per effettuare la separazione delle piogge, di tipo concettuale, è quello del SCS (Soil Conservation Service) – CN.

Brevemente, il procedimento consente la determinazione del volume V di deflusso corrispondente alla pioggia netta, capace di generare lo scorrimento superficiale delle acque, con la seguente formulazione:

$$V = (h - 0{,}2S)^2/(h + 0{,}8S)$$

ove *h* è l'altezza di pioggia lorda prima calcolata in corrispondenza di un evento con assegnato tempo di ritorno ed S, che rappresenta il massimo volume di invaso del suolo, è definito come:

$$S = 25.4(1000/CN-10)$$

Il volume di pioggia netta così calcolato rappresenta il volume specifico di deflusso, espresso in mm/m^2, ovvero in mm di pioggia per ogni m^2 di superficie.

La grandezza t_a (tempo di accumulo) completa i fattori necessari per la definizione del fenomeno di trasformazione afflussi-deflussi descritto.

$$t_a = 0.5\ tc + tr$$

A partire dai valori dei volumi "V" di deflusso corrispondenti alla pioggia netta è possibile determinare, in via teorica e preliminare, gli idrogrammi di piena attraverso la rappresentazione di Mockus, che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo), già definito, e una fase discendente fino al tempo t_b (somma del tempo di accumulo e del tempo di esaurimento) calcolato come segue:

$$t_b = 2.67\ t_a$$

La portata al colmo di piena, assume la formulazione seguente:

$$Qp = 0{,}208\ V\ A\ /\ t_a$$

Si riportano in Tabella 9 i risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia applicata sui bacini oggetto di studio per il tempo di ritorno T_R = 200 anni. Le ultime due colonne della tabella indicano i valori di portata di progetto per le verifiche idrauliche (Q_{200}) ed i valori di portata specifica $q_{200} = Q_{200}/A$.

Bacino	Area (km^2)	L (km)	i_m (%)	T_l h)	Tc (h)	Ta (h)	CN_{II}	CN_{III}	S (mm)	V_{200} (mm)	Q_{200} (m^3/s)	q200 (m^3/s/m^2)
Fosso del Casale	0.2	0.82	48.56	0.14	0.33	0.31	66	81.7	56.88	20.02	**2.7**	13.5
Torrente Lama	4.13	3.8	40.60	0.54	0.90	0.99	67	82.4	54.19	31.80	**27.5**	6.7
Torrente Sant'Antonio	23.6	10.1	38.78	1.12	1.87	2.06	70	84.5	46.56	46.07	**109**	4.6

Tabella 9 Tabelle riassuntiva con i dati caratteristici degli idrogrammi di piena e delle portate di picco stimate per i bacini imbriferi dei tre corsi d'acqua

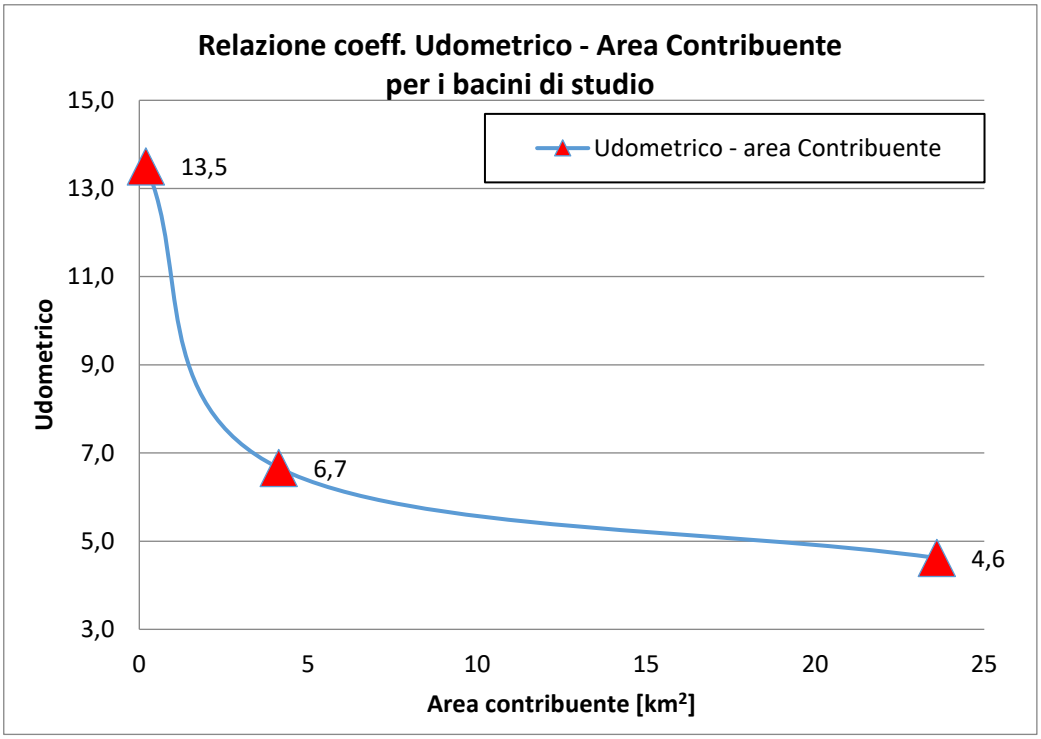

Figura 7 Andamento del valore di portata specifica in funzione dell'area del bacino

4.6. Stima delle portate per la verifica idraulica degli attraversamenti idraulici esistenti

Il tracciato stradale è caratterizzato dalla presenza di alcuni attraversamenti idraulici esistenti, tra cui n. 5 tombini idraulici. Al fine di valutare l'efficienza idraulica di questi tombini, in questo paragrafo si riportano le valutazioni idrologiche volte alla stima delle portate attese per eventi caratterizzati da tempo di ritorno TR=200 anni.

La Figura 8 mostra i bacini imbriferi sottesi agli attraversamenti idraulici esistenti. La Tabella 10 riassume le caratteristiche morfologiche dei bacini imbriferi e la tipologia di opera idraulica (i tombini idraulici sottendono ai bacini 1, 3, 6, 7, 8).

Considerando le ridotte estensioni dei bacini, ai fini del calcolo del tempo di corrivazione degli stessi sono state utilizzate le formulazioni proposte da *Ventura* e *Kirpich* e dal metodo SCS-CN. La Tabella 11 riassume i valori stimati del tempo di corrivazione per i diversi bacini, mentre la Tabella 12 riporta la procedura per il calcolo ed i valori stimati di portata al colmo duecentennale per i bacini imbriferi sottesi agli attraversamenti idraulici esistenti.

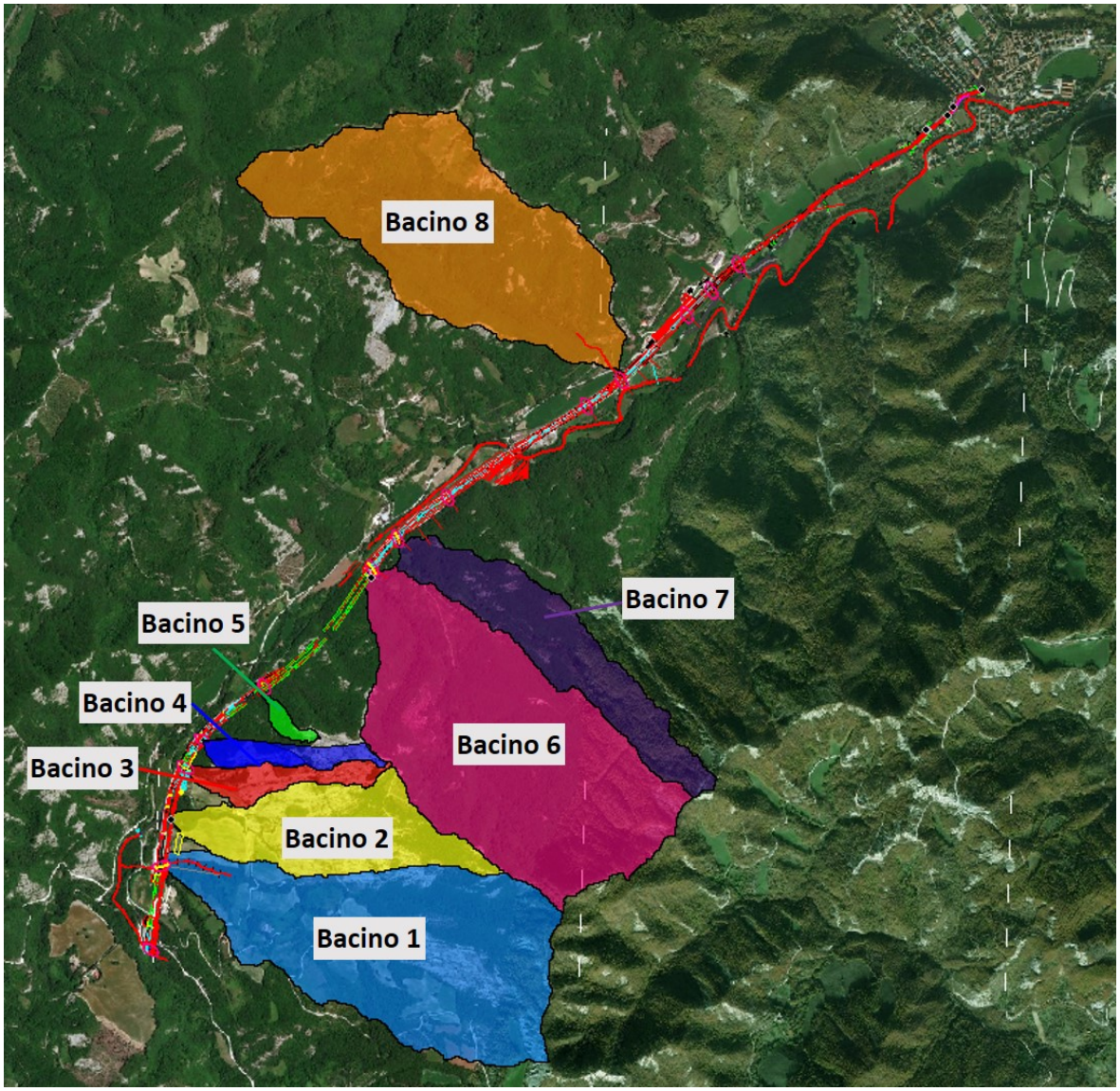

Figura 8 Bacini imbriferi degli attraversamenti idraulici esistenti

Bacino	Area km^2	Lmax (km)	Pendenza (°)	H_{min} (m slm)	H_{mean} (m slm)	H_{max} (m slm)	Caratteristiche Opera di attraversamento
1	0.89	1.65	29	551	757	901	Tombino scatolare 4.0 x 2.6
2	0.34	0.95	14	539	681	849	Viadotto Valpiana
3	0.08	0.66	14	550	641	770	Tombino ARMCO ϕ2440
4	0.07	0.6	13	545	630	760	Viadotto Sorgente via di valle
5	0.02	0.3	25	518	627	680	Canale di scolo trapezoidale (B_{inf} = 4 m, B_{sup} = 5 m, H = 1.5 m)
6	1.03	0.95	22	501	705	892	Tombino scatolare 4.0 x 2.0
7	0.34	1.3	17	497	678	860	Tombino scatolare
8	0.85	1.6	24	471	663	850	Tombino ARMCO esistente

Tabella 10 Tabella riassuntiva delle grandezze morfologiche ed idrauliche dei bacini imbriferi sottesi agli attraversamenti idraulici esistenti

Codice Bacino	Tempo corrivazione				
	Ventura (h)	*Kirpich* (h)	*CN* tr	tc	ta
1	0.16	0.25	0.14	0.24	0.26
2	0.15	0.12	0.14	0.23	0.25
3	0.07	0.09	0.10	0.17	0.19
4	0.07	0.08	0.10	0.17	0.18
5	0.03	0.05	0.03	0.06	0.06
6	0.20	0.12	0.11	0.19	0.21
7	0.13	0.17	0.18	0.30	0.33
8	0.18	0.22	0.17	0.28	0.31

Tabella 11 Valori stimati del tempo di corrivazione dei bacini imbriferi sottesi agli attraversamenti idraulici esistenti

Codice Bacino	A (km^2)	S (mm)	i_a (mm)	h (mm)			h_n (mm)			ϕ			K (-)	Q^{200}_p (m^3/s)			q^{200}_p (m^3/km^2s)		
				Ventura	Kirpich	SCS	Ventura	Kirpich	SCS	Ventura	Kirpich	SCS		Ventura	Kirpich	SCS	Ventura	Kirpich	SCS
1	0.89	47.33	2.0	33.75	40.52	41.47	12.75	17.29	17.94	0.38	0.43	0.43	1	**19.55**	17.18	12.65	21.96	19.31	14.21
2	0.34	47.33	2.0	32.61	30.20	40.73	12.02	10.53	17.43	0.37	0.35	0.43	1	7.64	**8.03**	4.90	22.47	23.61	14.40
3	0.08	47.33	2.0	24.03	26.39	36.02	7.00	8.30	14.23	0.29	0.31	0.39	1	**2.16**	2.05	1.26	26.96	25.60	15.73
4	0.07	48.38	2.0	23.39	25.16	35.63	6.56	7.50	13.79	0.28	0.30	0.39	1	**1.75**	1.68	1.02	26.94	25.91	15.65
5	0.02	31.15	2.0	15.71	20.77	22.45	4.19	7.06	8.11	0.27	0.34	0.36	1	**0.88**	0.77	0.55	44.20	38.42	27.47
6	1.03	51.97	2.0	37.21	29.68	37.47	14.22	9.62	14.39	0.38	0.32	0.38	1	20.03	**23.15**	14.92	19.44	22.47	14.49
7	0.34	59.46	2.0	31.23	34.73	45.40	9.63	11.62	18.31	0.31	0.33	0.40	1	**6.78**	6.36	3.98	19.95	18.71	11.70
8	0.85	56.89	2.0	35.00	38.26	44.58	12.12	14.11	18.22	0.35	0.37	0.41	1	**16.27**	15.36	10.34	19.15	18.06	12.16

Tabella 12 Valori stimati delle portate al colmo duecentennali per le verifiche idrauliche degli attraversamenti idraulici esistenti

4.7. Stima delle portate di progetto per il dimensionamento delle opere di drenaggio della piattaforma stradale

Il dimensionamento degli elementi idraulici di presidio della piattaforma 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 negli elementi che compongono il drenaggio è stato condotto mediante il metodo cinematico.

4.7.1. Il metodo cinematico

La schematizzazione alla base del metodo si basa su tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. 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, assunto pari a 0.90 per le superfici pavimentate;
- 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 per una durata di pioggia equivalente al tempo di corrivazione τ_c. Laddove difatti la durata della precipitazione fosse inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino S contribuirebbe alla formazione della portata che risulterebbe pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento fosse maggiore, l'intensità della pioggia risulterebbe minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella Figura 9 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.

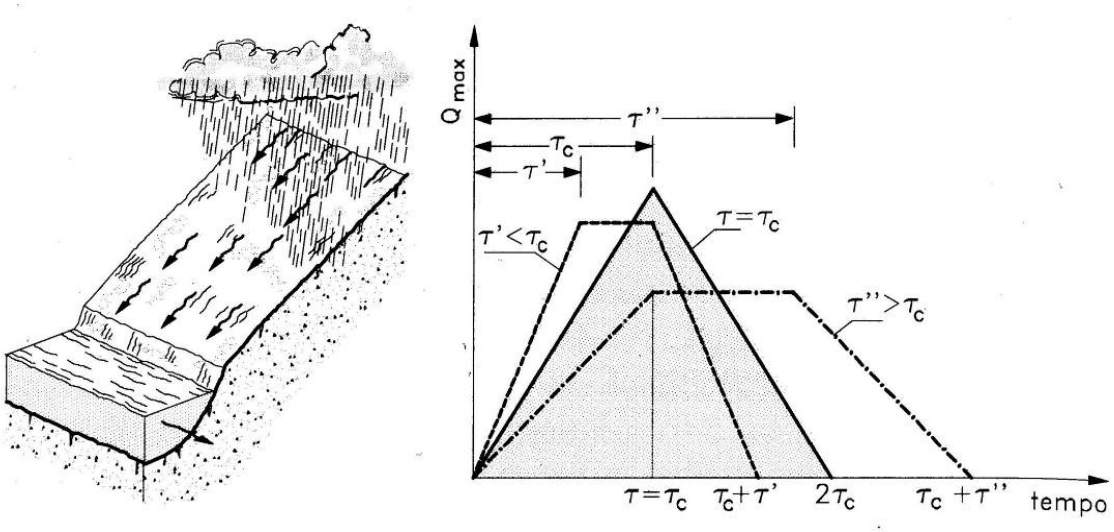

Figura 9 - Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

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.

4.7.2. Bacini afferenti ai fossi di guardia

I tempi di concentrazione dei bacini che insistono sull'infrastruttura di progetto vengono determinati applicando le seguenti formule:

- *Kirpich* $t_c = 0{,}066\left(\frac{L}{\sqrt{(p)}}\right)^{0{,}77}$

con L=lunghezza asta principale (km), p=pendenza media

- *Ventura* $t_c = 0.127\sqrt{\left(\frac{A}{p}\right)}$

con A=area (km^2), p=pendenza media

- *Pasini* $t_c = 0.108\frac{(AL)^{0.33}}{\sqrt{p}}$

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

- Viparelli $t_c = \frac{L}{V}$

con L=lunghezza asta principale (km), V=velocità caratteristica della corrente di piena = 1.5 m/s.

Le formule riportate vengono utilizzate in funzione dell'estensione areale del bacino:

Formula utilizzata	**Superficie**
Kirpich; Ventura; Pasini; Viparelli	A<0.443 km^2
Ventura; Pasini; Viparelli	0.443 km^2<A<77 km^2

Come è possibile osservare dalla tabella, tutti i bacini caratterizzati da superfici comprese tra 0.443 e 77 kmq presentano tempi di corrivazione mediamente determinabili attraverso le relazioni proposte da Ventura, Pasini e Viparelli. Per unità fisiocratiche inferiori in area, è anche possibile l'applicazione della formula di Kirpich. La Tabella 13 riassume le caratteristiche morfologiche e idrauliche dei bacini di interesse per gli interventi di progetto. Per maggiori specifiche in merito alla localizzazione dei bacini, si rimanda alla consultazione degli elaborati T00ID00IDRCO01A, T00ID00IDRCO02A e T00ID00IDRCO03A.

Bacino	Area	Area	L	Hmax	Hm	Hmin (sez.chiusura)	im	Ventura	Pasini	Viparelli	durata evento critico	durata evento critico adottato	durata evento critico adottato	Portata di picco (Formula razionale)	Portata di picco (Formula razionale)	$i_{c,Tr}$ ($t=t_c$)	Tr
	ha	Km^2	Km	m.s.l.m	m.s.l.m	m.s.l.m	-	h	h	h	h	min	min	mc/s	l/s	mm	anni
Bacino-1f	0,76	0,008	0,16	608,00	580,52	572,00	0,225	0,02	0,02	0,04	0,02	1	20	0,10	97,32	115,15	50
Bacino-2	8,10	0,081	0,42	700,00	599,58	558,00	0,340	0,06	0,06	0,12	0,06	4	20	1,04	1.037,18	115,15	50
Bacino-3	1,10	0,011	0,15	613,00	591,96	575,00	0,262	0,03	0,03	0,04	0,03	2	20	0,14	140,85	115,15	50
Bacino-4	1,20	0,012	0,14	631,00	611,16	595,00	0,261	0,03	0,03	0,04	0,03	2	20	0,15	153,66	115,15	50
Bacino-5	18,73	0,019	0,65	659,00	527,00	461,00	0,305	0,03	0,05	0,18	0,03	2	20	0,24	239,83	115,15	50
Bacino-6	0,87	0,009	0,06	471,00	468,00	464,00	0,117	0,03	0,03	0,02	0,02	1	20	0,11	111,40	115,15	50

Tabella 13 Tabella riassuntiva delle grandezze morfologiche ed idrauliche dei bacini imbriferi rientranti nell'area del Lotto 2-3

A causa delle ridotte dimensioni e forti pendenze dei bacini idrografici in esame, il tempo di corrivazione ricavato dalle formule è risultato spesso inferiore ai 15 minuti. Per evitare una sottostima

dei volumi e picchi di intensità troppo elevati si è deciso di adottare tempo di corrivazione pari a 20 minuti per tutti i bacini analizzati.

4.7.3. Drenaggio stradale

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 e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione Tc si fa riferimento alla somma:

$$T_C = T_a + T_r$$

ove τ_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 τ_r è il tempo di rete.

Il tempo di residenza in rete τ_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 è schematizzabile come un insieme di superfici scolanti piane. Dunque per il calcolo del tempo d'accesso alla rete si fa riferimento alla formulazione di Wooding, che ha fornito la soluzione esatta delle equazioni che regolano il deflusso su una superficie scolante interessata da pioggia netta di intesità costante nel tempo e nello spazio (i costante), partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissioni nella sua sezione iniziale.

La schematizzazione del deflusso su una superficie piana prevede i seguenti parametri: la lunghezza L_0, la pendenza s_0, la velocità media della portata U, il tirante idrico h e la portata defluente per unità di ampiezza Figura 10).

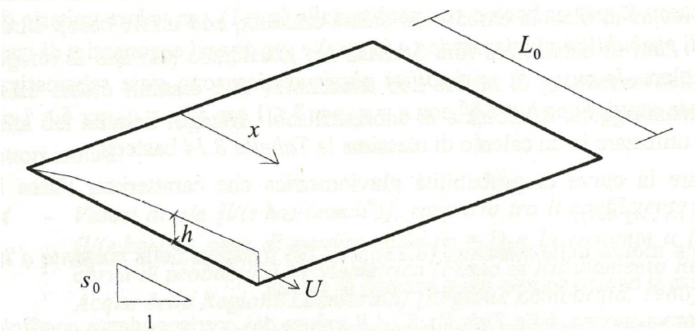

Figura 10 - Schema di superficie piana scolante

Secondo Wooding, il tempo di accesso viene definito in questo modo:

$$t_{pc} = \left(\frac{L_0}{\alpha\, a^{m-1}} \right)^{\frac{1}{n(m-1)+1}}$$

In cui i parametri α e m sono definiti come:

$$\alpha = K_s s_0^{1/2} m = 2 \qquad m = 2\alpha = K_s s_0^{1/2}$$

Dove K_s è il coefficiente di Gauckler Strickler, definito a seconda della superficie secondo i valori della Tabella 14.

SUPERFICIE	MOTO LAMINARE K_0	MOTO TURBOLENTO K_S [$m^{1/3}/s$]
Cemento o asfalto	24 ÷ 108	70 ÷ 100
Sabbia	30 ÷ 120	60 ÷ 100
Ghiaia	90 ÷ 400	30 ÷ 80
Argilla o Limo	100 ÷ 500	30 ÷ 80
Vegetazione sparsa	1000 ÷ 4000	20 ÷ 70
Prato con erba bassa	3000 ÷ 10000	5 ÷ 10
Terreno incolto	7000 ÷ 40000	2 ÷ 5

Tabella 14 Coefficienti Ks per le superfici di ruscellamento

Per la verifica ed il dimensionamento degli elementi di drenaggio stradale – al pari di quanto fatto per i fossi di guardia - si è adottato un tempo di corrivazione uniforme per tutti gli elementi pari a 20 minuti.

5. DRENAGGIO DELLE VENUTE D'ACQUA IN GALLERIA

Occasionalmente, contestualmente al verificarsi di eventi meteorici di una certa entità o comunque durante periodi umidi, nelle gallerie naturali Guinza, Valpiana e Sant'Antonio si verificano delle venute d'acqua provenienti dall'esterno.

5.1. Galleria Guinza

Al fine di dimensionare correttamente il drenaggio delle venute d'acqua osservate in galleria si sono analizzati i pertinenti elaborati di progetto quali la relazione geologica T00GE00GEORE01 e i profili geologici della serie T00GE00GEOFGxx.

In particolare, dalla relazione geologica si evince come i complessi idrogeologici presenti nell'area di interesse sono essenzialmente di quattro tipi, rispettivamente classificati da un punto di vista qualitativo per quanto riguarda le caratteristiche di permeabilità come di seguito riportato:

- Depositi colluviali e detritici di versante (poco permeabili)
- Depositi alluvionali (Permeabilità medio alta)
- Depositi di frana (Bassa permeabilità)
- Formazione Marnoso Arenacea (Impermeabile).

Si apprende dalla relazione che la geologia dell'area, *"…con la costante e pervasiva presenza di litotipi appartenenti alla Formazione Marnoso Arenacea, fa sì che non esistano estesi sistemi acquiferi.."*, mentre con riferimento alla medesima formazione si rappresenta che "..*Modesti accumuli idrici esistono nelle zone deformate e fratturate da accidenti tettonici dove, in alcuni casi, sono stati misurati valori del* ***k*** *di permeabilità dell'ordine dei* 10^{-5} *cm/sec..".*

In questo contesto geologico di *"acquitardo"* si ritrovano però delle particolari situazioni che possono agevolare deflussi sotterranei e interferire con il cunicolo della galleria. Riprendendo la relazione *"…situazione favorevole all'immagazzinamento è quella in cui estese fasce cataclastiche interessano l'ammasso roccioso: in questi casi il flusso idrico può aumentare notevolmente, come conseguenza dell'aumento della permeabilità secondaria, in virtù della fratturazione spinta e pervasiva. Alcune di queste fasce sono state intercettate dal cunicolo pilota e dal successivo allargo della esistente galleria*…".

Viene infine definita quantitativamente l'efflusso in uscita dalla galleria lato Marche conseguente al contesto idrogeologico descritto stimabile in ***5-20 l/sec***.

Ancora si definisce che *"…Trattandosi di un tracciato interamente sviluppantesi all'interno della Marnoso-Arenacea, formazione per lo più a bassa permeabilità e priva di sistemi acquiferi estesi, le interferenze con eventuali falde acquifere sono ridotte, come si è anche verificato nei lavori di costruzione della galleria. Come eccezioni, sono stati segnalati, nel corso dei lavori, alcuni tratti in cui si osservano venute d'acqua sia dalla calotta che dai piedritti, rispettivamente nei tratti fra le progressive: 1750-1850, 1950-1990, 2900-3030 (riferite all'imbocco lato Marche)"* e quindi *"…Pertanto, si evidenzia come le uniche venute d'acqua consistenti si concentrano lungo le faglie o le fasce cataclastiche; in corrispondenza di tali strutture, in galleria è possibile un afflusso puntuale anche notevole di acqua…"*.

A tal riguardo è stato condotto un approfondimento in relazione al profilo geologico resosi disponibile con la mappatura delle fasce cataclastiche intersecanti lo sviluppo della galleria Guinza.

Nell'ipotesi a vantaggio di sicurezza, di fasce cataclastiche totalmente sature è possibile ipotizzare che valga la legge di Darcy dove $v = K \cdot i$. Dove K è il valore di permeabilità medio stimato per le fasce cataclastiche, mentre $i = \frac{\Delta H}{L}$ dove ΔH è la differenza di carico idraulico tra la sommità affiorante della fascia cataclastica (supposta satura) e la base della galleria intersecante la fascia in esame di lunghezza L.

Una volta stimata la velocità apparente di Darcy, per la stima delle portate da drenare in galleria, resta da determinare l'area di "efflusso".

Per quanto detto la superficie di efflusso afferente al drenaggio per ciascun lato della galleria è data dalla semisuperficie della calotta della galleria (12 m lineari circa dal piedritto alla sommità della volta) che si estende per tutto lo spessore *"b"* della fascia cataclastica intersecante.

Si è ipotizzato un valore di K di 10^{-5}m/s per tutte le fasce cataclastiche analizzate.

Poiché non si dispone con certezza dell'informazione dell'intersezione in sezione della galleria con la fascia cataclastica, si implementerà il sistema di drenaggio su entrambi i lati della galleria.

Di seguito in tabella si riassumono le caratteristiche delle fasce e le relative portate attese.

	Progressiva di progetto Fascia Cataclastica	Spessore strato	ΔH	L	i	Q
Id	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/m]	[l/s]
1	997.5	5	100	107	0.93	0.6
2	1646	21	246	296	0.83	2.1
3	2497	25	238	240	0.99	3.0
4	3148	44	170	330	0.52	2.7
5	3305	18	163	237	0.69	1.5
6	3405	18	176	232	0.76	1.6
7	3600	22	190.5	345.8	0.55	1.5
8	3850	12	204	299	0.68	1.0
9	3900	25	250	424	0.59	1.8
10	4280	29	257	372	0.69	2.4
SOMMA						**18**

Tabella 15 Caratteristiche geometriche delle fasce cataclastiche e valori di portata attesi in galleria rispetto alle descritte ipotesi a vantaggio di sicurezza

Complessivamente sommando i valori di portata attesi ottenuti dall'analisi su espostasi ottengono ***18 l/s***. Tale valore risulta in linea con quanto definito dalla relazione geologica citata in precedenza di 5-20 l/s.

Di seguito si rappresentano come da elaborati progettuali geologici, le fasce cataclastiche precedentemente caratterizzate.

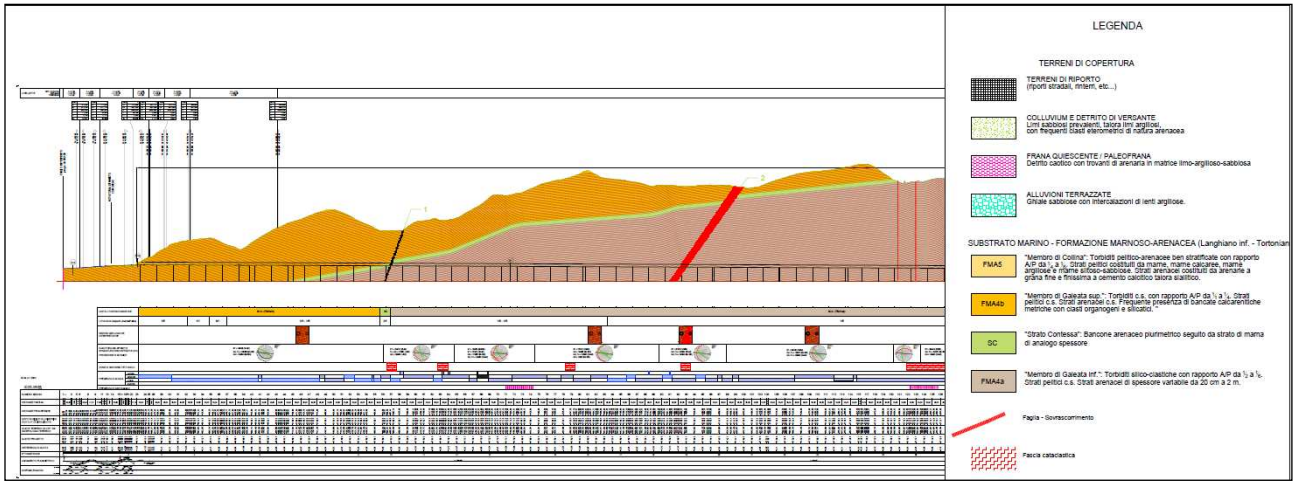

Figura 11 Fasce cataclastiche dalla caratterizzazione geologica dell'ammasso della Guinza parte1

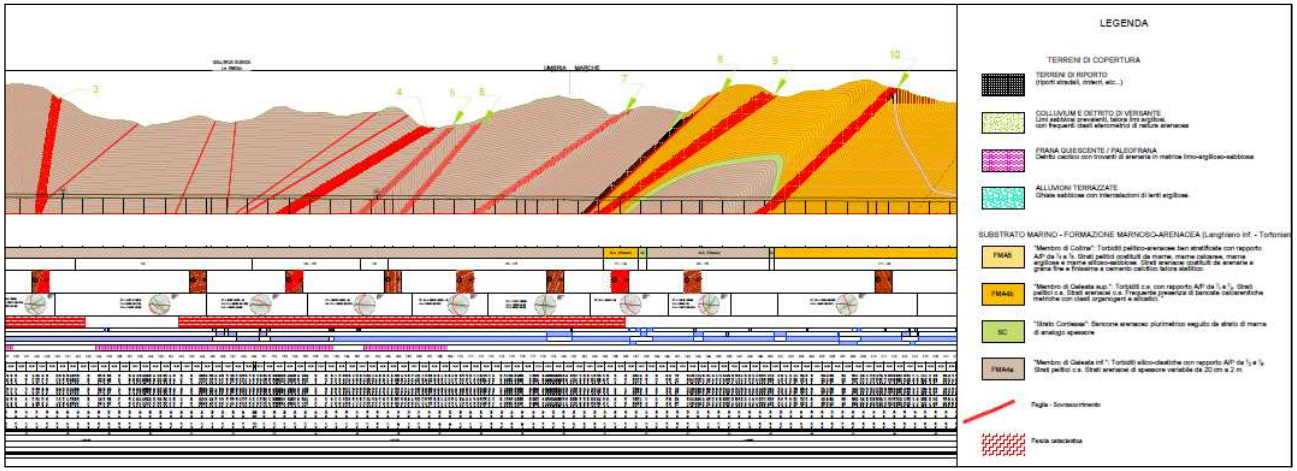

Figura 12 Fasce cataclastiche dalla caratterizzazione geologica dell'ammasso della Guinza parte2

Il drenaggio all'esterno della galleria Guinza, con recapito nel Fosso della Guinza, avverrà tramite una condotta dedicata in PEAD DN250 da inserirsi alla base di entrambi i lati della galleria sotto il profilo redirettivo. La pendenza di tale elemento, in analogia a quella della galleria sarà del 0,4%. Tale tubazione sarà servita da pozzetti di ispezione e pulizia da collocarsi ogni 48 m.

Non disponendo della caratterizzazione degli ammassi attraversati dalle altre gallerie naturali, la Valpiana e Sant'Antonio in analogia si adotta per queste ultime la medesima soluzione adottata per la galleria Guinza.

RTP di progettazione: ***Mandataria:*** ***Mandanti:***
PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.
erreVia S.R.L. Ricerca Viabilità Ambiente
sinèrgo