



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO  
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO  
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
 acqua  
 ACEA ATO 2 SPA



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site

**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari


Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

**aceq**  
 Ingegneria  
 e servizi



ELABORATO  
**A194PD R003 6**

**COD. ATO2 APE10116**

DATA **OTTOBRE 2019**      SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento  
 dell'approvvigionamento della città  
 metropolitana di Roma  
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema  
 idrico del Peschiera",  
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	
7			

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO  
 DEL PESCHIERA  
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**  
 Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**  
 Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**  
 Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**  
 Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**  
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**  
 Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**  
 Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**  
 Ing. Viviana Angeloro  
 Ing. Matteo Botticelli  
 Ing. PhD Chiara Petrelli



**RELAZIONE IDROLOGICA**

**RELAZIONE IDROLOGIA**

<b>1</b>	<b><i>Premessa</i></b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b><i>Inquadramento territoriale</i></b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b><i>Descrizione degli scarichi dell’acquedotto di progetto</i></b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b><i>Analisi idrologica</i></b> .....	<b>12</b>
	4.1 Caratteristiche dei Bacini imbriferi di riferimento .....	13
	4.1.1 Fiume Salto.....	13
	4.1.2 Fiume Turano .....	16
	4.1.3 Torrente Ariana .....	19
	4.1.4 Fosso di Salisano o di Rasciano .....	23
	4.2 Aspetti climatici.....	26
	4.3 Stima dei deflussi superficiali.....	38
	4.4 Analisi della portata al colmo.....	44
<b>5</b>	<b><i>Verifica idraulica</i></b> .....	<b>51</b>
	5.1 Modellazione idraulica bidimensionale .....	52
	5.1.1 Il modello idraulico Infoworks ICM2D .....	52
	5.1.2 Schematizzazione geometrica .....	53
	5.1.3 Condizioni al contorno – immissioni e scenari di riferimento.....	54
	5.1.4 Parametri di scabrezza .....	57
	5.1.5 Risultati del calcolo .....	57
<b>6</b>	<b><i>Conclusioni</i></b> .....	<b>62</b>
<b>7</b>	<b><i>Scarico presso il cantiere di San Giovanni Reatino</i></b> .....	<b>64</b>
	7.1 Aspetti climatici.....	68
	7.2 Stima dei deflussi superficiali.....	70
	7.3 Analisi della portata al colmo.....	71
	7.4 Portata in uscita dal depuratore .....	71
	7.5 Verifica idraulica .....	74
	7.6 Conclusioni.....	76
<b>8</b>	<b><i>Applicazione principio dell’Invarianza Idraulica</i></b> .....	<b>79</b>
	<b>8.1 Premessa</b> .....	<b>79</b>
	<b>8.2 Linee guida e metodo di calcolo dei volumi</b> .....	<b>80</b>
	<b>8.3 Inquadramento delle aree di intervento e determinazione delle rispettive classi</b> .....	<b>83</b>
	<b>8.4 Calcolo dei volumi di laminazione</b> .....	<b>86</b>
	<b>8.5 Riassunto dei volumi di laminazione</b> .....	<b>143</b>

**ALLEGATO**

**Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto  
Peschiera**

## **1 Premessa**

La presente Relazione idrologica, facente parte del Progetto definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è tesa a svolgere un’analisi idrologica-idraulica dei bacini idrografici interessati dagli interventi ed a verificare la compatibilità idraulica degli scarichi dell’acquedotto di progetto.

L’analisi idrologica-idraulica riguarda in particolare il confronto tra la situazione teorica “ante-operam”, intesa come assenza degli scarichi di emergenza/sicurezza dell’acquedotto e pertanto contributo nullo al deflusso nell’alveo dei corsi d’acqua di interesse, e la situazione “post-operam”, ossia condizione di progetto con gli scarichi realizzati ed in funzione.

Per il confronto delle due situazioni e la verifica della compatibilità della portata scaricata dallo scarico, sono state determinate le massime portate calcolate con l’applicazione del modello di regionalizzazione VAPI, considerando vari scenari descritti nella relazione. considerando lo scenario più gravoso l’evento critico con tempo di ritorno pari a 200 anni.

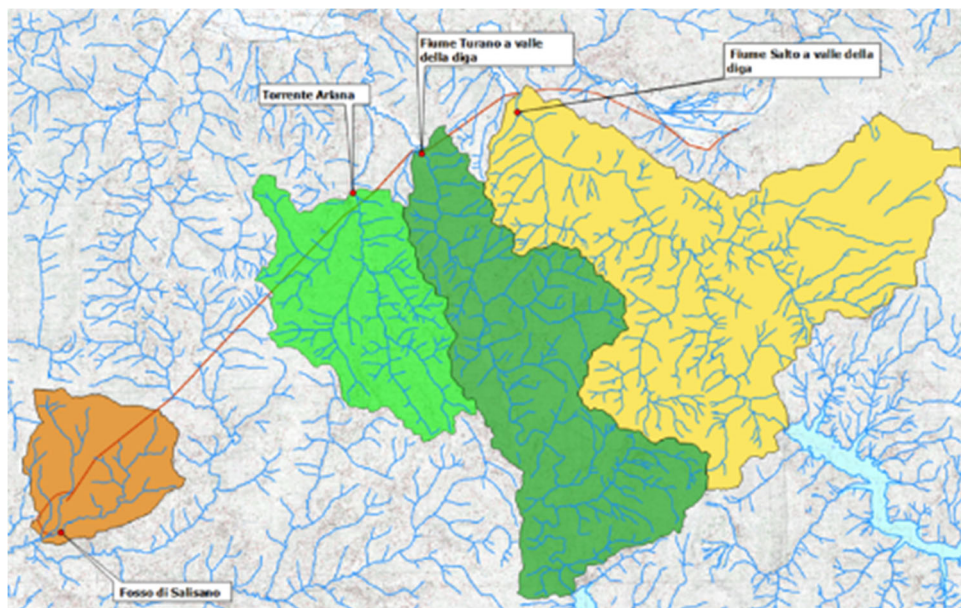
Si evidenzia che in questa fase progettuale si è sviluppata una modellazione bidimensionale dei corsi d’acqua di interesse per uno studio di propagazione delle piene al fine di valutare un’eventuale interazione con le infrastrutture acquedottistiche.

**Inoltre si segnala che tutti gli scarichi illustrati nella presente relazione sono o di emergenza o di sicurezza.**

Nelle pagine che seguono sono dunque illustrati la metodologia adottata ed i risultati dei calcoli.

## 2 Inquadramento territoriale

La provincia di Rieti è attraversata da vari corpi idrici, alcuni dei quali interessano l'Area di Studio oggetto del presente documento, in particolare, il Fiume Salto, il Fiume Turano, il torrente Ariana ed il fosso di Salisano/Rasciano.



**Figura 1 - Tracciato del nuovo tronco superiore dell'acquedotto con indicazione dei bacini idrografici di interesse**

L'Area di Studio è solcata principalmente dal Fiume Velino, che scorre nella parte settentrionale dell'area, con una serie di affluenti tra cui il torrente Ratto, il Fiume Peschiera, il Fiume Salto ed il Fiume Turano. Inoltre nella parte settentrionale dell'area di studio sono presenti una serie di canali e fossi, alcuni dei quali affluenti diretti del Velino, altri affluenti del Fiume Salto e del Fiume Turano, come, rispettivamente, il torrente Apa ed il rio Torto per il Fiume Salto, ed il fosso Fiojo, il rio Petescia, il fosso Rapino ed il rio Ricetto per il Fiume Turano.

I corsi d'acqua interessati dagli scarichi dell'acquedotto sono il fiume Salto e fiume Turano, a valle delle due dighe esistenti, ed il fosso di Salisano/Rasciano.

Nella parte meridionale dell’Area di Studio non è presente un Fiume principale che attraversa l’area, ma sono presenti una serie di fossi e canali, affluenti di destra del Fiume Farfa, che scorre a sud dell’Area di Studio. Nell’immagine seguente è indicato il tracciato del Nuovo Tronco Superiore dell’acquedotto del Peschiera con i bacini idrografici di interesse.

### **3 Descrizione degli scarichi dell’acquedotto di progetto**

Di seguito vengono descritte brevemente caratteristiche e condizioni di funzionalità degli scarichi principali presenti in acquedotto. Per una trattazione più completa si rimanda all’elaborato A194PDR004 – Relazione Idraulica.

#### **Scarico dell’acquedotto presso il fiume Salto**

Presso il manufatto di monte dell’attraversamento del fiume Salto sono presenti degli organi che consentono lo scarico completo dell’acquedotto, **da attivare esclusivamente in condizioni di emergenza**. Il manufatto di imbocco dei sifoni di attraversamento del fondovalle è dotato lateralmente di una paratoia a ventola che costituisce, durante il regolare esercizio, una soglia di sicurezza utile a prevenire il rischio che la galleria a superficie libera in arrivo al manufatto possa andare in pressione. Tale paratoia può essere abbattuta per realizzare lo scarico verso il fiume Salto dell’intero volume di acqua trasportato dalla Galleria Ponzano in arrivo al manufatto. Il manufatto di scarico è dotato di un setto in cemento armato verticale ortogonale al canale per l’attivazione di un funzionamento a sifone atto ad assicurare la protezione igienico-sanitaria dell’acquedotto.

La paratoia a ventola ha larghezza pari a 3m e altezza pari a 4m, e sversa in un canale avente larghezza di 3 m che consente il recapito verso il corpo recettore della portata scaricata.

#### **Scarico dell’acquedotto presso il fiume Turano**

Presso il manufatto di monte dell’attraversamento del fiume Turano è presente un secondo punto di scarico che consente lo sversamento della totalità della portata in transito in acquedotto, **da attivare anche esso esclusivamente in condizioni di emergenza**. Anche in questo caso il manufatto di imbocco dei sifoni di attraversamento del fondovalle è dotato lateralmente di una paratoia a ventola che costituisce, durante il regolare esercizio, una soglia di sicurezza utile a prevenire il rischio che la galleria a superficie libera in arrivo al manufatto possa andare in pressione. La paratoia può essere abbattuta per realizzare lo scarico verso il fiume Turano dell’intero volume di acqua trasportato dalla Galleria Ponzano in arrivo al

manufatto. Il manufatto di scarico è dotato di un setto in cemento armato verticale ortogonale al canale per l’attivazione di un funzionamento a sifone atto ad assicurare la protezione igienico-sanitaria dell’acquedotto.

La paratoia a ventola ha larghezza pari a 3m e altezza pari a 4m, e sversa in un canale avente larghezza di 3 m che consente il recapito verso il corpo recettore della portata scaricata.

### **Clapet di sicurezza presso il Nodo S**

Al Nodo S approda la galleria carrabile DN7500 entro la quale è alloggiato un tubo in pressione DN3400 che consente l’adduzione della totalità della portata di concessione. Per garantire la sicurezza di eventuali operatori in transito nella galleria carrabile DN7500, è prevista la realizzazione di una zona di scarico di sicurezza a monte della connessione al nodo di arrivo della Galleria costituito dal Nodo S. **Tale scarico è da considerarsi come di sicurezza**, e la sua attivazione è prevista nel caso si verificano dei danni alla condotta DN3400 tali da provocare allagamenti nella galleria carrabile. Infatti l’organo previsto è costituito da un insieme di 5 clapet DN1000 cui è affidato il compito di consentire lo scarico di emergenza delle acque che si dovessero trovare a circolare nella galleria carrabile in caso di rotture della condotta DN3400 al suo interno. Il corpo recettore individuato come recapito della portata sversata è il Rio Rocca, un affluente del Fosso di Salisano.

### **Organi di scarico presso il nuovo manufatto Bipartitore**

Presso il nuovo manufatto Bipartitore sono presenti due organi di **scarico di emergenza**, che permettono di far confluire l’intera portata di concessione verso un canale di recapito al Fosso di Salisano. Tali scarichi, oltre a poter essere regolati, sono da intendersi come emergenziali. Il primo dispositivo è costituito da una paratoia piana a tenuta su 4 lati di dimensioni 3x3 m e quota di fondo pari a 128 m s.l.m., e il secondo è costituito da una soglia di sfioro di sicurezza di 9 m di estensione e quota del petto 160,5 m s.l.m..

Oltre agli scarichi sopra descritti, Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera presenta altri punti di scarico lungo il suo tracciato.



Questi manufatti sono pensati per consentire lo svuotamento di alcune tratte che non possono essere vuotate a gravità. Dal punto di vista idraulico quindi non sono stati dimensionati per sversare l’intera portata di concessione, ma solo piccole portate funzione dei volumi di cui devono consentire l’esaurimento.

Di seguito vengono descritte brevemente caratteristiche e condizioni di funzionalità degli scarichi minori. Per una trattazione più completa si rimanda nuovamente all’elaborato A194PDR004 – Relazione Idraulica.

### **Scarichi di aggettamento nei manufatti M2 e M6 verso il Rio Peschiera**

Presso il Nuovo Manufatto di partenza dell’acquedotto, o manufatto M6 giungono le due condotte di derivazione DN2500 con le quali viene attraversata con funzionamento in pressione la Piana di San Vittorino.

Il tracciato delle condotte di derivazione DN2500 è costituito da una prima tratta in discesa, dal manufatto di partenza delle opere di derivazione, o manufatto M0 fino al manufatto M2, da una seconda tratta in salita, da M2 a M5 e un’ultima tratta ancora in discesa da M5 a M6. Avendo lungo tutto il percorso quote di scorrimento sensibilmente inferiori a quelle di corpi recettori limitrofi, per il vuotamento delle tubazioni sono predisposti in M2 e in M6 degli scarichi di aggettamento con pompe di sollevamento, per il recapito in entrambi i casi al limitrofo Rio Peschiera.

In questo modo da M2 verranno vuotate le condotte DN2500 per la tratta che va da M0 e M5 e la vasca di derivazione iniziale (per volume di circa 19.000 m<sup>3</sup>), mentre in M6 le condotte DN2500 da M5 a M6 e la vasca di partenza del nuovo acquedotto (per volume di circa 19.000 m<sup>3</sup>).

In entrambi i casi il sistema di sollevamento è stato dimensionato per consentire la vuotatura completa entro le 12 ore richieste dal Quadro Esigenziale dell’opera.

Presso M2 verranno scaricati quindi circa 0,45 m<sup>3</sup>/s, che verranno sollevati dal fondo del manufatto, posto a quota di 395,47 m s.l.m., da un sistema costituito da 2+R pompe di sollevamento che consentiranno il recapito al Rio Peschiera a una quota di circa 409 m s.l.m., per una prevalenza manometrica totale di circa 15 m. Lo scarico avverrà attraverso una tubazione in PE100 - PN10 avente diametro nominale DN560.

Presso M6 verranno scaricati invece circa 0,3 m<sup>3</sup>/s, che verranno sollevati dal fondo del manufatto, posto a quota di 394,21 m s.l.m., da un sistema costituito da 2+R pompe di sollevamento che consentiranno il recapito al Rio Peschiera a una quota di circa 410 m s.l.m., per una prevalenza manometrica totale di circa 17 m. Lo scarico avverrà attraverso una tubazione in PE100 - PN10 avente diametro nominale DN500.

**Scarico di aggotamento presso il manufatto di monte di attraversamento del Fiume Salto**

Come descritto dettagliatamente nei paragrafi precedenti, presso la valle del fiume Salto è stata prevista la possibilità di uno scarico completo dell’acquedotto, con un valore di portata pari quindi all’intera portata di concessione di 10 m<sup>3</sup>/s. Per vuotare però le due condotte DN2500 con le quali viene superata in sifone la valle e le vasche di carico e di arrivo rispettivamente presenti nel manufatto di monte e di valle dell’attraversamento, è prevista l’installazione di un sistema costituito da 2+R pompe di sollevamento.

Il volume da vuotare è in questo caso di circa 9.000 m<sup>3</sup>, e per effettuare la manovra in un tempo inferiore alle 12 ore la portata da scaricare è di circa 0,2 m<sup>3</sup>/s.

La quota del fondo vasca è di circa 387 m s.l.m. e la quota di recapito presso il fiume Salto è di circa 400 m s.l.m., per una prevalenza manometrica di circa 14 m. Lo scarico avverrà con una tubazione in PE100 – PN10 avente diametro nominale DN450.

**Scarico di aggotamento presso il manufatto di monte di attraversamento del Fiume Turano**

Come descritto dettagliatamente nei paragrafi precedenti, anche presso la valle del fiume Turano è stata prevista la possibilità di uno scarico completo dell’acquedotto, ancora con un valore di portata pari a quindi 10 m<sup>3</sup>/s. Per vuotare però le due condotte DN2500 con le quali viene superata in sifone la valle e le vasche di carico e di arrivo rispettivamente presenti nel manufatto di monte e di valle dell’attraversamento, è prevista l’installazione di un sistema costituito da 2+R pompe di sollevamento.

Il volume da vuotare è in questo caso di circa 9.000 m<sup>3</sup>, e per effettuare la manovra in un tempo inferiore alle 12 ore la portata da scaricare è di circa 0,2 m<sup>3</sup>/s.

La quota del fondo vasca è di circa 384 m s.l.m. e la quota di recapito presso il fiume Turano è di circa 400 m s.l.m., per una prevalenza manometrica di circa 17 m. Lo scarico avverrà con una tubazione in PE100 – PN10 avente diametro nominale DN450.

**Scarico di aggettamento presso il manufatto di San Giovanni Reatino verso il fosso Ariana**

Nella valle del fosso Ariana, a differenza di quanto avviene presso Salto e Turano, non è prevista la possibilità di scaricare l’acquedotto. La vasca di San Giovanni Reatino è però dotata di troppo pieno e, in ogni caso, è previsto un sistema che ne consente la vuotatura.

È bene ricordare che la vuotatura del manufatto è comunque consentita da valle, presso il nodo S, continuando ad addurre con la condotta DN3400. Partendo quest’ultima però in salita, con una pendenza del 2 x 1.000 e risalendo per 50 cm al di sopra della quota di fondo del manufatto, è necessario prevedere un sistema che consenta la vuotatura degli ultimi 50 cm della vasca.

Per far questo è stato previsto un vano pompe con una quota inferiore rispetto a quella della vasca, nel quale potranno essere installati dei sistemi di aggettamento portatili.

A favore di sicurezza, ai fini dello scarico, si considera come volume da vuotare quello del manufatto pieno, pari a circa 8.000 m<sup>3</sup>. Per effettuare la manovra entro le 12 ore, la portata è di circa 0,2 m<sup>3</sup>/s.

La quota del fondo vasca è di circa 388 m s.l.m. e la quota di recapito presso il fiume Turano è di circa 407 m s.l.m., per una prevalenza manometrica di circa 19 m. Lo scarico avverrà con una tubazione in PE100 – PN10 avente diametro nominale DN450.

Nella tabella seguente sono riportati gli scarichi dell’acquedotto del Peschiera di progetto descritti con le portate massime di scarico, i relativi riferimenti catastali e le coordinate del punto di scarico espresse in Gauss-Boaga.

**Tabella 1 - Elenco degli scarichi dell'acquedotto del Peschiera di progetto con i principali riferimenti.**

Den.	Organo di scarico	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Corpo Recettore	Coordinate	Rif.Catastali		
				Gauss-Boaga	Comune	Fogl.	Part.
M2	Condotta DN800	0.4	Rio Peschiera	x=2355404.31	Cittaducale	45	182
				Y=4692232.09			
M6	Condotta DN500	0.3	Manufatto esistente a monte del Rio Peschiera	x = 2353541.24	Cittaducale	44	36
				y= 4692487.14			
Salto (monte)	Paratoia a ventola 3 x 4 m	10	Fiume Salto	x = 2348801.86	Cittaducale	32	55
	Condotta premente DN450	0.2		y= 4693690.56			
Turano (monte)	Paratoia a ventola 3 x 4 m	10	Fiume Turano	x=2345511.97	Rieti	145	26
	Condotta premente DN450	0.2		y=4691931.61			
SGR	Condotta premente DN450	0.2	Fosso Ariana	x= 2343402.4275	Belmonte in Sabina	3	118
				y= 4690919.9949			
Nodo S	5 Clapet DN1000	10	Rio Rocca	x= 2334087.3873	Salisano	9	1
				y= 4681300.1893		5	108
Nuovo Bipartire	Paratoia piana 3 x 3	10	Fosso Salisano	x= 2333105.78	Salisano	8	181
	Soglia di troppo pieno 9 m			y= 4679990.1097			

## **4 Analisi idrologica**

Per la verifica della compatibilità idraulica degli alvei di ricevere gli scarichi di emergenza del Nuovo Tronco Superiore dell’acquedotto del Peschiera, è stato svolto uno studio idraulico sui bacini idrografici sottesi alla sezione di chiusura corrispondente all’ubicazione degli scarichi nella soluzione progettuale al fine di determinare le portate di naturale deflusso con vari tempi di ritorno.

Lo studio idrologico è stato articolato nelle seguenti fasi:

- analisi delle caratteristiche morfologiche dei bacini idrografici, pervenendo alla determinazione delle superfici del bacino e dei coefficienti di deflusso;
- individuazione del tempo di corrivazione in funzione delle suddette caratteristiche morfologiche del bacino;
- elaborazione dei dati di precipitazione disponibili per giungere all’individuazione delle curve di probabilità pluviometrica per i tempi di ritorno fissati;
- verifica di compatibilità idrologica con la portata di massima piena nell'alveo ricettore integrata con la portata massima di scarico prevista.

L’analisi idrologica riguarda in particolare il confronto tra la situazione teorica “ante-operam”, intesa come assenza dello scarico e pertanto contributo nullo al deflusso nell’alveo, e la situazione “post-operam”, ossia condizione di progetto con gli scarichi realizzati ed in funzione.

Per il confronto delle due situazioni e la verifica della compatibilità della portata scaricata degli scarichi, sono state determinate le massime portate calcolate con l’applicazione del modello di regionalizzazione VAPI, considerando diversi eventi critici compreso quello con tempo di ritorno pari a 200 anni.

## **4.1 Caratteristiche dei Bacini imbriferi di riferimento**

### **4.1.1 Fiume Salto**

Il Fiume Salto ha origine nei piani Palentini, nella Marsica in Abruzzo, dove nasce, e poi nel Lazio attraversando gole impervie e diviene immissario, presso il Comune di Petrella Salto, dell’omonimo lago. Il Fiume emissario raggiunge la piana di Cittaducale per poi confluire nel Fiume Velino, presso la frazione di Casette.

Sul Fiume Salto in località Balze di Santa Lucia nella provincia di Rieti, prima di confluire nel Fiume Velino, è ubicata una diga che raccoglie le acque di un bacino imbrifero avente una superficie di 784 km<sup>2</sup> e crea un invaso della capacità massima di 278 milioni di metri cubi.

Le acque prelevate dalla diga del Salto vengono utilizzate con un primo salto nella centrale di Cotilia e successivamente riprese dagli impianti di valle; tale diga realizza un impatto significativo sul reticolo in termini di diversione delle portate e di alterazione del regime dei flussi.



**Figura 1- Porzione del Bacino del Fiume Salto sottesa allo scarico dell’acquedotto**

Nella figura sopra riportata è rappresentata la parte del Bacino del Fiume Salto, sottesa allo scarico di emergenza dell’acquedotto. Il tratto di asta interessato è lungo e circa 15,36 Km.

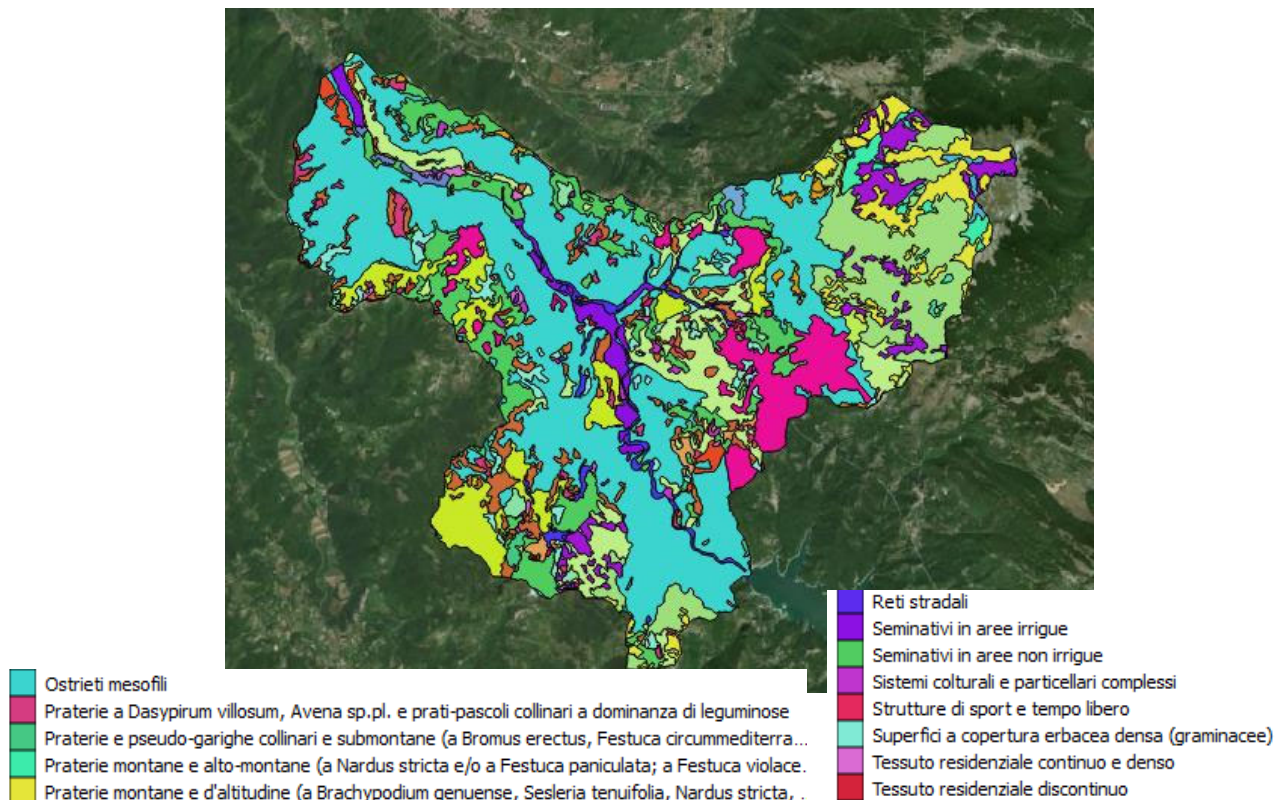
La porzione del Bacino del Fiume Salto che costituisce il bacino imbrifero di studio, presenta una superficie complessiva di circa 94,70 Km<sup>2</sup> altitudine media di 1132 m s.l.m. e una lunghezza dell’asta principale pari a 15,36 Km.

I principali parametri morfometrici del bacino, con riferimento alla sezione di chiusura corrispondente allo scarico, sono riassunti nella tabella sottostante

**Tabella 1 - Principali parametri morfometrici del Bacino Imbrifero del Fiume Salto**

<b>Area Bacino Salto (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Lunghezza asta (km)</b>	<b>Quota max (m s.l.m.)</b>	<b>Quota min (m s.l.m.)</b>	<b>Quota media ( m s.l.m.)</b>	<b>Pendenza media (m/m)</b>
<b>94,70</b>	<b>15,36</b>	<b>1867</b>	<b>398</b>	<b>1132</b>	<b>0,096</b>

Le caratteristiche di copertura e uso del territorio sono state valutate tramite il progetto Corine Land Cover (CLC) basato su immagini satellitari SPOT-4 HRVIR, SPOT 5 HRG e/o IRS P6 LISS III, di cui viene riportato un estratto nella figura seguente.



**Figura 2 -Uso del suolo nel Bacino del Fiume Salto - Immagine Corine Land Cover (CLC)**

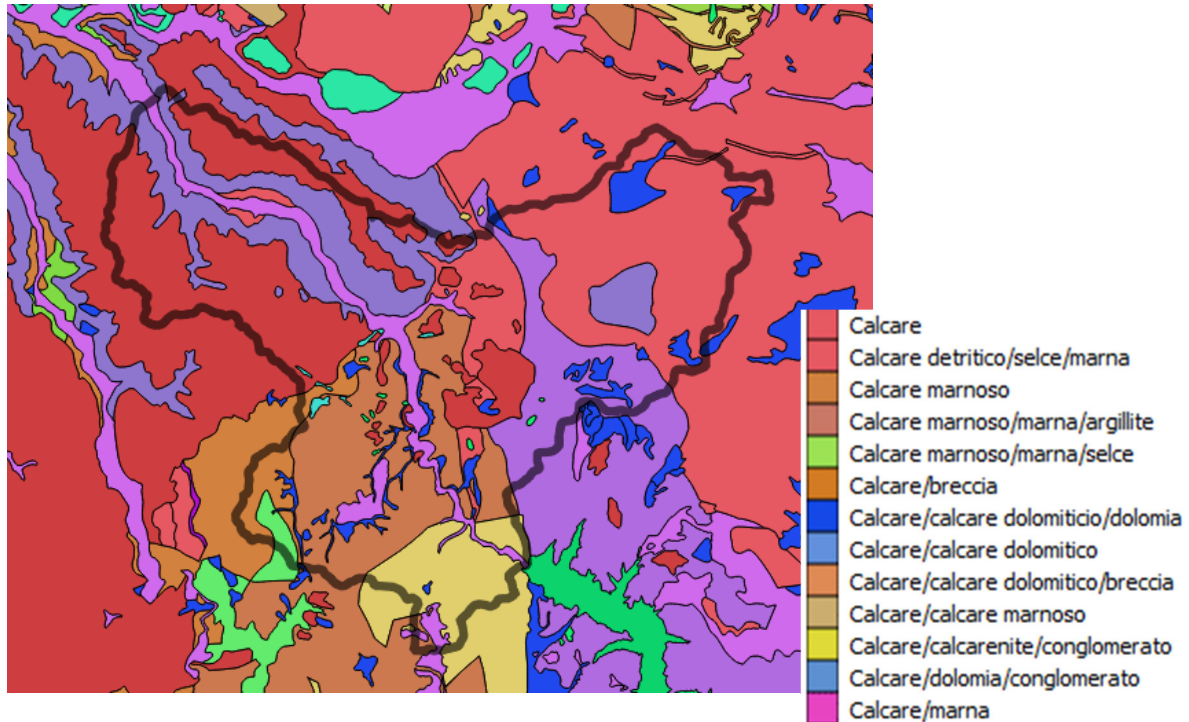
Per il bacino in esame è stata dunque determinata la seguente classificazione:

**Tabella 2 Stato attuale – Bacino Fiume Salto- Corine Land Cover (CLC)**

Uso suolo	Area (m <sup>2</sup> )	Percentuale
Ostietti mesofili	66290000	70.00%
Faggete montane	6629000	7.00%
Vigneti	5682000	6.00%
Castagneti	12784500	13.50%
Tessuto urbano discontinuo	1894000	2.00%
Tessuto urbano continuo	1420500	1.50%
Totale complessivo	94700000	100%

Dall'analisi dell'uso del suolo risulta che la categoria prevalente sia "Ostietti mesofili". La stratigrafia e l'assetto geologico dell'area risulta piuttosto nota attraverso la vasta bibliografia e cartografia geologica esistente. I principali terreni affioranti nell'area sono di tipo calcareo.





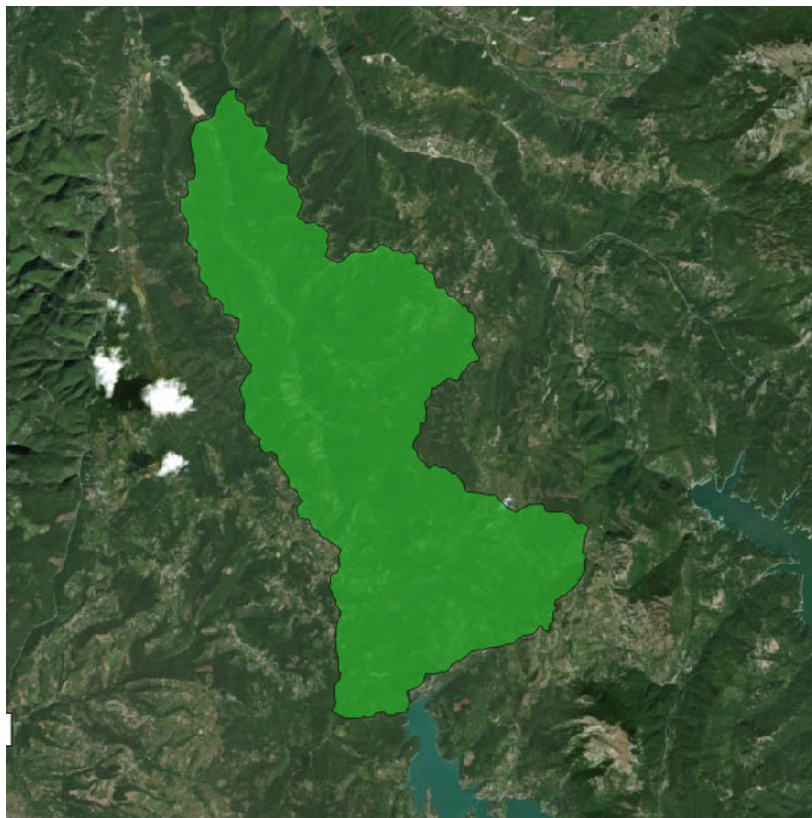
**Figura 3 -Formazioni geolitologiche del bacino del Fiume Salto – Carta geologica della Regione Lazio 1:25000**

#### **4.1.2 Fiume Turano**

Il Fiume Turano ha origine in Abruzzo. Nasce dalla catena dei monti Simbruini ed attraversa le province di L’Aquila e di Rieti. Lungo il suo corso, a circa 20 chilometri a monte della città di Rieti, è ubicata una diga collegata da una galleria di valico alla diga sul Fiume Salto, descritta nel paragrafo precedente, realizzando in sostanza un unico bacino di accumulo. Tale diga raccoglie le acque di un bacino imbrifero di superficie pari a 496 km<sup>2</sup> e crea un invaso della capacità massima pari a 163 milioni di metri cubi.

Il Fiume Turano a valle della diga attraversa la piana reatina fino alla confluenza nel Fiume Velino, all’altezza del comune di Contigliano.

Nella figura seguente è rappresentata la parte del Bacino del Fiume Turano, sottesa allo scarico di emergenza dell’acquedotto.



**Figura 4 -Porzione del Bacino del Fiume Turano a monte dello scarico dell’acquedotto su base immagine satellitare**

La porzione del Bacino del Fiume Turano che costituisce il bacino imbrifero di studio, presenta una superficie complessiva di circa 61,20 Km<sup>2</sup>, altitudine media di 845 m s.l.m. e una lunghezza dell’asta principale pari a 16,39 Km.

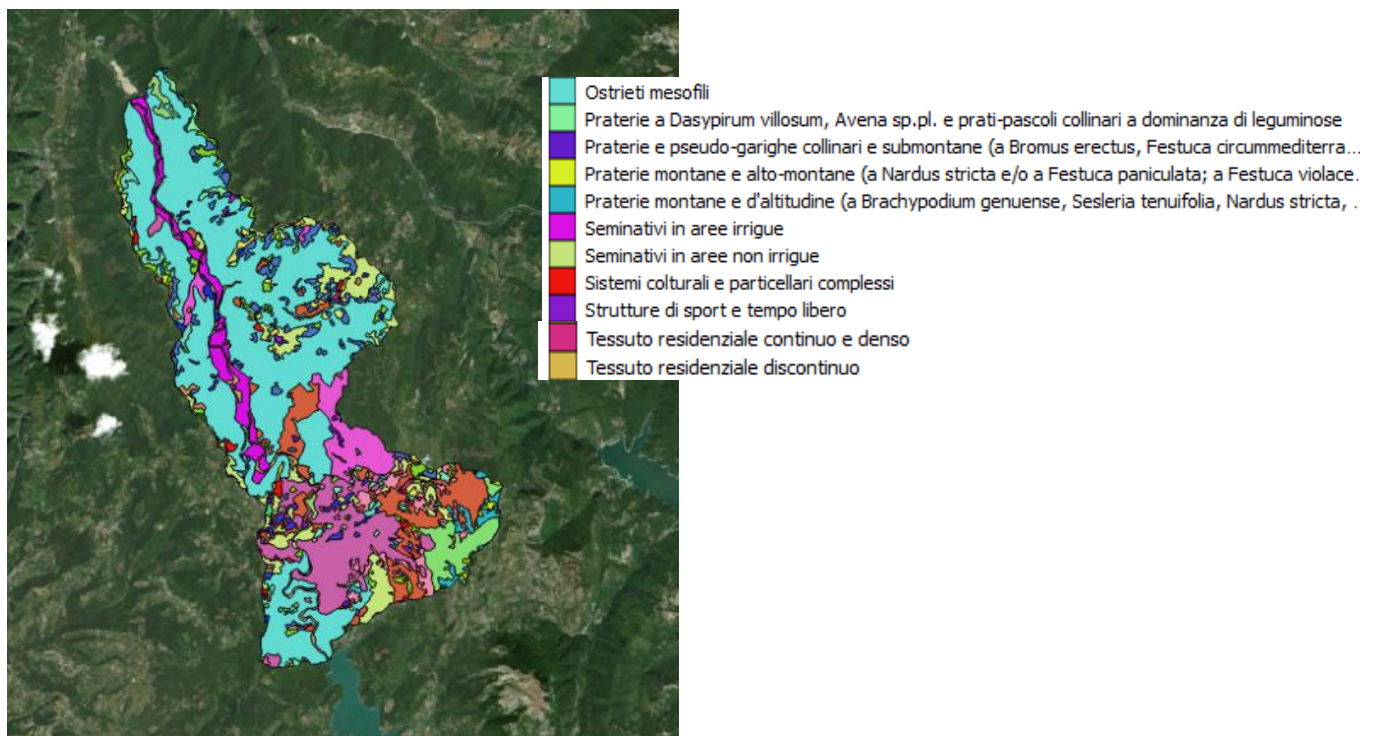
I principali parametri morfometrici del bacino, con riferimento alla sezione di chiusura corrispondente allo scarico, sono riassunti nella tabella sottostante

**Tabella 3 - Principali parametri morfometrici del Bacino Imbrifero del Fiume Turano**

<b>Area Bacino Turano (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Lunghezza asta (km)</b>	<b>Quota max (m s.l.m.)</b>	<b>Quota min (m s.l.m.)</b>	<b>Quota media (m s.l.m.)</b>	<b>Pendenza media (m/m)</b>
<b>61,20</b>	<b>16,39</b>	<b>1294</b>	<b>397</b>	<b>845,5</b>	<b>0,055</b>

Le caratteristiche di copertura e uso del territorio sono state valutate tramite il progetto Corine Land Cover (CLC) basato su immagini satellitari SPOT-4 HRVIR, SPOT 5 HRG e/o IRS P6 LISS III, di cui viene riportato un estratto nella figura seguente

**Figura 5 -Uso del suolo nel Bacino del Fiume Turano - Immagine Corine Land Cover (CLC)**



Per il bacino in esame è stata dunque determinata la seguente classificazione:

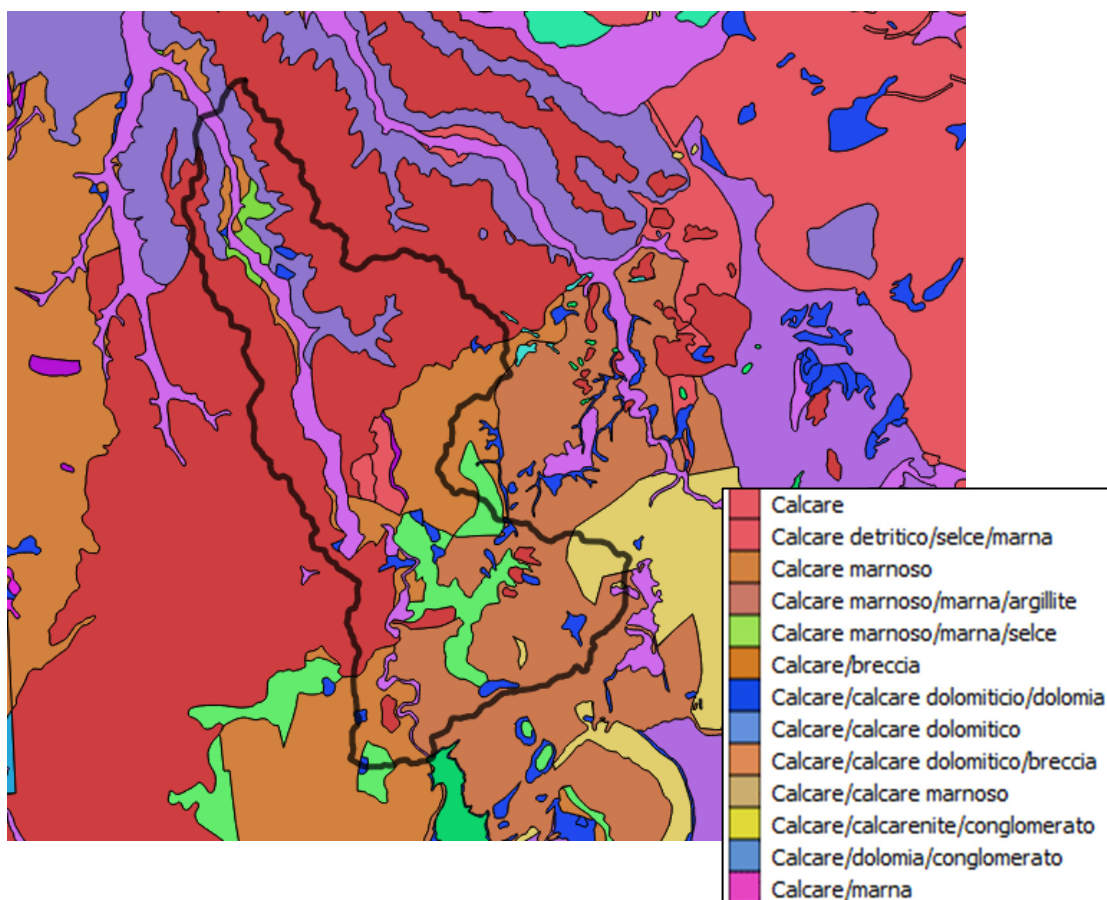
**Tabella 3 Stato attuale – Bacino Fiume Turano- Corine Land Cover (CLC)**

Uso suolo	Area (m <sup>2</sup> )	Percentuale
Ostrieti mesofili	47736000	78.00%
Faggete montane	4284000	7.00%
Vigneti	3672000	6.00%
Castagneti	3672000	6.00%
Tessuto urbano discontinuo	612000	1.00%
Tessuto urbano continuo	918000	1.50%
Totale complessivo	60894000	100%

Dall’analisi dell’uso del suolo risulta che la categoria prevalente sia “Ostrieti mesofili”.

La stratigrafia e l’assetto geologico dell’area risulta piuttosto nota attraverso la vasta bibliografia e cartografia geologica esistente. I principali terreni affioranti nell’area sono di tipo calcareo.

**Figura 6 -Formazioni geolitologiche del bacino del Fiume Turano – Carta geologica della Regione Lazio 1:25000**

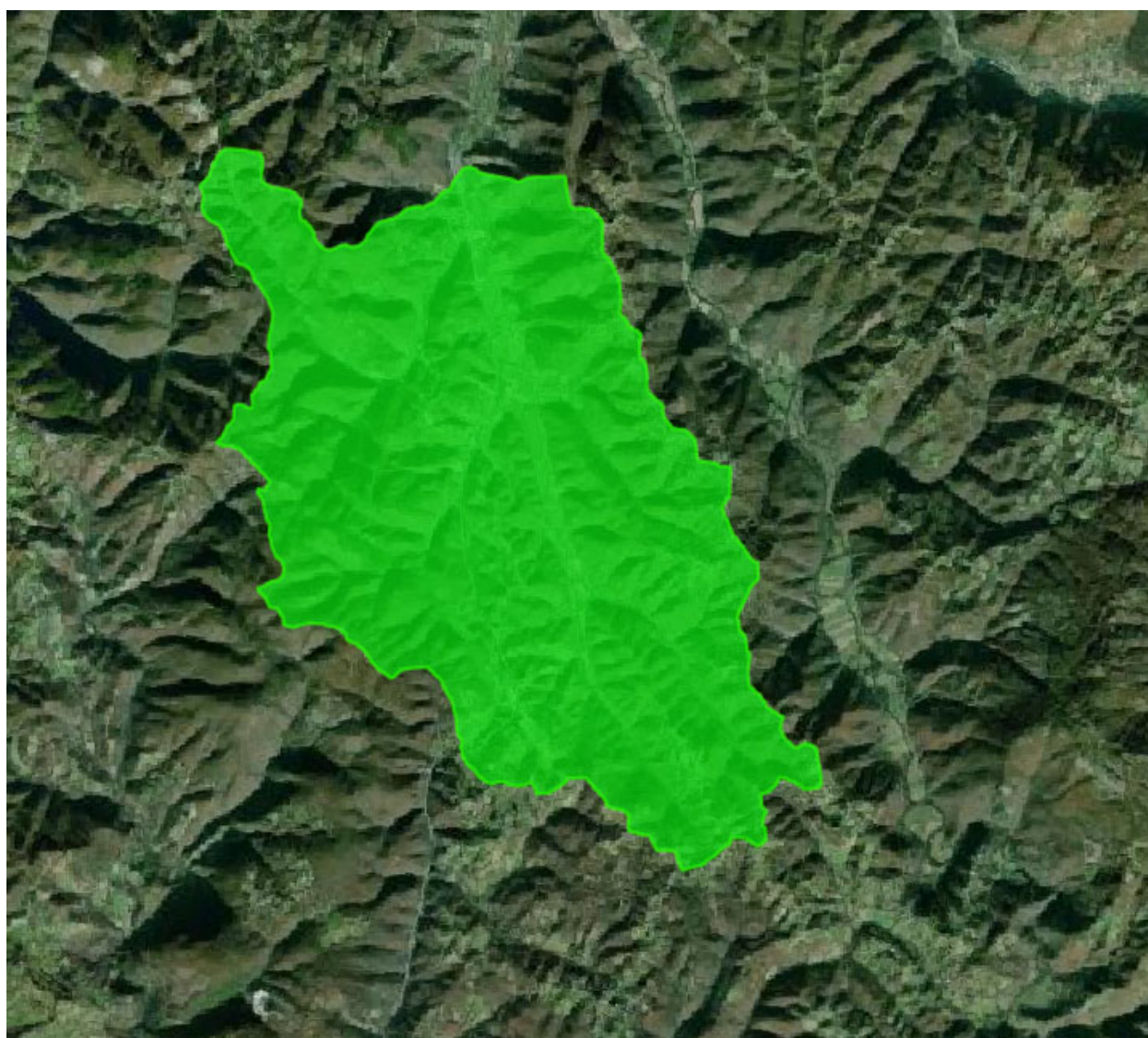


### **4.1.3 Torrente Ariana**

Il torrente Ariana è un affluente del Fiume Turano con un’estensione pari a circa 35 Km<sup>2</sup>. Nella figura seguente è rappresentata la parte del Bacino del torrente, sottesa al punto dello scarico di aggotamento dell’acquedotto. Si evidenzia, come descritto nel capitolo precedente, che nella valle del torrente Ariana, a differenza di quanto avviene presso Salto e Turano, non è prevista la possibilità di scaricare l’acquedotto. La vasca di San Giovanni Reatino è però dotata di troppo pieno e, in ogni caso, è previsto un sistema che ne consente la vuotatura.

La porzione del Bacino del torrente Ariana che costituisce il bacino imbrifero di studio, presenta una superficie complessiva di circa 34 Km<sup>2</sup>, altitudine media di 550 m s.l.m. e una lunghezza dell’asta principale pari a 10 Km.

**Figura 7 -Porzione del Bacino del torrente Ariana a monte dello scarico dell’acquedotto su base immagine satellitare**

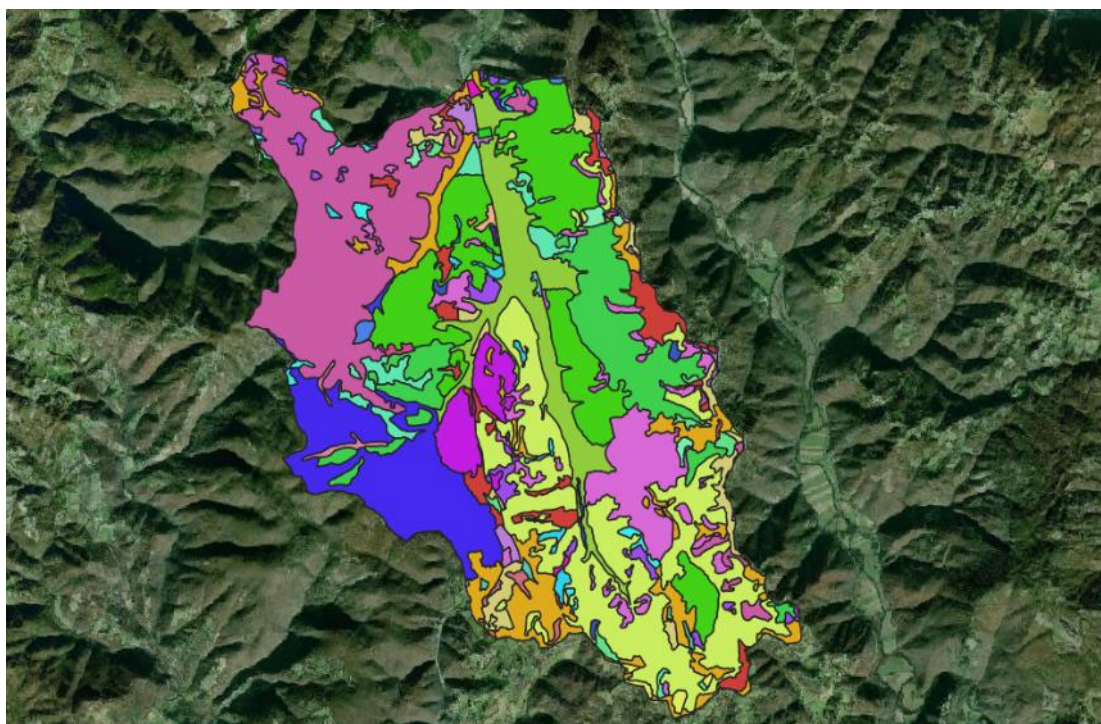


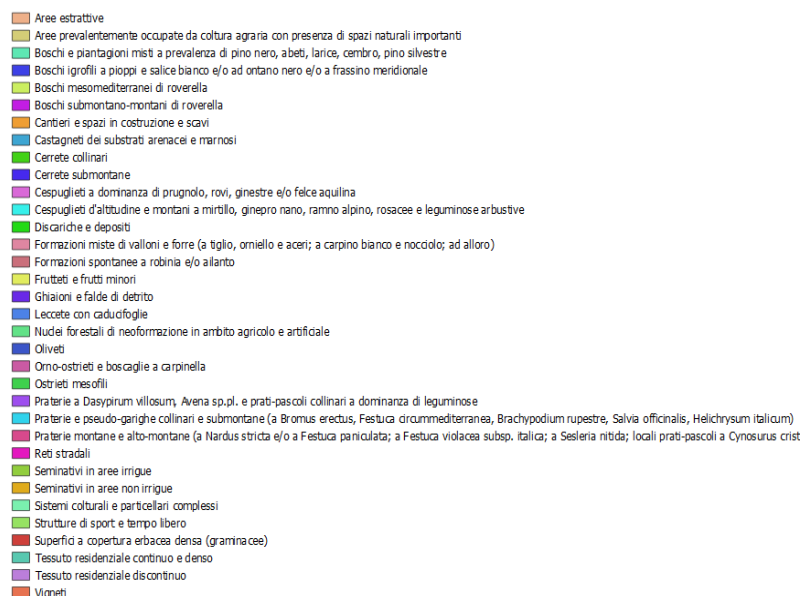
I principali parametri morfometrici del bacino, con riferimento alla sezione di chiusura corrispondente allo scarico, sono riassunti nella tabella sottostante.

**Tabella 4 - Principali parametri morfometrici del Bacino Imbrifero del torrente Ariana**

Area Bacino Ariana (km <sup>2</sup> )	Lunghezza asta (km)	Quota max (m s.l.m.)	Quota min (m s.l.m.)	Quota media ( m s.l.m.)	Pendenza media (m/m)
<b>34.26</b>	<b>10.04</b>	<b>695</b>	<b>405</b>	<b>550</b>	<b>0,024</b>

Le caratteristiche di copertura e uso del territorio sono state valutate tramite il progetto Corine Land Cover (CLC) basato su immagini satellitari SPOT-4 HRVIR, SPOT 5 HRG e/o IRS P6 LISS III, di cui viene riportato un estratto nella figura seguente





**Figura 8 -Uso del suolo nel Bacino del torrente Ariana – Corine Land Cover (CLC)**

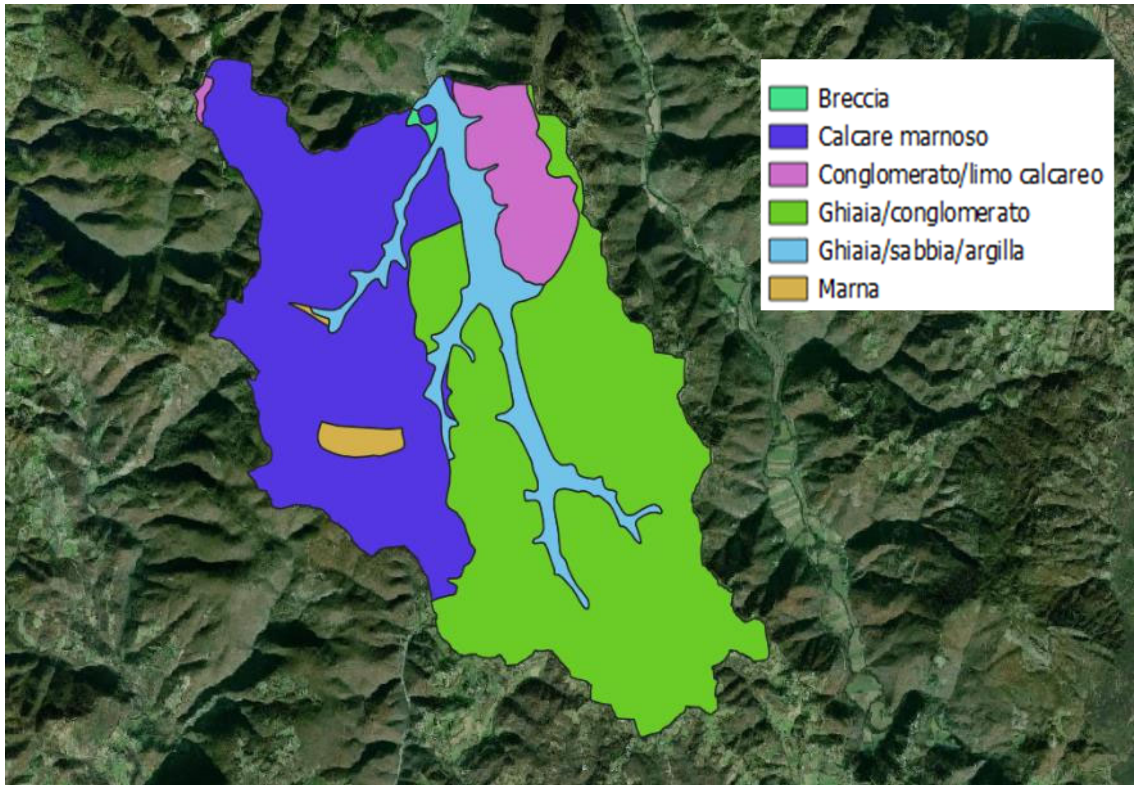
Per il bacino in esame è stata dunque determinata la seguente classificazione:

**Tabella 5 Stato attuale – Bacino Fiume Torrente Ariana- Corine Land Cover (CLC)**

Uso suolo	Area [m <sup>2</sup> ]	Percentuale
Boscaglie a carpinella	8784296	26%
Seminativi	7474191	22%
Boschi di roverella	6230488	18%
Cerrete collinari	4357828	13%
Cespuglieti	3945143	12%
Cerrete submontane	2974027	9%
Tessuto residenziale discontinuo	267669	1%
Tessuto residenziale continuo	226477	1%
Totale complessivo	34260119	100%

Dall’analisi dell’uso del suolo risulta che la categoria prevalente sia “Boscaglie e Carpinella”.

La stratigrafia e l’assetto geologico dell’area risulta piuttosto nota attraverso la vasta bibliografia e cartografia geologica esistente. I principali terreni affioranti nell’area sono di tipo calcareo.



**Figura 9 -Formazioni geolitologiche del bacino del Fiume Turano – Carta geologica della Regione Lazio 1:25000**

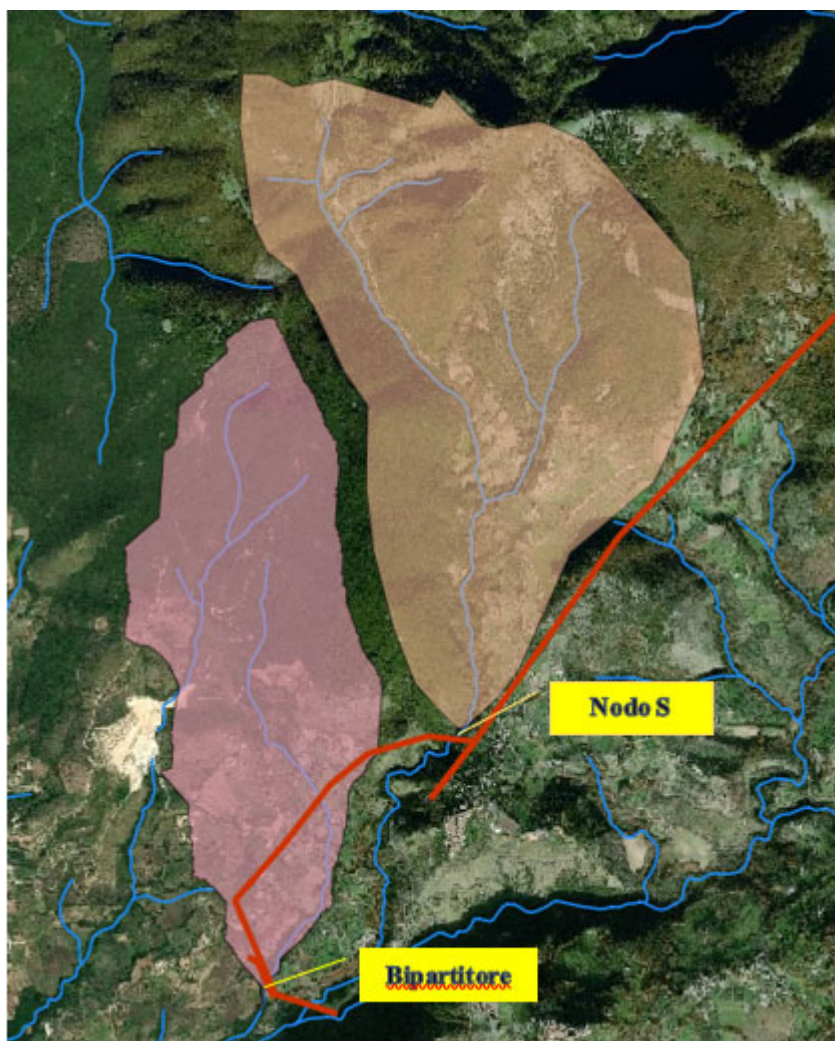
#### **4.1.4 Fosso di Salisano o di Rasciano**

Il fosso di Salisano è un affluente del Fiume Farfa, uno dei più importanti affluenti di sinistra del Fiume Tevere, nel quale confluisce nei pressi di Nazzano Romano.

In corrispondenza del Nodo S è prevista la realizzazione di una zona di scarico di sicurezza a monte della connessione al nodo di arrivo della Galleria verso il sottostante Rio Rocca, affluente del fosso di Salisano, **tale scarico è da considerarsi come di sicurezza**, e la sua attivazione è prevista nel caso si verificano dei danni alla condotta DN3400 tali da provocare allagamenti nella galleria carrabile. Inoltre, in corrispondenza del nuovo manufatto Bipartitore è previsto un altro scarico di emergenza dell’acquedotto che permette di far confluire l’intera portata di concessione verso un canale di recapito al Fosso di Salisano.



Nella figura seguente sono rappresentati i sottobacini del fosso di Salisano, sottesi allo scarico dell’acquedotto in corrispondenza del nodo S e del manufatto Bipartitore.



**Figura 10 -Porzione del Bacino del Fosso di Salisano a monte dello scarico dell’acquedotto in corrispondenza del nodo S e del Bipartitore con indicazione del tracciato dell’acquedotto su base immagine satellitare**

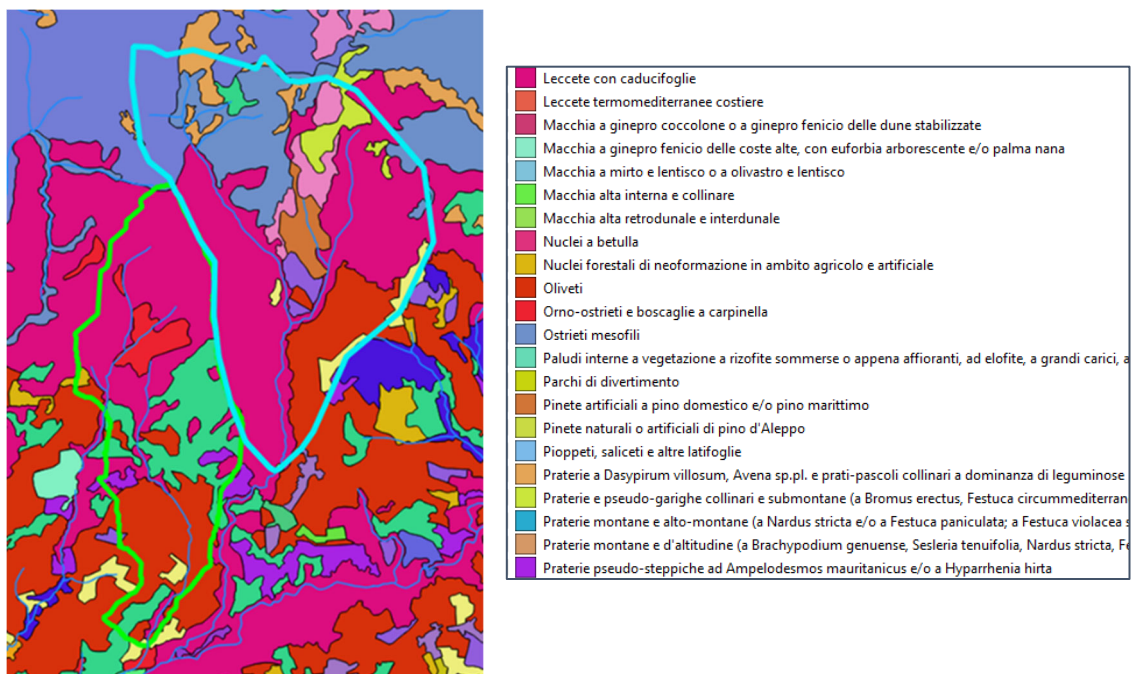
I principali parametri morfometrici del bacino del Fosso di Salisano a monte dello scarico in corrispondenza del nodo S e del Bipartitore, con riferimento alla sezione di chiusura corrispondente allo scarico, sono riassunti nella tabella sottostante.

**Tabella 6 - Principali parametri morfometrici del Bacino Imbrifero**

<b>Area Bacino Rio Rocca – nodo S (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Lunghezza asta (km)</b>	<b>Quota max (m s.l.m.)</b>	<b>Quota min (m s.l.m.)</b>	<b>Quota media ( m s.l.m.)</b>	<b>Pendenza media (m/m)</b>
<b>4.42</b>	<b>3.40</b>	<b>964</b>	<b>390</b>	<b>677</b>	<b>0.17</b>

<b>Area Bacino Salisano – Bipartitore (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Lunghezza asta (km)</b>	<b>Quota max (m s.l.m.)</b>	<b>Quota min (m s.l.m.)</b>	<b>Quota media ( m s.l.m.)</b>	<b>Pendenza media (m/m)</b>
<b>2.69</b>	<b>3.30</b>	<b>734</b>	<b>159</b>	<b>446</b>	<b>0.15</b>

Le caratteristiche di copertura e uso del territorio sono state valutate tramite il progetto Corine Land Cover (CLC) basato su immagini satellitari SPOT-4 HRVIR, SPOT 5 HRG e/o IRS P6 LISS III, di cui viene riportato un estratto nella figura seguente.



**Figura 11 -Uso del suolo nel Bacino del fosso di Salisano - Immagine Corine Land Cover (CLC)**

**Figura 12 -Formazioni geolitologiche del bacino del Fosso di Salisano – Carta geologica della Regione Lazio 1:25000**

**Tabella 7 Stato attuale – Bacino fosso Salisano- nodo S Corine Land Cover (CLC)**

Uso suolo	Area (m <sup>2</sup> )	Percentuale
Leccete	1326000	30.00%
Superfici a copertura erbacea densa	1105000	25.00%
Oliveti	1591200	36.00%
Pinete artificiali	265200	6.00%
Ostietri	44200	1.00%
Praterie	66300	1.50%
Totale complessivo	4397900	100%

Dall’analisi dell’uso del suolo risulta che la categoria prevalente sia “Oliveti”.

La stratigrafia e l’assetto geologico dell’area risulta piuttosto nota attraverso la vasta bibliografia e cartografia geologica esistente. I principali terreni affioranti nell’area sono di tipo calcareo.

## **4.2 Aspetti climatici**

Ai fini dell’individuazione delle curve di probabilità pluviometrica ai vari i tempi di ritorno si è proceduto alla valutazione degli eventi piovosi estremi mediante la procedura VA.PI. (Valutazione Piene) elaborata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GGNDCI) del CNR.

Per garantire l’omogeneità e la confrontabilità dei risultati a livello nazionale viene adottato il modello regionale TCEV, modificato al terzo livello attraverso l’introduzione di un modello a tre parametri per la valutazione delle piogge intense.

La distribuzione di probabilità delle massime altezze di pioggia giornaliera,  $h_d$ , viene espressa nella forma:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_1} e^{-\beta^* \frac{h_d}{\mu h_d} - \Lambda^* \Lambda_1^{\frac{1}{\Theta^*}} e^{-\frac{\beta h_d}{\Theta^* \mu h_d}}$$

Dove  $\mu_d$  è la media di  $h_d$ ,  $\Lambda^*$  e  $\Theta^*$  sono due parametri da cui dipende il coefficiente di asimmetria della distribuzione,  $\Lambda_1$  è un parametro che insieme ai due precedenti determina il coefficiente di variazione, e  $\beta$  è una funzione dei tre precedenti parametri.

Sostituendo nell’equazione precedente il coefficiente di crescita:

$$k = \frac{h_d}{\mu_{hd}}$$

Si ottiene

*Equazione 1*

$$P(k) = e^{-\Lambda_1 e^{-\beta k}} - \Lambda^* \Lambda_1^{\frac{1}{\Theta^*}} e^{-\frac{\beta}{\Theta^*} k}$$

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

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

Le elaborazioni relative all’applicazione di tale modello fanno riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica in cui i parametri sono stati valutati per scale regionali differenti.

Al primo e al secondo livello di regionalizzazione si identificano tre regioni omogenee, in cui l’ipotesi della costanza del coefficiente di variazione e del coefficiente di asimmetria può essere accettata:

- 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.

I parametri  $\Lambda^*$  e  $\Theta^*$  determinati al primo livello di regionalizzazione per le tre zone sono indicati nella tabella seguente

**Tabella 8 – Parametri del primo livello di regionalizzazione**

Zona	$\Lambda^*$	$\Theta^*$
A	0.174	3.49
B	0.762	1.241
C	0.795	2.402

Il parametro  $\Lambda_1$  , determinato al secondo livello di regionalizzazione per le tre zone, e la corrispondente funzione  $\beta$  sono indicati nella tabella seguente

**Tabella 9 – Parametri al secondo livello di regionalizzazione**

Zona	$\Lambda_1$	$\beta$
A	29.31	4.48
B	22.02	4.359
C	27.81	5.301

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della per cui, fissato un valore T del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita  $K_T$ . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito, nella tabella di seguito, i valori di  $K_T$  ottenuti numericamente dalla per alcuni valori del periodo di ritorno.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$K_T$ (SZOA)	0.89	1.22	1.49	1.84	1.97	2.29	2.45	2.98	3.52	4.23	4.77
$K_T$ (SZOB)	0.96	1.25	1.45	1.64	1.7	1.83	1.89	2.07	2.26	2.51	2.70
$K_T$ (SZOC)	0.9	1.29	1.59	1.9	2.01	2.22	2.32	2.64	2.96	3.38	3.70

**Tabella 11 – Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita  $K_t$  per le piogge giornaliere, per alcuni**

Considerata la relativa limitatezza dei dati pluviografici rispetto alla quantità di dati pluviometrici, il modello probabilistico proposto impiega l’informazione regionale

stabilita per i massimi annuali delle piogge giornaliere relative alle piogge brevi. 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.

Al terzo livello di regionalizzazione sono individuate delle zone omogenee in cui è accettabile l’ipotesi che la media del massimo annuale dell’altezza giornaliera  $\mu_{hd}$ , che prende il nome di pioggia indice, dipenda linearmente dalla sola quota  $z$  della stazione

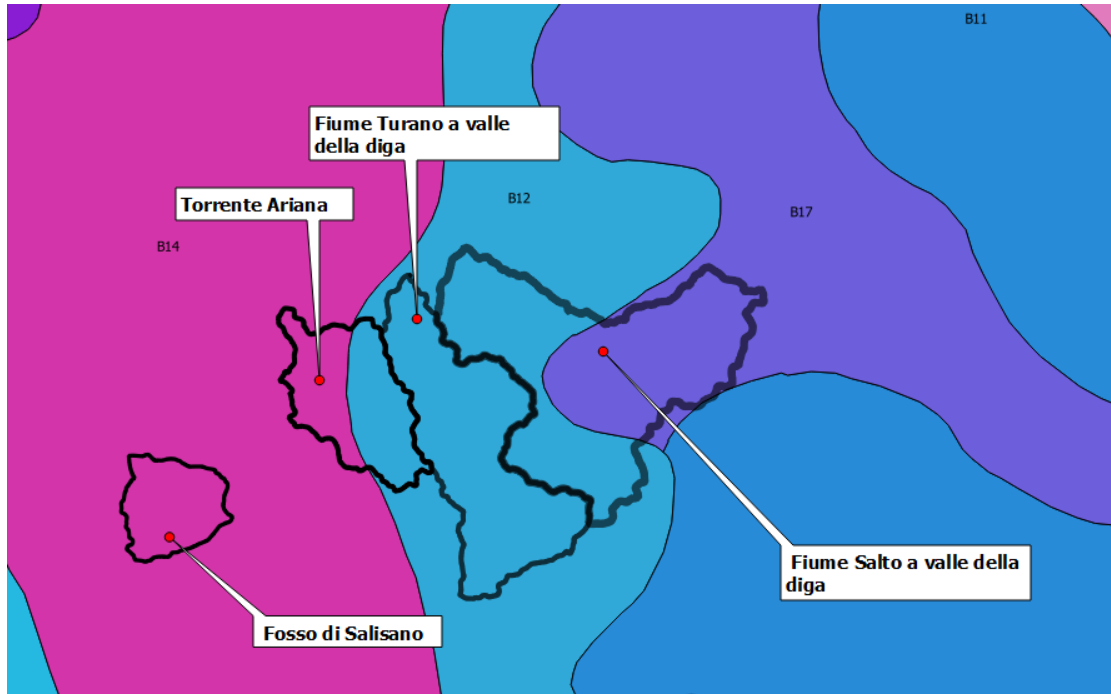
Equazione 2

$$\mu_{hd} = CZ + D$$

I parametri di tale equazione sono univoci nell’ambito di aree pluviometriche omogenee (APO). Le APO sono in totale 78 e *in particolare i sottobacini oggetto di studio ricadono all’interno dell’APO B14, B12, B17*, i cui parametri della regressione assumono i valori indicati nella tabella seguente.

**Tabella 10 – Terzo livello di regionalizzazione: parametri della regressione della media sulla quota per le sottozone di interesse**

<b>Sottozona</b>	<b>C (mm/m)</b>	<b>D (mm)</b>
B14	0.05343	55.0351
B12	0.04292	45.4949
B17	0.00722	64.4103



**Figura 13 –Aree omogenee dal punto di vista della precipitazione**

Per ottenere le leggi di probabilità pluviometrica, si considera una relazione durata-intensità-frequenza, attraverso una legge del tipo:

Equazione 3

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

Dove:

- b 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

L' Equazione 3 può essere messa nella forma

Equazione 4

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

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:

Equazione 5

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

Il coefficiente di crescita da introdurre nella  
è quindi:

Equazione 6

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

Da cui, infine

Equazione 7

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

Utile per il calcolo dell’intensità di pioggia in dipendenza della durata e del tempo di ritorno.

L’esponente m e il parametro di deformazione temporale b vengono assunti indipendenti dal tempo di ritorno T, in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF (intensità durata frequenza) relative a diversi tempi di ritorno. Per ricavare tali parametri sono state fatte le seguenti ipotesi:

1) su tutto il territorio considerato:

- a) l’intensità media di 24 ore  $\mu_{i24}$  è proporzionale all’ intensità media giornaliera  $\mu_{id}$  e quindi  $\mu_{i24} = \delta \mu_{id}$  dove il coefficiente di proporzionalità è assunto costante su tutto il territorio considerato, con valore  $\delta=1.15$ ; dall’ipotesi a) discende che anche per  $\mu_{i24}$  vale una relazione lineare con la quota:

Equazione 8

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



b) 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):  $r =$

$$\frac{\mu_{i5'}}{\mu_{i1}} = \left( \frac{b+1}{b+0.0833} \right)^m$$

da cui si ricava per ciascuna zona omogenea il coefficiente di trasformazione temporale:  $b = \frac{1-0.0833r^{\frac{1}{m}}}{r^{1/m}-1}$

2) sulle zone omogenee identificate per i massimi giornalieri dell'anno:

a) l'intensità istantanea media  $\mu_{i0}$  è dipendente dalla quota  $z$  della stazione pluviometrica secondo la relazione:  $\frac{\mu_{i0}(z)}{\mu_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\mu_{hd}}$  dove  $\overline{\mu_{i0}}$  e  $\overline{\mu_{hd}}$  sono la media sulla zona omogenea di  $\mu_{i0}$  e  $\mu_{hd}$ .

Da queste ipotesi si ricava per ciascuna zona omogenea l'esponente  $m$ :

Equazione 9

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\overline{\mu_{i0}}}{\overline{\mu_{i24}}}\right)}{\ln\left[1 + \frac{24(r^{1/m} - 1)}{1 - 0.0833r^{1/m}}\right]}$$

I valori regionali dei parametri  $b$ ,  $m$  e  $\overline{\mu_{i0}}/\overline{\mu_{i24}}$  che compaiono nella Equazione 9 e relativi alle sottozone considerate sono riportati nella tabella seguente.

Sottozona	b	m	$\overline{\mu_{i0}}/\overline{\mu_{i24}}$
B14	0.13799	0.7357	44.68
B12	0.10965	0.68869	41.024
B17	0.08886	0.65318	38.839

E' possibile ottenere il valore dell'intensità istantanea media  $\mu_{i0}$  mediante il parametro di regionalizzazione  $\overline{\mu_{i0}}/\overline{\mu_{i24}}$  :

$$\mu_{i0} = 44.68 \cdot \mu_{i24} = 214.479 \text{ mm/h}$$

$$\mu_{i0} = 41.02 \cdot \mu_{i24} = 160.719 \text{ mm/h}$$

$$\mu_{i0} = 38.839 \cdot \mu_{i24} = 131.223 \text{ mm/h}$$

Le condizioni più critiche sono quelle corrispondenti a precipitazioni la cui durata uguaglia, o supera, il tempo di corrivazione del bacino.

**Tempo di corrivazione ed intensità di pioggia di progetto**

Per la determinazione dell’idrogramma di piena corrispondente all’evento di pioggia considerato è necessario dapprima calcolare il valore del tempo di corrivazione  $t_c$ .

Per il calcolo del tempo di corrivazione, si fa riferimento alla formula proposta nell’ambito della procedura VA.PI. (Valutazione Piene) elaborata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GGNDICI) del CNR. Di fatto si tratta di una interpolazione tra la formula di Giandotti e quella di Kirpich. Tale formula è ritenuta valida per Bacini di estensione maggiore di 1 Km<sup>2</sup> e minore di 75 Km<sup>2</sup>. Per bacini minori vale la formulazione di Kirpich mentre per quelli maggiori di 75 Km<sup>2</sup> deve essere adottata la formula di Giandotti,

**Formula VAPI:**

$$t_c = \left\{ t_{cG} \frac{(A-1)}{74} + t_{cK} \frac{75-A}{75} \right\}$$

In cui:

- $t_{cG}$  = tempo di corrivazione Giandotti
- $t_{cK}$  = tempo di corrivazione Kirpich
- $A$  : area del bacino in km<sup>2</sup>

Formula Giandotti:

$$t_{cG} = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m}}$$

In cui:

- $A$  : area del bacino in km<sup>2</sup>
- $L$  : lunghezza dell’asta principale in km
- $H_m$  : altitudine media rispetto alla sezione di chiusura in m s.l.m.

Formula Kirpich:

$$t_{cK} = 0,93 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{\frac{h_{\max} - h_{\min}}{L}}} \right)^{0,77}$$

In cui:

- $A$  : area del bacino in km<sup>2</sup>
- $L$  : lunghezza dell’asta principale in km

- $h_{max}$  : quota massima del bacino m.s.l.m.
- $h_{min}$  : quota minima del bacino m.s.l.m.

Applicando la formulazione VAPI, per i bacini in esame si ottengono i seguenti valori del tempo di corrivazione

<b>Bacino</b>	<b>Tempo di Corrivazione (h)</b>
Salto	2.86
Turano	3
Ariana	2.63
Rio Rocca – nodo S	0.36
Salisano- manufatto Bipartitore	0.33

Inserendo nell’equazione 7 tutti i parametri finora individuati e considerando i valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita KT per le piogge giornaliere, è possibile determinare i seguenti valori di intensità per diversi tempi di ritorno per la durata pari al tempo di corrivazione.

**Intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il Bacino del Fiume Salto studiato**

$T_r(i)$	$i_{tb}$
2	18.00
3	20.60
5	23.51
10	27.20
20	30.76
30	32.83
50	35.43
100	38.95
200	42.49
300	44.57
500	47.19
1000	50.77

**Intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il Bacino del Fiume Turano studiato**

$T_r(i)$	$i_{tb}$
2	15.16
3	17.34
5	19.80
10	22.90
20	25.90
30	27.64
50	29.83
100	32.79
200	35.77
300	37.52
500	39.73
1000	42.75

**Intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il Bacino del torrente Ariana**

$T_r(i)$	$i_{tb}$
2	18.79
3	21.50
5	24.54
10	28.39
20	32.11
30	34.27
50	36.98
100	40.66
200	44.35
300	46.52
500	49.26
1000	53.00

**Intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il Bacino del Rio Rocca al nodo S**

<b><math>T_r(i)</math></b>	<b><math>i_{-b}</math></b>
2	71.71
3	82.05
5	93.65
10	108.33
20	122.54
30	130.77
50	141.10
100	155.14
200	169.23
300	177.51
500	187.97
1000	202.24

**Intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il Bacino del fosso Salisano al Bipartitore**

$T_r(i)$	$i_{tb}$
2	64.91
3	74.27
5	84.76
10	98.05
20	110.91
30	118.36
50	127.72
100	140.42
200	153.18
300	160.67
500	170.14
1000	183.05

### 4.3 Stima dei deflussi superficiali

Il metodo del Curve Number (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali. Tale metodo permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace ( $P_e$ ) cioè la frazione della pioggia totale ( $P$ ) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena.

Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone la seguente equazione:

Equazione 10

$$P_e = \frac{P_n^2}{P_n + S}$$

Dove:

$P_e$	Pioggia efficace o deflusso diretto (mm)
$P_n = P - I_A$	Pioggia netta (mm)
$P$	Pioggia totale (mm)
$S$	Capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm)
$I_A = k_{ia} \cdot S$	Perdite iniziali (mm)
$k_{ia}$	Coefficiente di perdite iniziali

Da cui

Equazione 11

$$P_e = \frac{(P - k_{ia}S)^2}{(P - k_{ia}S) + S}$$

Le perdite iniziali ( $I_A$ ) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo ( $S$ ). La procedura proposta dal SCS, per l'ambiente agrario degli Stati Uniti, stima le perdite iniziali uguali ad un quinto del volume specifico di saturazione del terreno ( $S$ ). Per la realtà italiana, si adotta un valore delle perdite iniziali tale che  $0.1 \leq k_{ia} \leq 0.3$

Per i calcoli seguenti verrà utilizzato  $k_{ia} = 0.2$

Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura litologica e pedologica del terreno e dall'uso del suolo. L'equazione proposta dal S.C.S è rappresentabile sul piano  $P - P_e$ , con un numero infinito di curve comprese tra la bisettrice dove  $S$  è uguale a zero, e l'asse delle ascisse dove  $S$  assume il teorico valore infinito. Data la notevole variabilità del parametro  $S$ , si fa ricorso ad un artificio con il quale si determina il Curve Number (CN) utilizzando la seguente equazione che rappresenta sul piano  $P - P_e$  una famiglia di curve:

Equazione12 
$$CN = \frac{25400}{254 + S}$$

Dove  $S$  è espresso in mm

Esplicitando  $S$  si ha

Equazione13 
$$S = 25.4 * \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Il parametro CN è un fattore decrescente della permeabilità e risulta legato:

- alla tipologia litologica del suolo;
- all’uso del suolo;
- al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato.

Per quanto riguarda la natura del suolo, l’SCS ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi

Gruppo 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.



Per i calcoli seguenti, considerata la litologia dei suoli presenti nel bacino, verrà utilizzato un tipo idrologico di suolo B per tutti i quattro bacini idrografici di studio

Nella tabella seguente sono riportati, per tali gruppi, valori caratteristici del parametro CN anche con riferimento al tipo di copertura (uso del suolo).

**Valori caratteristici del parametro CN**

CN	Tipo idrologico Suolo			
	A	B	C	D
<b>Tipologie di uso del suolo</b>				
Suoli coltivati	67	76	83	86
Pascoli	54	70	80	85
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa				
-con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
-con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per l'85%)	89	92	94	95
Aree Industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile				
-65%	77	85	90	92
-38%	61	75	83	87
-30%	57	72	81	86
-25%	54	70	80	85
-20%	51	68	79	84
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade				
-asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiate	76	85	89	91

Sovrapponendo gli elementi uso e tipo di suolo si può attribuire un valore di CN per ogni "incrocio o sovrapposizione". Utilizzando poi come peso l'estensione di ciascuno di queste diverse sovrapposizioni si può determinare il CN, definito come valore medio pesato, per i bacini in esame.

<b>Uso suolo – Bacino del Fiume Salto</b>	<b>Incidenza</b>	<b>CN</b>	<b>CNi</b>
Ostietti mesofili	70.00%	68	47.6
Faggete montane	7.00%	60	4.2
Vigneti	6.00%	76	4.56
Castagneti	13.50%	66	8.91
Tessuto urbano discontinuo	2.00%	95	1.9
Tessuto urbano continuo	1.50%	98	1.47
<b>Totale complessivo</b>	<b>100%</b>		<b>68.64</b>

Il metodo proposto è applicabile su pendii con acclività non superiori al 5%; è stato pertanto introdotto un CN modificato (CN<sub>2</sub>) per pendii con pendenze superiori:

Equazione 1 
$$CN_2 = \frac{CN_{sat} - CN}{3} \cdot [1 - 2 \cdot \exp(-13.86 \cdot acclività)] + CN$$

dove:

Equazione 2 
$$CN_{sat} = CN \cdot \exp [0.00673 \cdot (100 - CN)]$$

da cui si ottiene **CN<sub>2</sub> = 71.16.**

<b>Uso suolo – Bacino del Fiume Turano</b>	<b>Incidenza</b>	<b>CN</b>	<b>CNi</b>
<b>Ostietti mesofili</b>	78.00%	68	53.04
Faggete montane	7.00%	60	4.2
Vigneti	6.00%	76	4.56
Castagneti	6.00%	66	3.96
Tessuto urbano discontinuo	1.00%	95	0.95
Tessuto urbano continuo	1.50%	98	1.47
<b>Totale complessivo</b>	<b>100%</b>		<b>68.18</b>

Dall’analisi svolta si è ottenuto CN = 68, valore in linea con la categoria prevalente nella porzione di bacino considerato.

<b>Uso suolo – Bacino del torrente Ariana</b>	<b>Incidenza</b>	<b>CN</b>	<b>CNi</b>
<b>Boscaglie a carpinella</b>	26.00%	68	17.68
Cerrete submontane	19.00%	60	11.4
Cerrete collinari	16.00%	76	12.16
seminativi	21.00%	66	13.86
Cespuglieti	15.00%	70	10.5
Tessuto urbano continuo	1.50%	98	1.47
Tessuto urbano discontinuo	1.00%	95	0.95

<b>Totale complessivo</b>	100%		<b>68.00</b>
---------------------------	------	--	--------------

Dall'analisi svolta si è ottenuto CN = 68, valore in linea con la categoria prevalente nella porzione di bacino considerato

<b>Uso suolo – Bacino del Rio Rocca – nodo S</b>	<b>Incidenza</b>	<b>CN</b>	<b>CNi</b>
<b>Leccete</b>	30%	70	21
<b>Superfici a copertura erbacea densa</b>	25%	50	12.5
<b>Oliveti</b>	36%	70	25.2
<b>Pinete artificiali</b>	6%	70	4.2
<b>Ostrieti</b>	1%	66	0.66
<b>Praterie</b>	1.5%	58	0.87
<b>Totale complessivo</b>	100%		<b>64.43</b>

<b>Uso suolo – Bacino del fosso Salisano – bipartitore</b>	<b>Incidenza</b>	<b>CN</b>	<b>CNi</b>
<b>Cerrete collinare</b>	78%	62	48.36
<b>Seminativi in aree non irrigue</b>	7%	75	5.25
<b>Vigneti</b>	6%	76	4.56
<b>Castagneti</b>	6%	66	3.96
<b>Cespuglieti</b>	1%	66	0.66
<b>Tessuto urbano discontinuo</b>	1.5%	95	1.45
<b>Totale complessivo</b>	100%		<b>64.22</b>

Il metodo proposto è applicabile su pendii con acclività non superiori al 5%; è stato pertanto introdotto un CN modificato (CN<sub>2</sub>) per pendii con pendenze superiori:

Equazione 3

$$CN_2 = \frac{CN_{sat} - CN}{3} \cdot [1 - 2 \cdot \exp(-13.86 \cdot \text{acclività})] + CN$$

dove:

Equazione 4

$$CN_{sat} = CN \cdot \exp [0.00673 \cdot (100 - CN)]$$

da cui si ottiene **CN<sub>2</sub> = 68 per lo scarico nel Rio Rocca.**

da cui si ottiene **CN<sub>2</sub> = 65.47 per lo scarico nel fosso Salisano.**



#### **4.4 Analisi della portata al colmo**

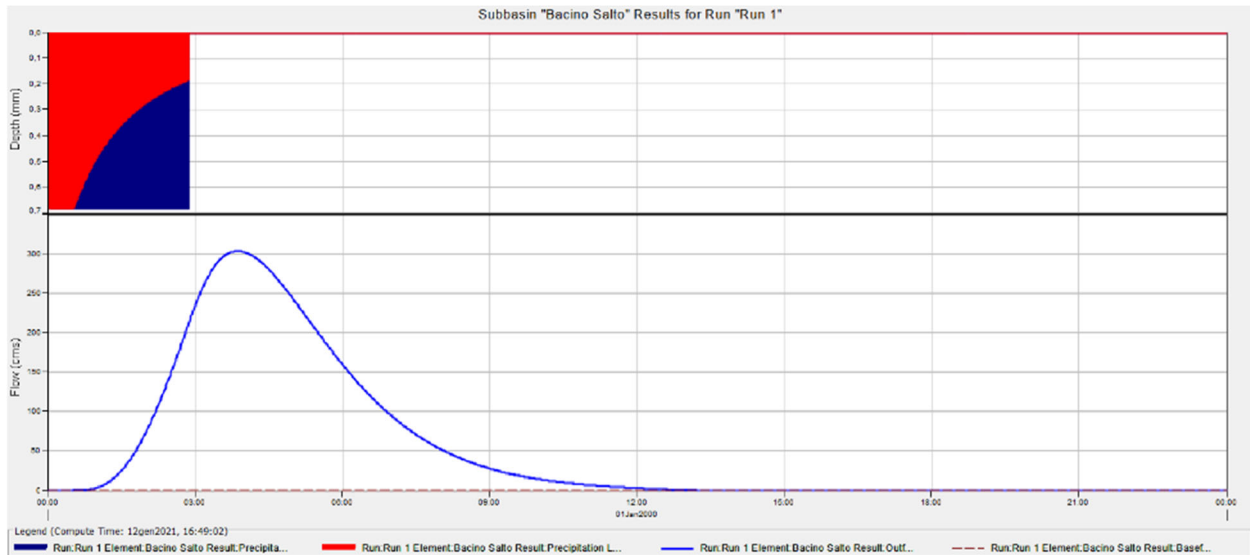
La valutazione delle portate al colmo di piena viene effettuata mediante il modello afflussi deflussi tramite il software HEC-HMS dell’USACE [<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms>]. In particolare le perdite nel bacino e l’IUH sono stati schematizzati secondo quanto proposto nel metodo identificabile come SCS-CN (SCS Curve Number).

Per la costruzione del modello sono state inserite:

- alcune caratteristiche dei bacini (tempo di ritardo, area del bacino, valori dei CN per le diverse aree);
- gli ietogrammi di progetto.

L’applicazione del modello di trasformazione afflussi-deflussi mediante il software HEC-HMS ha permesso di ottenere gli idrogrammi di progetto. Nel seguito si riportano solo i risultati principali ottenuti, in termini di valore di portata al colmo, impostando la durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione. Nell’immagine seguente è riportato un esempio di quanto restituito graficamente dal software HEC-HMS. Nella parte superiore della finestra è riportato lo ietogramma inserito; la parte in blu di forma triangolare rappresenta l’andamento nel tempo dell’altezza cumulata di precipitazione, mentre in rosso, nello stesso diagramma, è evidenziata la quota parte di precipitazione che si infila nel suolo e che non concorre alla formazione della piena.

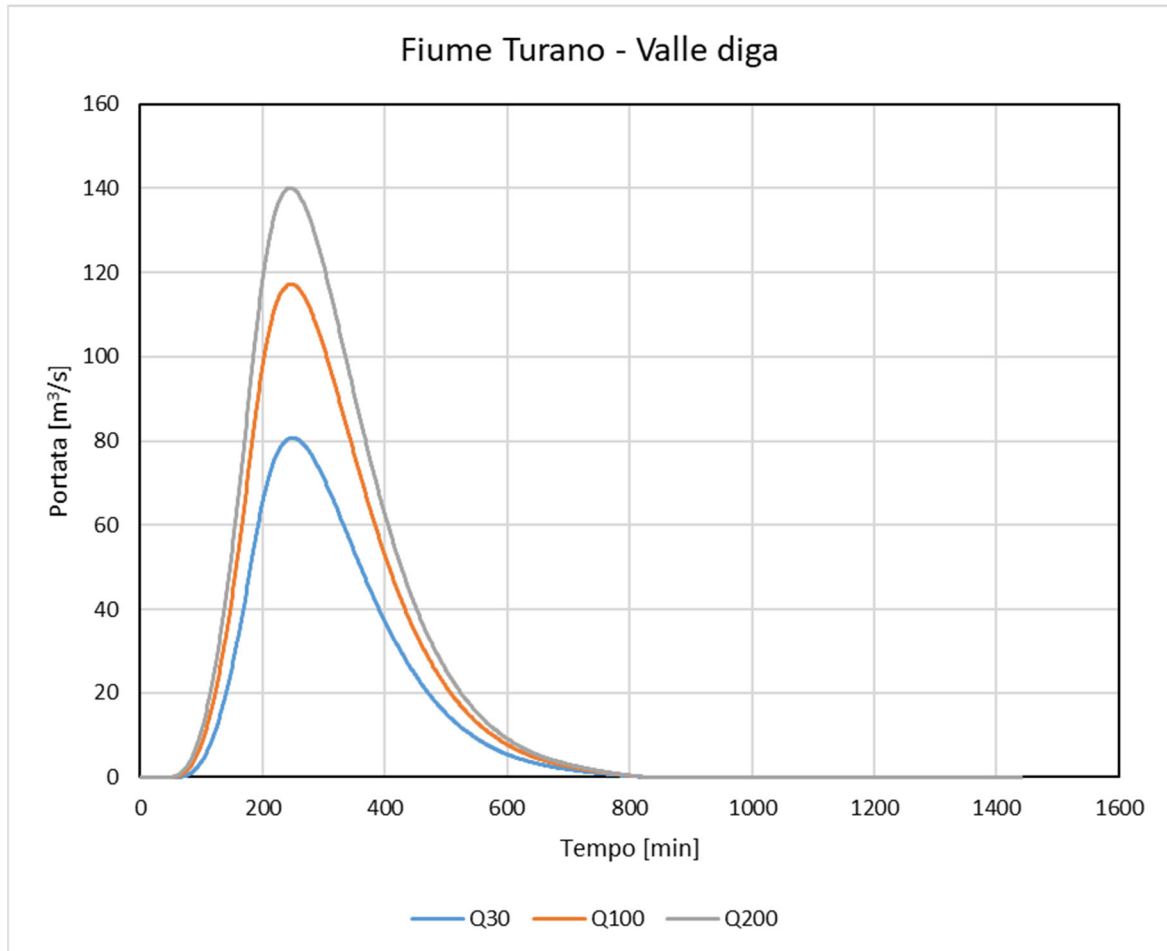
Nella parte inferiore dell’immagine è visibile l’idrogramma ottenuto mediante convoluzione della pioggia netta con l’IUH SCS.



*Esempio di applicazione del software HEC-HMS ad un bacino: nella parte superiore sono rappresentate le altezze di pioggia, mentre nella parte sottostante è riportato l'idrogramma risultante*

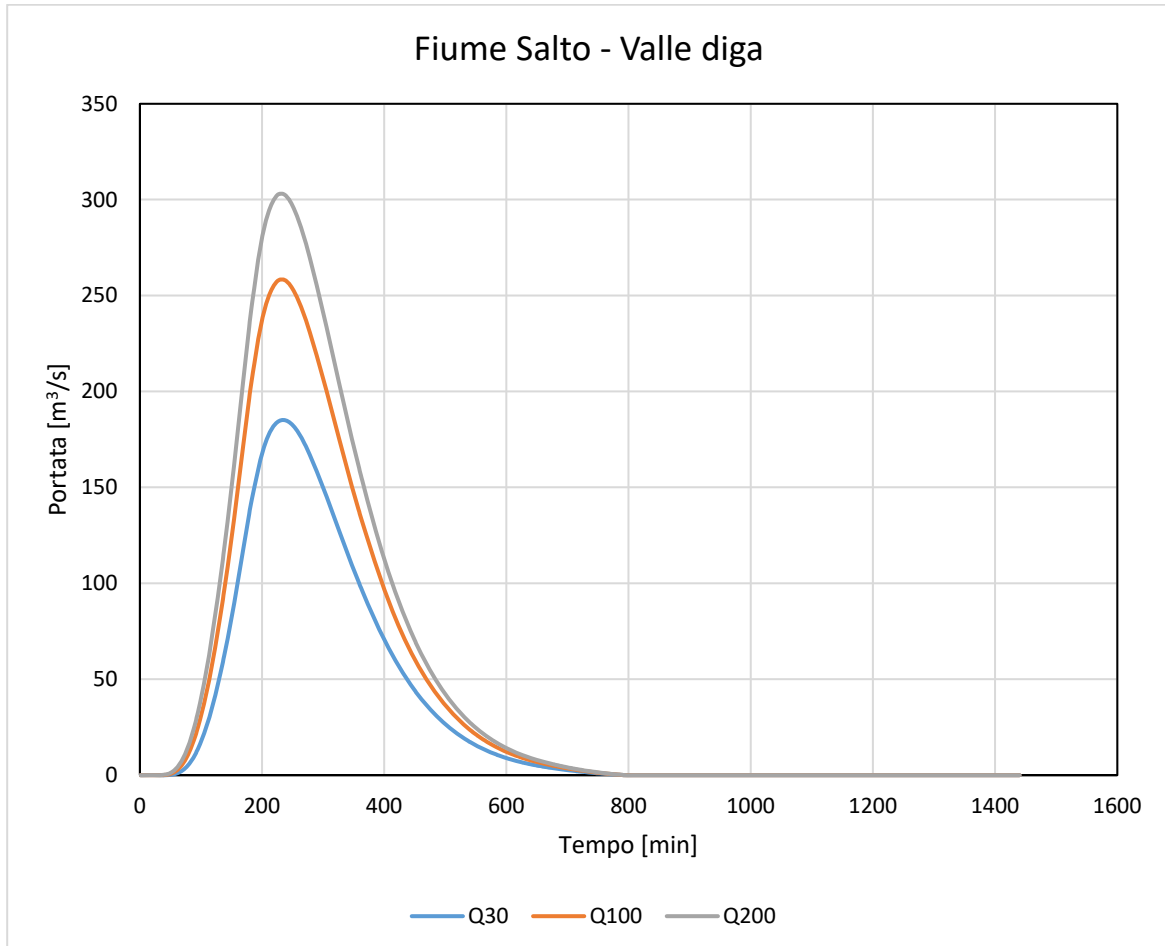
Si ottiene dunque per i bacini considerati:  
**Bacino del fiume Turano a valle diga**

<b>Bacino Turano</b>	<b>TR30</b>	<b>TR100</b>	<b>TR200</b>
ic(intensità) mm/h	27.64	32.79	35.77
P(pioggia cumulata) mm	82.92	98.37	107.31
S(capacità idrica max suolo) mm	119.53	119.53	119.53
Pe (efficace) mm	19.65	28.64	34.35
Qp m3/s	80.7	117.3	140.1



**Bacino del fiume Salto a valle diga**

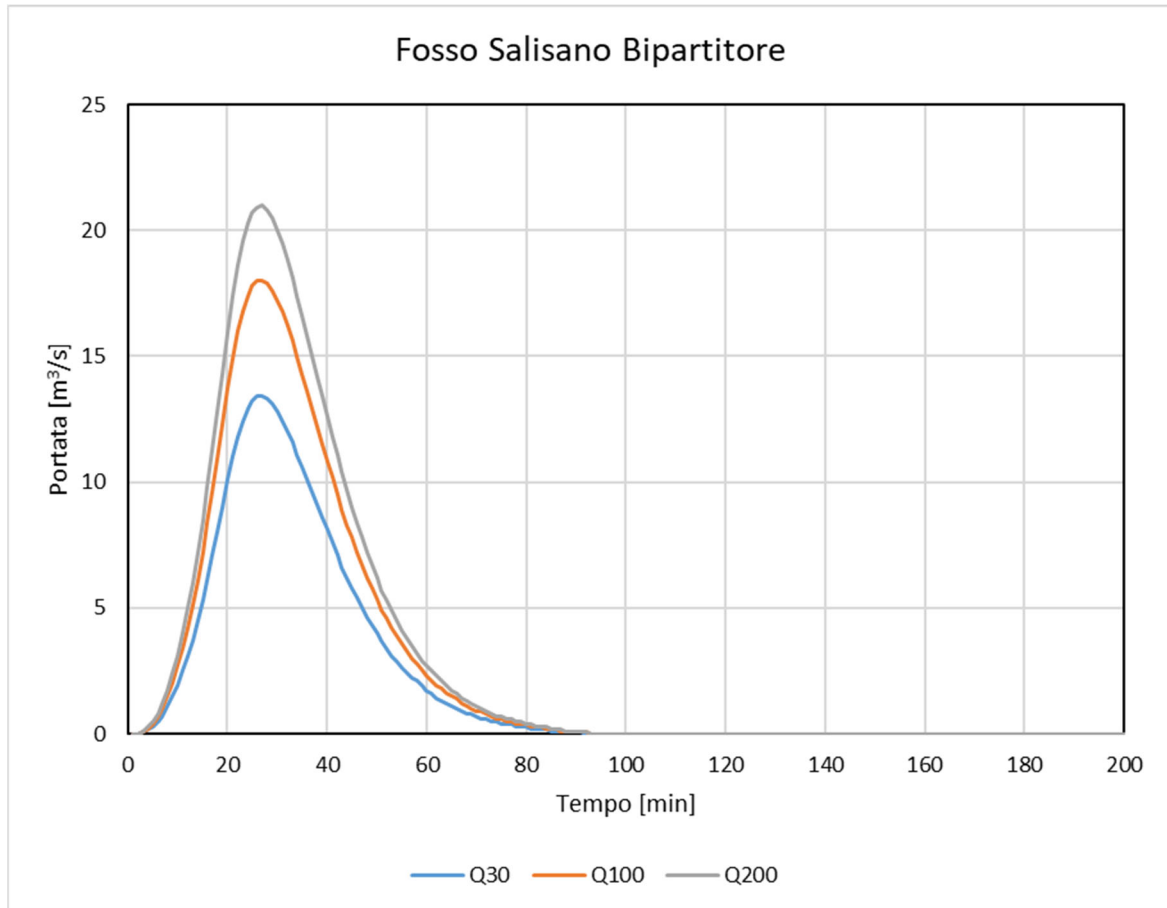
<b>Bacino Salto</b>	<b>TR30</b>	<b>TR100</b>	<b>TR200</b>
ic(intensità) mm/h	32.83	38.95	42.49
P(pioggia cumulata) mm	93.89	111.39	121.52
S(capacità idrica max suolo) mm	103.75	103.75	103.75
Pe (efficace) mm	30.20	42.21	49.59
Qp m <sup>3</sup> /s	185.2	258.4	303.1



**Bacino del fosso Salisano -Bipartitore**

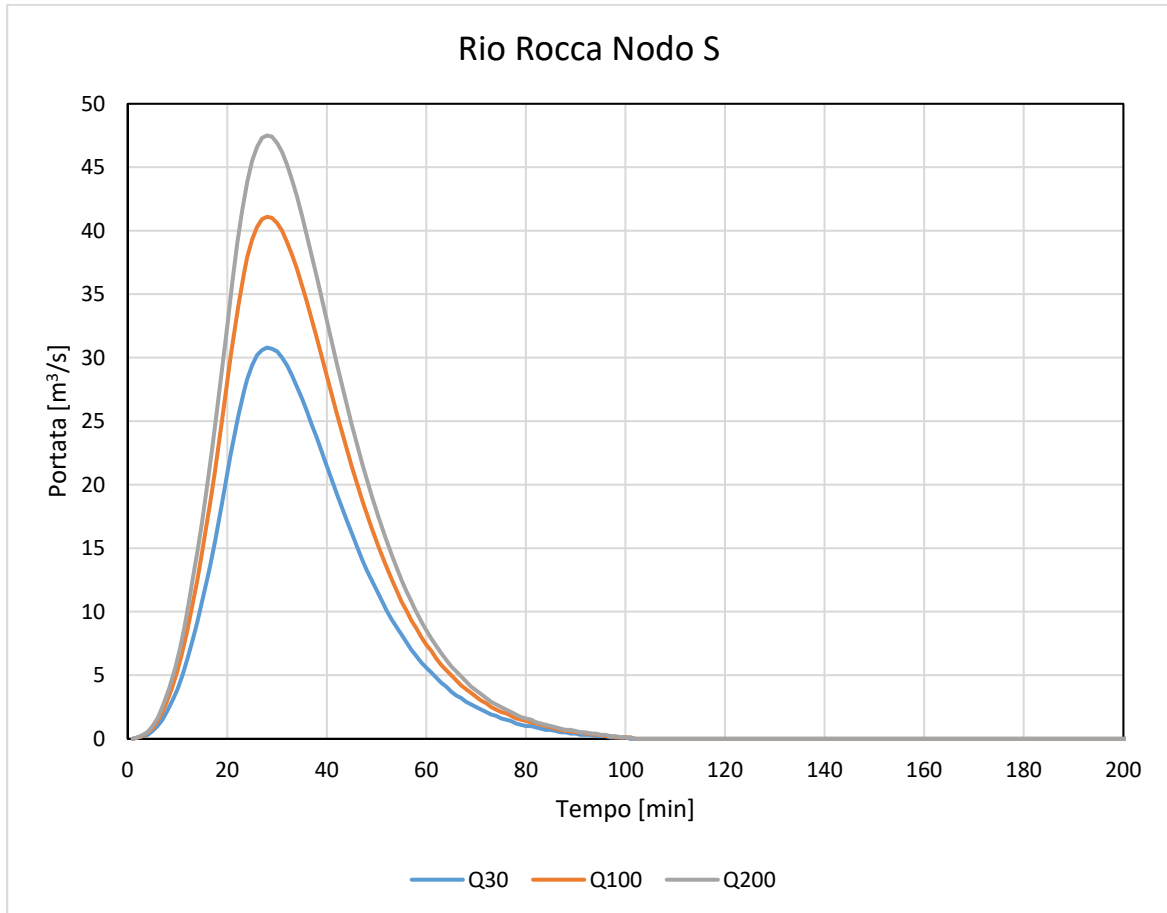
<b>Bacino Salisano</b>	<b>TR30</b>	<b>TR100</b>	<b>TR200</b>
ic(intensità) mm/h	118.36	140.42	153.18
P(pioggia cumulata) mm	39.05	46.33	50.54
S(capacità idrica max suolo) mm	133.96	133.96	133.96
Pe (efficace) mm	8.91	12.03	13.99
Qp m <sup>3</sup> /s	13.4	18.00	21.00





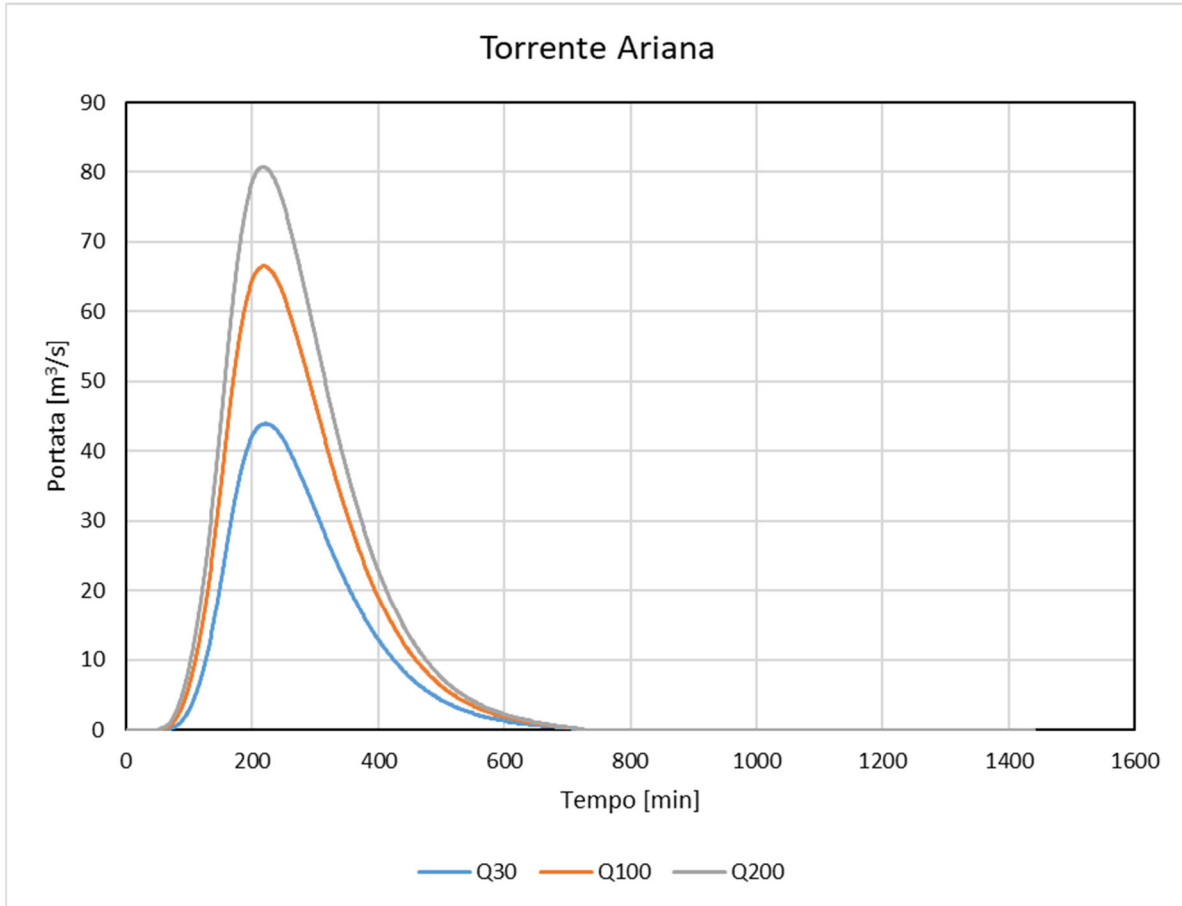
**Bacino Rio Rocca – Nodo S**

<b>Bacino Salisano</b>	<b>TR30</b>	<b>TR100</b>	<b>TR200</b>
ic(intensità) mm/h	130.77	155.14	169.23
P(pioggia cumulata) mm	47.07	55.85	60.93
S(capacità idrica max suolo) mm	119.53	119.53	119.53
Pe (efficace) mm	13.43	17.95	20.76
Qp m <sup>3</sup> /s	30.7	41	47.4



### Bacino Torrente Ariana

<b>Bacino Ariana</b>	<b>TR30</b>	<b>TR100</b>	<b>TR200</b>
ic(intensità) mm/h	34.27	40.66	44.35
P(pioggia cumulata) mm	90.13	106.93	116.64
S(capacità idrica max suolo) mm	153.56	153.56	153.56
Pe (efficace) mm	16.50	25.17	30.71
Qp m <sup>3</sup> /s	44	66.5	80.7



## **5 Verifica idraulica**

Una volta stimate le portate transitanti in alveo si è proceduto con la valutazione dei livelli idrici in corrispondenza dei tratti dei corsi d’acqua interessati (Salto, Turano, Rio Rocca, fosso Salisano e torrente Ariana).

Si è svolta una verifica della capacità di deflusso, sia in condizioni naturali (ante operam), sia con il contributo dello scarico dell’acquedotto (post operam), tenendo in considerazione la portata transitante nell’alveo a diversi tempi di ritorno e le portate massime scaricate pari a 10 mc/s e per il torrente Ariana 0.2 mc/s.

Inoltre si sono ipotizzati vari scenari idrologici, illustrati nel paragrafo 5.1.3, considerando lo scenario più gravoso per il Fiume Salto e per il Fiume Turano la stima dell’evento di pioggia con TR 200 anni per il bacino a valle delle dighe esistenti sommato alla massima portata di tutti gli scarichi della diga, tale scenario è identificato con un’\*” nella tabella n.13 “scenari di riferimento”; di seguito si riportano le tabelle degli scarichi relativi alla diga sul fiume Salto e sul fiume Turano presi dal documento dell’Autorità di Bacino del Tevere “Ipotesi di regolazione dei deflussi ai fini del governo delle piene nel bacino del Tevere – parte III – sistema Nera Velino – luglio 2005”

<b>Portate delle opere di scarico – Diga sul Salto</b>	
Scarichi di superficie	400 m <sup>3</sup> /s
Scarichi di mezzo fondo	60 m <sup>3</sup> /s
Scarichi di fondo	45 m <sup>3</sup> /s
<b>TOTALE</b>	<b>505 m<sup>3</sup>/s</b>

<b>Portate delle opere di scarico – Diga sul Turano</b>	
Scarichi di superficie	770 m <sup>3</sup> /s
Scarichi di mezzo fondo	60 m <sup>3</sup> /s
Scarichi di fondo	45 m <sup>3</sup> /s
<b>TOTALE</b>	<b>875 m<sup>3</sup>/s</b>

La verifica idraulica è stata eseguita utilizzando il software Infoworks ICM, sviluppato dall’azienda inglese HR Wallingford.

## **5.1 Modellazione idraulica bidimensionale**

### **5.1.1 Il modello idraulico Infoworks ICM2D**

Infoworks ICM, sviluppato dall’azienda inglese HR Wallingford, è un applicativo software per la verifica e la progettazione di sistemi idraulici complessi costituiti da reti idrauliche e corsi d’acqua di tipo naturale. Il software consente di costruire e risolvere, in regime di moto vario, modelli idraulici di tipo monodimensionale (1D) che consentono di valutare la propagazione dell’onda di piena in alveo, modelli idraulici di tipo puramente bidimensionale (2D) per lo studio della propagazione dell’esonazione in aree su cui è definita una griglia di elementi triangolari sulla base topografica costituita, generalmente, da un modello digitale del terreno (DTM) e modelli idraulici combinati (1D – 2D) con la modellazione ibrida monodimensionale nel canale e bidimensionale nelle aree inondabili. Infoworks ICM è dotato di un risolutore per il moto vario nella conformazione bidimensionale che utilizza la metodologia di calcolo dei volumi finiti. Il modulo di calcolo 2D utilizzato dal software Infoworks ICM si basa sulle ben note equazioni delle acque basse (Shallow Water Equations, acronimo SWE). Tali equazioni, cioè la versione a profondità media delle equazioni di Navier-Stokes, sono utilizzate per la rappresentazione matematica dei flussi 2D.

Le SWE assumono che il flusso è prevalentemente orizzontale e che la variazione della velocità sulla verticale può essere trascurata.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0x} - S_{fx} + q_{1D}u_{1d}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( hv^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = S_{0y} - S_{fy} + q_{1D}v_{1d}$$

In cui: h è l’altezza d’acqua: u e v sono le velocità rispettivamente nella direzione x ed y; S<sub>0x</sub> e S<sub>0y</sub> sono le perdite di carico per effetto dell’attrito rispettivamente nella direzione x ed y; q<sub>1D</sub> è la portata di transito per unità di superficie; u<sub>1D</sub> e v<sub>1D</sub> sono le componenti di velocità della portata di transito rispettivamente nella direzione x ed y. La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare le grandezze fondamentali di base, di massa e di quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette la rappresentazione di discontinuità di flusso e cambiamenti tra portata gradualmente variata e rapidamente variata che, comunque, nel caso di studio in oggetto non è stato necessario rappresentare.

Il modulo 2D (utilizzato per la presente analisi) adotta una discretizzazione ai volumi finiti utilizzando elementi di controllo per rappresentare l’area di studio ed utilizzando uno schema esplicito del primo ordine per la discretizzazione temporale. Con il metodo dei volumi finiti, il dominio di modellazione è diviso in forme geometriche su cui le SWE vengono integrate per poter definire equazioni in termini di flussi attraverso i confini dell’elemento di controllo.

### **5.1.2 Schematizzazione geometrica**

La geometria dell’area di modellazione è stata definita sulla base del dato DTM con griglia regolare 10x10 m, dai rilievi topografici di dettaglio e dalle misure dirette sul posto, oltre a sezioni intermedie ricavate mediante interpolazione.

Il DTM è stato successivamente ridotto ad un opportuno dominio sull’area d’interesse, per alleggerire il carico computazionale richiesto in fase di simulazione, tali aree vengono denominate “zone 2D”.

Dal dato cartografico di base così ottenuto è stata ricostruita in Infoworks la mesh o maglia di calcolo, definita da elementi triangolari maggiormente raffittiti sulle aree di interesse.

### **5.1.3 Condizioni al contorno – immissioni e scenari di riferimento**

Infoworks ICM sull'area 2D va a creare una magliatura (mesh 2D) triangolare sulla quale vengono condotti i calcoli per la risoluzione del moto bidimensionale.

La creazione della magliatura può essere regolata da alcuni parametri: dimensione massima dei triangoli, dimensione minima, magliatura dipendente dal terreno con massima variazione di altezza pari ad un valore determinato.

Quando è attivata la magliatura dipendente dal terreno (Terrain-sensibile meshing), ICM genera una magliatura con triangoli preliminari. Se la gamma delle altezze all'interno del triangolo supera la massima variazione dell'altezza prevista per la zona 2D, il triangolo è diviso, aumentando la risoluzione della mesh in aree in cui l'altezza del terreno varia rapidamente. Questo processo viene ripetuto finché la massima variazione di altezza non viene più superata. Viene così incrementata la precisione di calcolo per le aree in cui ci sono importanti variazioni in altezza del terreno.

Nella definizione delle aree 2D è necessario impostare la condizione al contorno per il perimetro della zona bidimensionale. Questo parametro governa il deflusso delle acque che escono dall'area 2D attraversandone il perimetro. Generalmente, nella definizione del perimetro 2D è opportuno definire un'area di indagine con estensione superiore alla massima area allagata presunta e per la quale il passaggio dei deflussi attraverso il perimetro dell'area 2D non si verifica. Ciò nonostante, in taluni casi (come ad esempio per le aree a valle dei tratti terminali dei corsi d'acqua simulati) si può verificare la fuoriuscita dei deflussi dall'area 2D.

La condizione al contorno del modello 2D può essere impostata come:

- vertical wall: in questo caso si considera la presenza di una barriera impermeabile di altezza infinita per cui le acque risultano confinate all'interno dell'area 2D (non c'è fuoriuscita di acque dalla zona 2D);

- critical condition: in questo caso si considera che sul perimetro si vadano ad instaurare condizioni di deflusso critiche su stramazzo – (le acque non possono rientrare sulla zona 2D);
- dry: il confine della Zona 2D è considerato come se fosse circondato da un pozzo senza fondo, l’acqua che arriva al bordo della zona 2D fluirà fuori della zona e verrà persa dalla simulazione.
- normal condition: in questo caso si considera che sul perimetro ci sia equilibrio tra la pendenza e le forze di attrito (normal flow), profondità e velocità sono mantenute costanti quando l’acqua raggiunge il perimetro e questa può defluire all’esterno senza perdite.

Nelle simulazioni idrauliche eseguite è stata impostata sul perimetro dell’area 2D la “normal condition”, pertanto come condizione al contorno di valle del modello idraulico è stata utilizzata l’altezza di moto uniforme (normal depth) alla sez. terminale. L’analisi idrologica è sviluppata al fine di definire la forzante idrologica di progetto ossia l’idrogramma di piena  $Q = Q(t,x)$ , dove  $Q$  è la portata massima espressa in  $m^3 /s$  e  $t$  ed  $x$  rappresentano rispettivamente le condizioni spazio-temporali (tempo e posizione del picco di piena) che determinano il raggiungimento delle condizioni più gravose dal punto di vista idraulico. In particolare, fissato con  $x$  il nodo di stima dell’idrogramma, posto poco a monte dell’area di interesse, a  $t$  è associato il tempo di concentrazione del bacino. I risultati dell’analisi idrologica, sono costituiti dagli idrogrammi di piena valutati per i vari tempi di ritorno e per i vari scenari analizzati. In ambiente Infoworks ICM l’inserimento degli idrogrammi è effettuato attraverso la definizione delle immissioni su determinati nodi nella rete. Gli idrogrammi relativi ai tratti di monte sono immessi nei rispettivi nodi di monte dei tratti fluviali prestando attenzione all’inserimento dell’immissione puntuale per essere certi che venga attribuita alla parte di alveo inciso ed in un punto tale da consentire all’acqua di defluire in maniera corretta verso valle.

Per quanto riguarda l’idrogramma di piena, riferito ai vari scenari idrologici valutati, di seguito sono riportate per ogni scenario analizzato la portata al colmo dell’idrogramma di piena ed il relativo tempo di concentrazione.



<b>ipotesi di calcolo</b>	<b>di</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s) Salto</b>	<b>Tempo di conc (h)</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s) Turano</b>	<b>Tempo di conc (h)</b>	<b>Descrizione</b>
TR30		185.2 + 45	2.86	80.7 + 45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=30 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga
TR30+S		195.23 + 45	2.86	90.7 +45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=30 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga incrementata del contributo dello scarico
TR100		258.4 +45	2.86	117.3 +45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=100 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga
TR 100+S		268.4 +45	2.86	127.3 +45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=100 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga incrementata del contributo dello scarico
TR200		303.1 + 45	2.86	140.1 +45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=200 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga
TR200+S		313.1 +45	2.86	150.1 + 45	3.00	Portata con tempo di ritorno T=200 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata dello scarico di fondo della diga incrementata del contributo dello scarico
TR200*		303.1 + 505	2.86	140.1+875	3.00	Portata con tempo di ritorno T=200 anni del bacino a valle della diga sommata alla portata degli scarichi della diga
TR200*+S		313.1 + 505	2.86	150.1+ 875	3.00	Portata con tempo di ritorno T=200 anni incrementata del contributo dello scarico
<b>ipotesi di calcolo</b>	<b>di</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s) Salisano - nodo S</b>	<b>Tempo di conc (h)</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s) Salisano - bipartitore</b>	<b>Tempo di conc (h)</b>	<b>Descrizione</b>
TR200		47.4	0.36	23.58	0.33	Portata con tempo di ritorno T=200 anni
TR200+S		57.4	0.36	33.58	0.33	Portata con tempo di ritorno T=200 anni incrementata del contributo dello scarico
<b>ipotesi di calcolo</b>	<b>di</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s) Torrente Ariana</b>	<b>Tempo di conc (h)</b>			<b>Descrizione</b>
TR200		80.7	2.63			Portata con tempo di ritorno T=200 anni
TR200+S		90.7	2.63			Portata con tempo di ritorno T=200 anni incrementata del contributo dello scarico

**Tabella 11 – Scenari di riferimento**

### 5.1.4 Parametri di scabrezza

La scabrezza sul dominio di calcolo è stata assegnata sulla base dei valori di letteratura e dell’esperienza diretta, distinguendo tra alveo principale del fiume e aree esterne. Per l’alveo principale è stato assegnato un valore della scabrezza definita come coefficiente di Manning pari a  $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$ , mentre per le aree esterne è stato assegnato un valore di  $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$ .

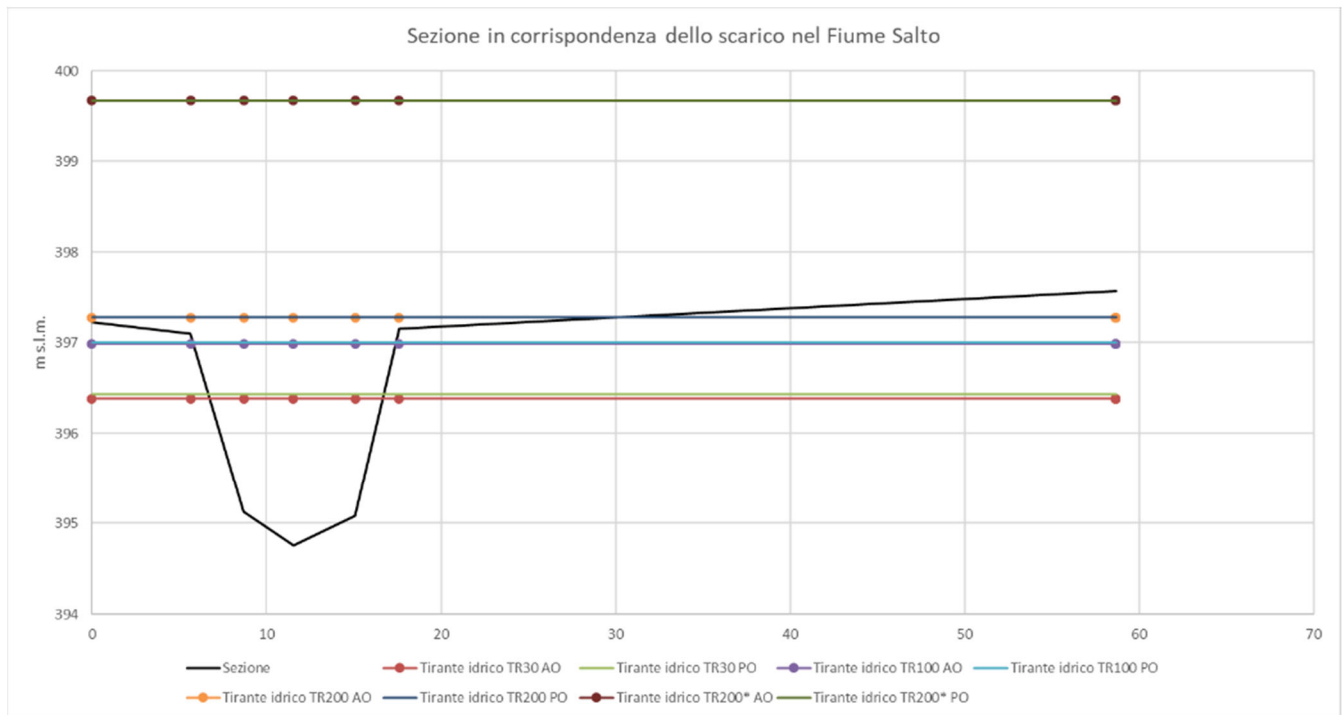
### 5.1.5 Risultati del calcolo

Dalle simulazioni condotte sono stati estrapolati i risultati d’interesse, in particolare i tiranti idrici e le velocità di flusso su tutto il dominio di calcolo; riproponendo successivamente tali risultati per alcune sezioni significative in corrispondenza delle aree d’intervento.

**Tabella 12- Tabella riassuntiva output di calcolo per lo scarico nel Fiume Salto.**

Nome ipotesi calcolo	Portata al colmo	Velocità	Quota pelo libero	Quota fondo canale	Battente idrico	Numero di Froude	Contributo scarico (Q)
	<i>mc/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m</i>		%
TR30	230.2	0.22	396.35	394.76	1.59	0.05	4%
TR30+S	240.2	0.23	396.40	394.76	1.64	0.06	4%
TR100	303.4	0.644	396.95	394.76	2.19	0.17	3%
TR100+S	313.4	0.647	396.97	394.76	2.21	0.18	3%
TR200	348.1	0.92	397.25	394.76	2.49	0.3	3%
TR200+S	358.1	0.92	397.25	394.76	2.49	0.3	3%
TR200*	808.1	2	399.64	394.76	4.88	0.87	1%
TR200*+S	818.1	2	399.64	394.76	4.88	0.87	1%

Sezione in corrispondenza dello scarico nel Fiume Salto

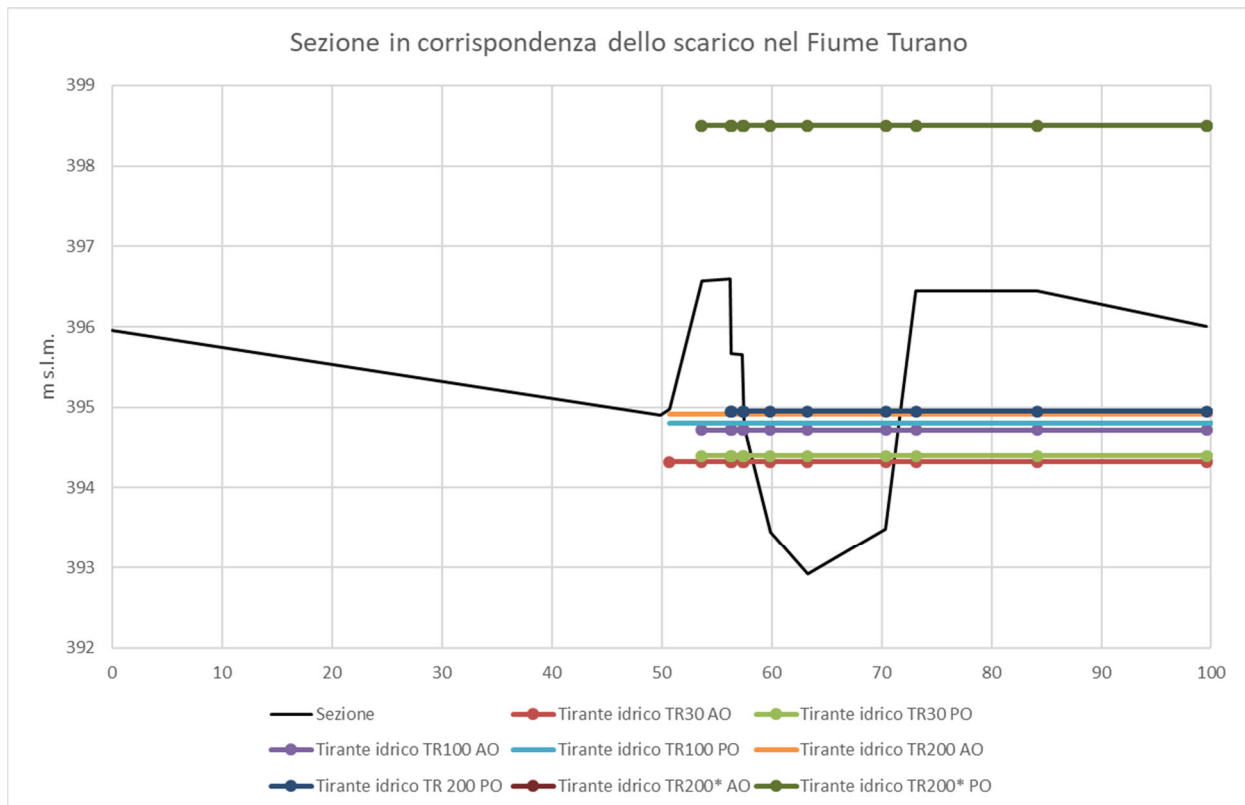


**Tabella 13- Tabella riassuntiva output di calcolo per lo scarico nel Fiume Turano**

Nome ipotesi calcolo	Portata al colmo	Velocità	Quota pelo libero	Quota fondo canale	Battente idrico	Numero di Froude	Contributo scarico (Q)
	<i>mc/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m</i>		%
TR30	125.7	0.21	394.34	392.92	1.42	0.2	8%
TR30+S	135.7	0.21	394.42	392.92	1.49	0.2	8%
TR100	162.3	0.55	394.73	392.92	1.81	0.34	6%
TR100+S	172.3	0.56	394.81	392.92	1.89	0.34	6%
TR200	185.1	0.74	394.93	392.92	2.01	0.46	5%
TR200+S	195.1	0.74	394.96	392.92	2.04	0.46	5%
TR200*	1015.1	2.03	398.6	392.92	5.59	0.56	1%

TR200*+S	1015.1	2.03	398.6	392.92	5.59	0.56	1%
----------	--------	------	-------	--------	------	------	----

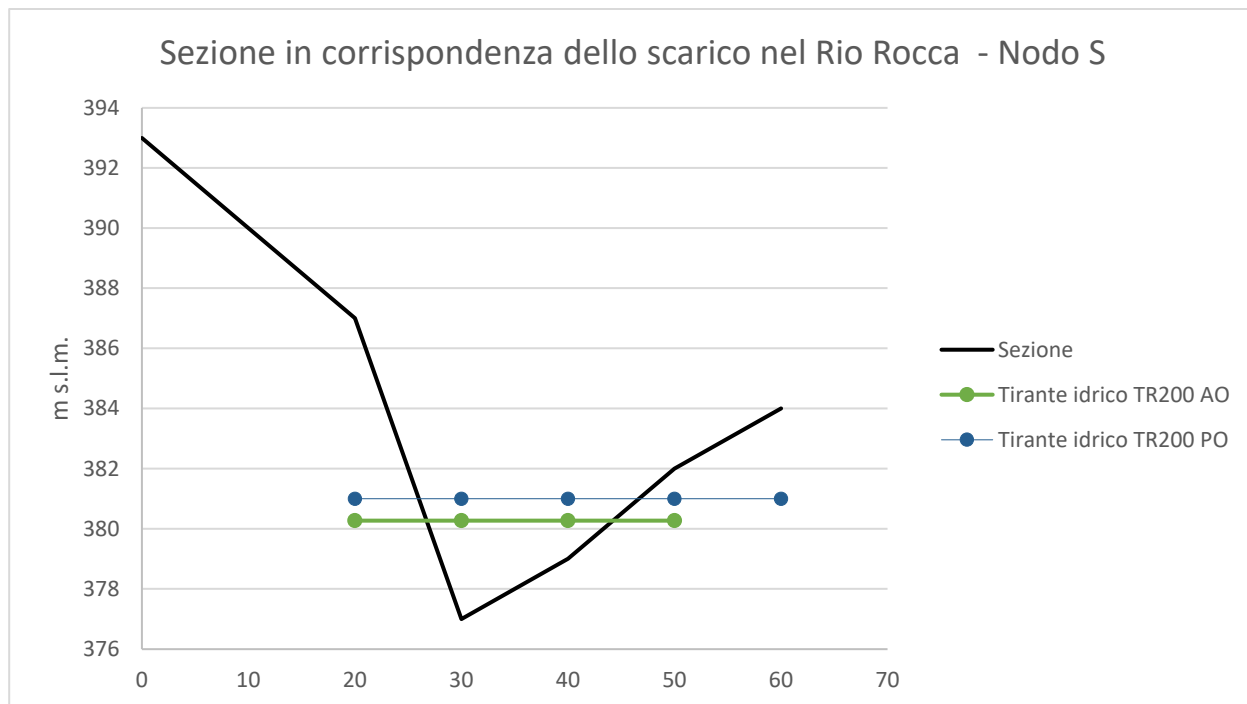
Sezione in corrispondenza dello scarico nel Fiume Turano



**Tabella 14- Tabella riassuntiva output di calcolo per lo scarico nel Rio Rocca presso il nodo S**

Nome ipotesi calcolo	Portata al colmo	Velocità	Quota pelo libero	Quota fondo canale	Battente idrico	Numero di Froude	Contributo scarico (Q)
	<i>mc/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m</i>		<i>%</i>
TR200	47.4	2.59	380.10	377	3.10	1.3	19%
TR200+S	57.4	2.90	380.8	377	3.80	1.37	16%

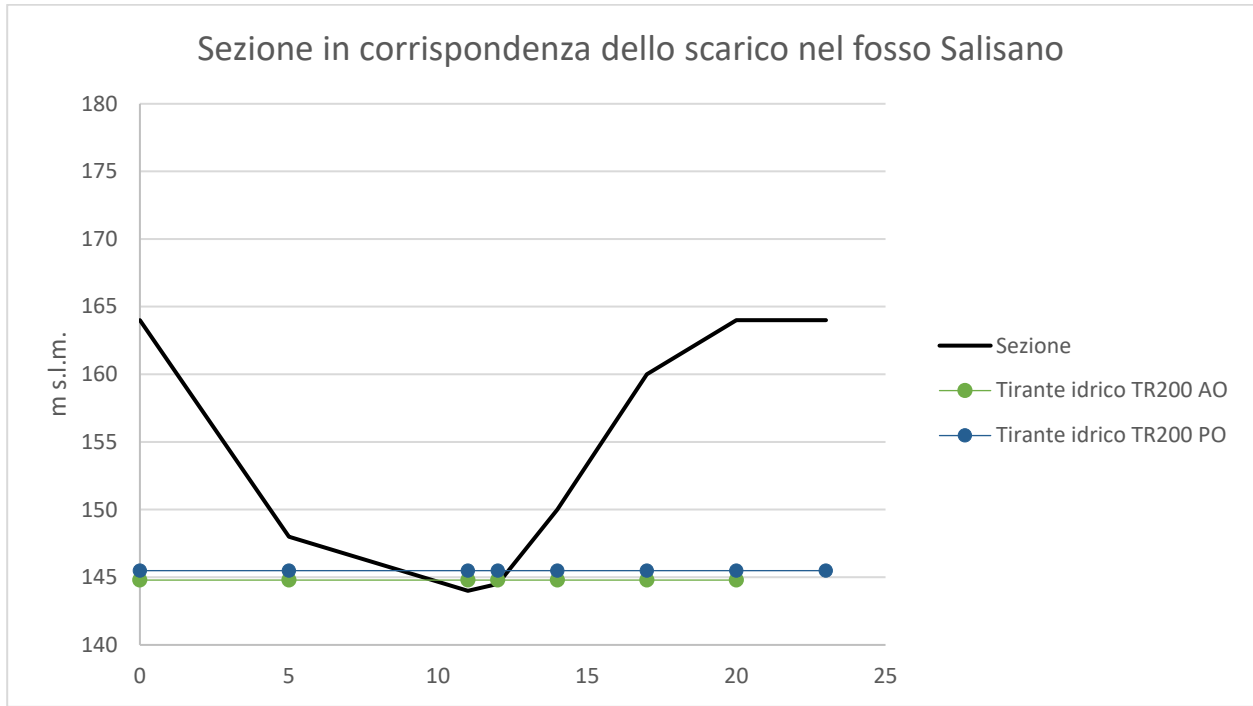
Sezione in corrispondenza dello scarico nel Rio Rocca



**Tabella 15- Tabella riassuntiva output di calcolo per lo scarico nel fosso Salisano presso il bipartitore**

Nome ipotesi calcolo	Portata al colmo	Velocità	Quota pelo libero	Quota fondo canale	Battente idrico	Numero di Froude	Contributo scarico (Q)
	<i>mc/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m</i>		<i>%</i>
TR200	21	0.5	145.7	145	0.7	0.43	42%
TR200+S	31	0.73	146.3	145	1.3	0.65	30%

Sezione in corrispondenza dello scarico nel fosso Salisano



**Tabella 16- Tabella riassuntiva output di calcolo per lo scarico nel torrente Ariana**

Nome ipotesi calcolo	Portata al colmo	Velocità	Quota pelo libero	Quota fondo canale	Battente idrico	Numero di Froude	Contributo scarico (Q)
	<i>mc/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>m</i>		%
TR200	80.7	0.6	405.96	403.76	2.2	0.4	0.2%
TR200+S	90.7	0.6	405.96	403.76	2.2	0.4	0.2%

## 6 Conclusioni

La verifica ha permesso di determinare il battente idrico in corrispondenza della sezione di scarico nelle condizioni di portata indagate: nella situazione “ante-operam” (assenza di immissione delle acque scaricate) e nella situazione attuale “post-operam” (incremento della portata scaricata).

Dalla verifica svolta emerge quanto segue:

- La condotta di scarico nei corsi d’acqua analizzati **non interferisce** sul regime idraulico del corpo ricettore, infatti non costituisce un’alterazione al naturale deflusso delle portate di piena del fosso.
- **Le portate immesse dagli scarichi nei corpi ricettori non determinano apprezzabili effetti sul battente idrico** in tempo di piena; inoltre si evidenzia che la portata massima scaricata dall’acquedotto negli eventi di piena corrisponde a :
  - 3 % della portata di piena con TR = 200 anni ( $Q=303,1$  mc/s) del sottobacino del fiume Salto a valle della diga; occorre evidenziare che considerando anche il contributo massimo degli scarichi della diga, quindi ipotizzando lo scenario idrologico più gravoso si determina un’incidenza pari a circa 1% della portata di piena del sottobacino del fiume Salto a valle della diga sommato allo scarico massimo della diga sul fiume (circa 505 mc/s);
  - 8 % della portata di piena con TR = 200 anni ( $Q=140,1$  mc/s) del sottobacino del fiume Turano a valle della diga; occorre evidenziare che considerando anche il contributo massimo degli scarichi della diga, quindi ipotizzando lo scenario idrologico più gravoso si determina un’incidenza pari a circa 1% della portata di piena del sottobacino del fiume Turano a valle della diga sommato allo scarico massimo della diga sul fiume (circa 875 mc/s);
  - 19% della portata di piena con TR = 200 anni ( $Q=47.4$  mc/s) del sottobacino del Rio Rocca presso il nodo S, affluente del fosso di Salisano.

- 42% della portata di piena con TR = 200 anni ( $Q=21$  mc/s) del sottobacino del fosso di Salisano al bipartitore; occorre evidenziare che questo scarico oltre ad essere di emergenza può essere regolato, pertanto se si dovrà scaricare in periodi di piena del fosso la portata di scarico verrà regolata in modo da non alterare il naturale deflusso.

-0.2% della portata di piena con TR = 200 anni ( $Q=80,7$  mc/s) del sottobacino del Torrente Ariana

Si conclude che gli scarichi di emergenza dell’acquedotto di progetto non alterano in nessun modo le dinamiche idrauliche dell’impluvio in esame per i tempi di ritorno considerati.



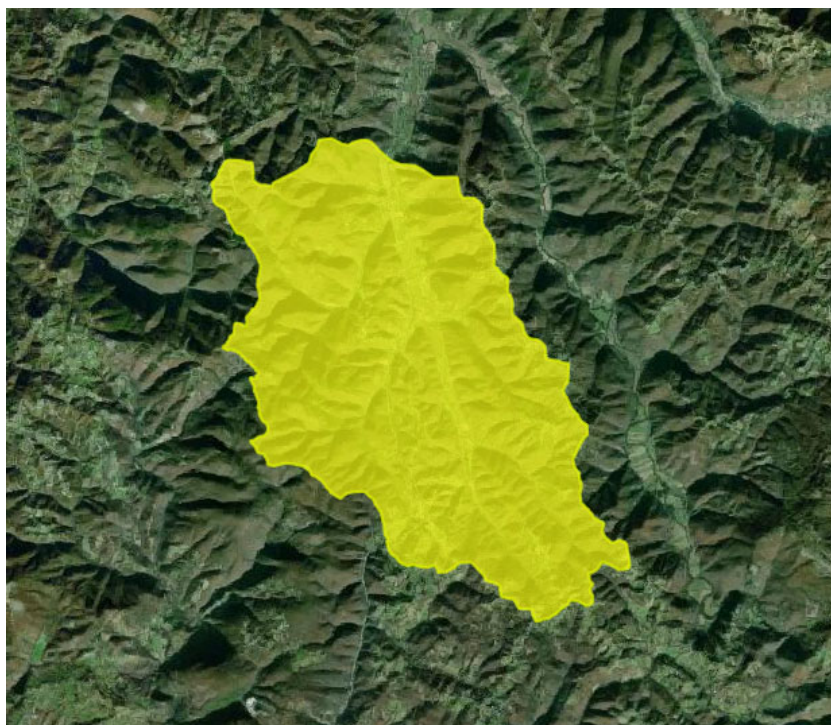
## **7 Scarico presso il cantiere di San Giovanni Reatino**

Presso il cantiere di San Giovanni Reatino è prevista la presenza di uno scarico in uscita da un depuratore provvisorio. Tale depuratore si rende necessario per la presenza di un’area pavimentata di stoccaggio delle terre scavate con la TBM DN4000. In caso di eventi meteorici, le acque che eventualmente dovessero cadere su tale cumulo di terra necessitano di un trattamento prima di poter essere sversate nel corpo recettore, costituito da Fosso Ariana.

Nel seguito è svolta l’analisi idrologica per il bacino del fosso Ariana, sottesa però a una sezione di chiusura posta più a valle rispetto a quella analizzata per lo scarico di emergenza analizzato precedentemente. Occorre quindi determinare nuovamente la portata in transito nella sezione di chiusura per diversi tempi di ritorno.

Nella figura seguente è rappresentata la parte del Bacino del torrente, sottesa al punto di scarico del depuratore di cantiere.

**Figura 14 – Porzione del Bacino del Torrente Ariana a monte dello scarico del depuratore di cantiere**



La porzione del Bacino del torrente Ariana che costituisce il bacino imbrifero di studio, presenta una superficie complessiva di circa 36 Km<sup>2</sup>, altitudine media di 550 m s.l.m. e una lunghezza dell'asta principale pari a 10,3 Km.

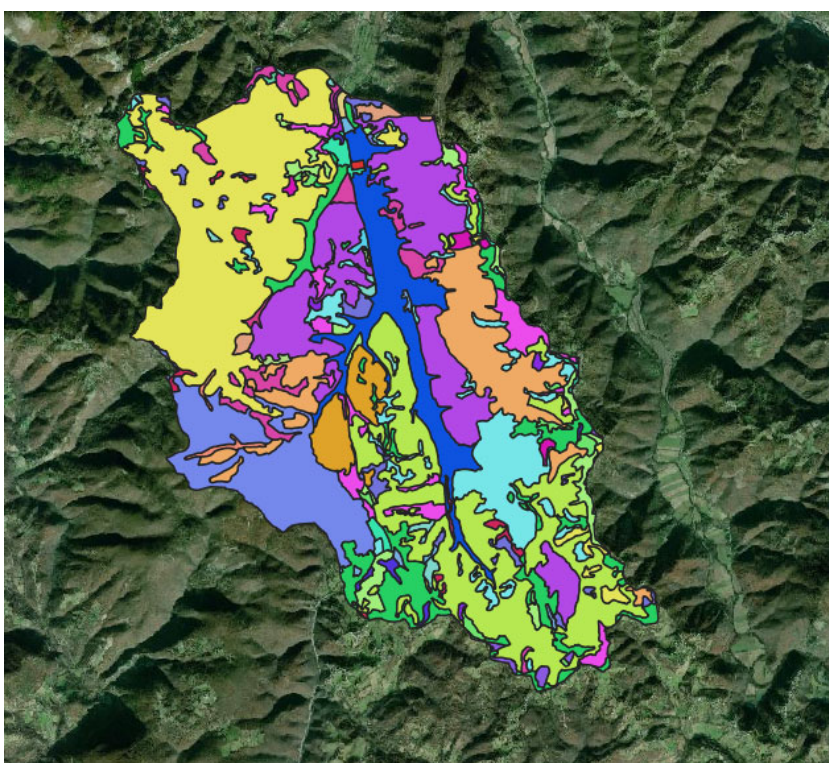
I principali parametri morfometrici del bacino, con riferimento alla sezione di chiusura corrispondente allo scarico, sono riassunti nella tabella sottostante.

**Tabella 17 – Principali parametri morfometrici del Bacino Imbrifero del torrente Ariana**

<b>Area Bacino Turano (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Lunghezza asta (km)</b>	<b>Quota max (m s.l.m.)</b>	<b>Quota min (m s.l.m.)</b>	<b>Quota media ( m s.l.m.)</b>	<b>Pendenza media (m/m)</b>
<b>36,33</b>	<b>10,30</b>	<b>695</b>	<b>405</b>	<b>550</b>	<b>0,024</b>

Le caratteristiche di copertura e uso del territorio sono state valutate tramite il progetto Corine Land Cover (CLC) basato su immagini satellitari SPOT-4 HRVIR, SPOT 5 HRG e/o IRS P6 LISS III, di cui viene riportato un estratto nella figura seguente

**Figura 15 – Uso del suolo nel bacino del torrente Ariana – Immagine Corine Land Cover (CLC)**



- Aree estrattive
- Aree prevalentemente occupate da coltura agraria con presenza di spazi naturali importanti
- Boschi e piantagioni misti a prevalenza di pino nero, abeti, larice, cembro, pino silvestre
- Boschi igrofilii a pioppi e salice bianco e/o ad ontano nero e/o a frassino meridionale
- Boschi mesomediterranei di roverella
- Boschi misti a prevalenza di latifoglie mesofile e mesotermofile
- Boschi submontano-montani di roverella
- Cantieri e spazi in costruzione e scavi
- Castagneti dei substrati arenacei e marnosi
- Cerrete collinari
- Cerrete submontane
- Cespuglieti a dominanza di prugnolo, rovi, ginestre e/o felce aquilina
- Cespuglieti d'altitudine e montani a mirtillo, ginepro nano, ramno alpino, rosacee e leguminose arbustive
- Discariche e depositi
- Formazioni miste di valloni e forre (a tiglio, ornello e aceri; a carpino bianco e nocciolo; ad alloro)
- Formazioni spontanee a robinia e/o ailanto
- Frutteti e frutti minori
- Ghiaioni e falde di detrito
- Lecce e caducifoglie
- Nuclei forestali di neoformazione in ambito agricolo e artificiale
- Oliveti
- Orno-ostrieti e boschiglie a carpinella
- Ostrieti mesofili
- Praterie a *Dasyperum villosum*, *Avena sp.pl.* e prati-pascoli collinari a dominanza di leguminose
- Praterie e pseudo-garighe collinari e submontane (a *Bromus erectus*, *Festuca circummediterranea*, *Brachypodium rupestre*, *Salvia officinalis*, *Helichrysum italicum*)
- Praterie montane e alto-montane (a *Nardus stricta* e/o a *Festuca paniculata*; a *Festuca violacea* subsp. *italica*; a *Sesleria nitida*; locali prati-pascoli a *Cynosurus cristatus* e *Lolium perenne* o a *Festuca arundinacea*)
- Reti stradali
- Seminativi in aree irrigue
- Seminativi in aree non irrigue
- Sistemi culturali e particellari complessi
- Strutture di sport e tempo libero
- Superfici a copertura erbacea densa (graminae)
- Tessuto residenziale continuo e denso
- Tessuto residenziale discontinuo
- Vigneti

Per il bacino in esame è stata dunque determinata la seguente classificazione:

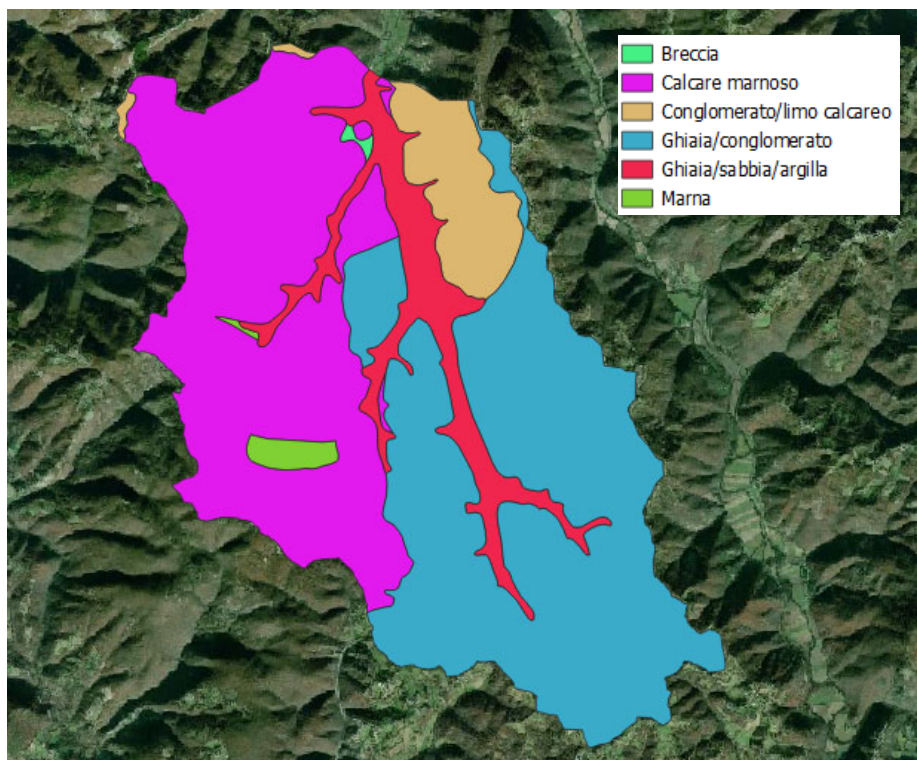
**Tabella 18 – Bacino del torrente Ariana – Corine Land Cover (CLC)**

uso del suolo	Area [m <sup>2</sup> ]	Percentuale
Boscaglie a carpinella	10393716	29%
Seminativi	7765473	21%
Boschi di roverella	6260343	17%
Cerrete collinari	4364854	12%
Cespuglieti	4025740	11%
Cerrete submontane	2974027	8%
Tessuto residenziale continuo	277517	1%
Tessuto residenziale discontinuo	267669	1%
Totale complessivo	36329339	100%

Dall’analisi dell’uso del suolo risulta che la categoria prevalente sia “Boscaglie e Carpinella”.

La stratigrafia e l’assetto geologico dell’area risulta piuttosto nota attraverso la vasta bibliografia e cartografia geologica esistente. I principali terreni affioranti nell’area sono di tipo calcareo.

**Figura 16 -Formazioni geolitologiche del bacino del torrente Ariana – Carta geologica della Regione Lazio 1:25000**



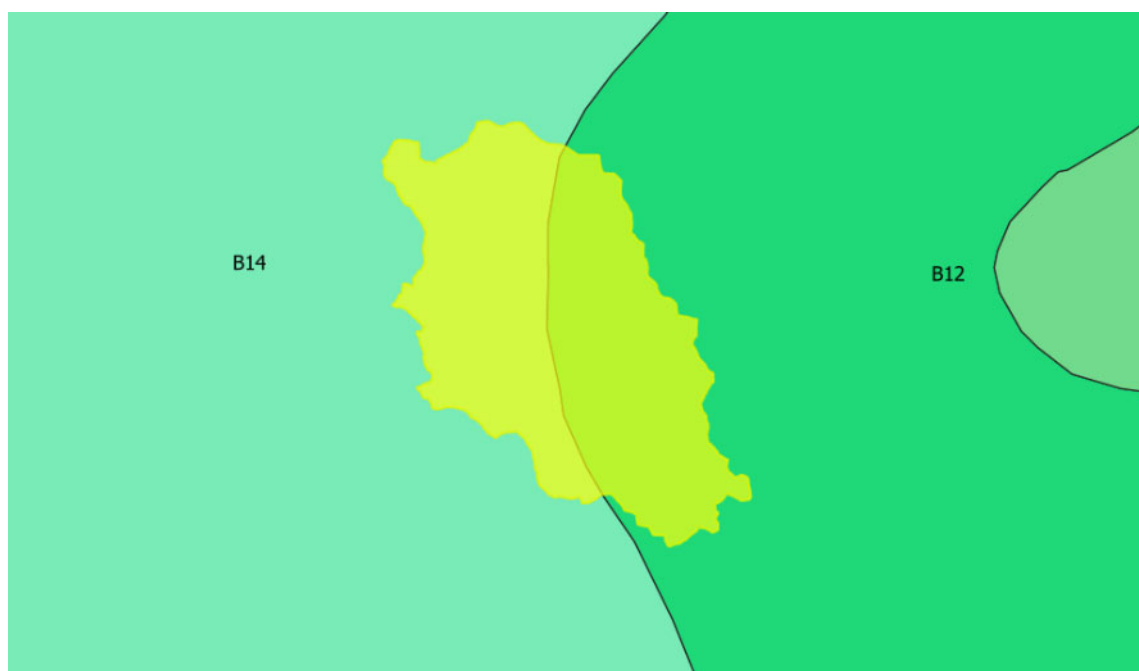
## **7.1 Aspetti climatici**

Analogamente a quanto fatto ai capitoli precedenti per gli scarichi dell’acquedotto, anche per lo scarico del depuratore presso il cantiere di San Giovanni Reatino è stata applicata la procedura VA.PI. (Valutazione Piene) elaborata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GGNDCI) del CNR.

Si riportano pertanto solamente i risultati delle elaborazioni effettuate, rimandando ai capitoli precedenti per quanto riguarda la trattazione teorica dell’argomento.

Il bacino oggetto di studio ricade tra le sottozone B14 e B12. Si rimanda alle tabelle illustrate ai capitoli precedenti per i valori dei parametri relativi a tali aree.

**Figura 17 –Aree omogenee dal punto di vista della precipitazione**



Nuovamente, come condizioni più critiche sono state considerate quelle corrispondenti a precipitazioni la cui durata uguaglia, o supera, il tempo di corrivazione del bacino.

**Tempo di corrivazione ed intensità di pioggia di progetto**

Per la determinazione dell’idrogramma di piena corrispondente all’evento di pioggia considerato è necessario dapprima calcolare il valore del tempo di corrivazione  $t_c$ .

Per il calcolo del tempo di corrivazione, si fa riferimento alla formula proposta nell’ambito della procedura VA.PI. (Valutazione Piene) elaborata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GGNDICI) del CNR.

Si rimanda ai capitoli precedenti per la trattazione teorica del metodo. Per il bacino in esame, alla sezione di chiusura considerata si è determinato un tempo di corrivazione pari a:

$$t_c = 2,77 \text{ ore}$$

È stato a questo punto possibile determinare i valori di intensità per diversi tempi di ritorno per la durata pari al tempo di corrivazione.

**Tabella – intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il bacino del torrente Ariana**

$T_r(i)$	$i_{rb}$
2	18.12
3	20.73
5	23.66
10	27.37
20	30.96
30	33.04
50	35.65
100	39.20
200	42.76
300	44.85
500	47.50
1000	51.10

## **7.2 Stima dei deflussi superficiali**

Per la stima dei deflussi superficiali è stato ancora una volta impiegato il metodo del Curve Number (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti. Per la trattazione teorica del metodo si rimanda ai precedenti capitoli.

Per il bacino del torrente Ariana è stato ipotizzato un tipo idrologico di suolo B, analogamente a quanto fatto precedentemente per lo stesso bacino, sotteso però a una sezione di chiusura sita poco più a monte.

Di seguito invece i CN attribuiti a ogni uso del suolo, considerata la litologia presente.

**Tabella 19 – Bacino del torrente Ariana – Corine Land Cover (CLC) e CN**

uso del suolo	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso	CN	CNpeso
Boscaglie a carpinella	10393716	29%	62	17,74
Seminativi	7765473	21%	76	16,25
Boschi di roverella	6260343	17%	55	9,48
Cerrete collinari	4364854	12%	55	6,61
Cespuglieti	4025740	11%	58	6,43
Cerrete submontane	2974027	8%	55	4,50
Tessuto residenziale continuo	277517	1%	98	0,75
Tessuto residenziale discontinuo	267669	1%	95	0,70
<b>Totale complessivo</b>	<b>36329339</b>	<b>100%</b>		<b>62,45</b>

Dall'analisi svolta si è ottenuto CN = 62,45, valore in linea con la categoria prevalente nella porzione di bacino considerato.

### 7.3 Analisi della portata al colmo

La valutazione delle portate al colmo di piena viene effettuata nuovamente mediante il metodo SCS (Soil Conservation Service). Si rimanda ai capitoli precedenti per la trattazione teorica dell'argomento.

**Tabella 20 – Pioggia efficace e Portata al colmo per le situazioni considerate**

	TR30	TR100	TR200
<b>ic (intensità)</b>	33,04	39,20	42,76
<b>P (pioggia cumulata)</b>	91,53	108,59	118,45
<b>S (capacità idrica max suolo)</b>	152,74	152,74	152,74
<b>Pe (efficace)</b>	17,40	26,39	32,11
<b>Qp (m3/s)</b>	47,46	71,99	87,59

### 7.4 Portata in uscita dal depuratore

Per definire la portata in uscita dall'impianto di depurazione di cantiere è stata effettuata un'analisi idrologica del piazzale su cui saranno alloggiati i cumuli di materiale di scavo.

Nella tabella seguente sono riassunte le caratteristiche del piazzale.



**Tabella 21– caratteristiche geometriche del piazzale che recapita al depuratore di cantiere**

A	L	Hmax	Mmin	i
[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/m]
3152	148	406	403	0.020

Per la determinazione della pioggia di progetto proveniente dal piazzale per i diversi tempi di ritorno, si è fatto ricorso alla procedura VA.PI. (Valutazione Piene) elaborata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GGNDICI) del CNR.

Il piazzale oggetto di studio ricade tra le sottozone B14 e B12. Si rimanda alle tabelle illustrate ai capitoli precedenti per i valori dei parametri relativi a tali aree.

**Tempo di corrivazione ed intensità di pioggia di progetto**

Per determinare il tempo di corrivazione si è fatto ricorso alla seguente formulazione:

$$t_c = t_r + L/v$$

Dove  $t_r$  è il tempo di ruscellamento, ossia il tempo impiegato dall’acqua di pioggia a raggiungere la rete, stimato ai fini del presente lavoro in 5 minuti e  $L/v$  rappresenta il tempo di percorrenza nella canalizzazione fino alla sezione di chiusura.

Per la stima del tempo di percorrenza si è ipotizzata una velocità nella canalizzazione pari a 1,5 m/s.

Con tali ipotesi risulta:

$$t_c = t_r + L/v = 300 \text{ s} + \frac{148}{1,5} = 399 \text{ sec} = 0,11 \text{ ore}$$

È stato a questo punto possibile determinare i valori di intensità per diversi tempi di ritorno per la durata pari al tempo di corrivazione.

**Tabella 22– intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno per il piazzale**

$T_r(i)$	$i_{cb}$
2	100.44
3	114.92
5	131.15
10	151.72
20	171.62
30	183.14
50	197.62
100	217.28
200	237.01
300	248.60
500	263.26
1000	283.24

Per la determinazione della portata è stata impiegata la formula razionale:

$$Q_{max} = \varphi \cdot i \cdot A$$

Dove come coefficiente di afflusso  $\varphi$  si è posto un valore pari a 0,9.

In questo modo si perviene a una portata per i diversi tempi di ritorno pari a:

**Tabella 23 – Portata verso il depuratore per diversi tempi di ritorno**

$T_r(i)$	$Q [m^3/s]$
2	0.08
3	0.09
5	0.10
10	0.12
20	0.14
30	0.14
50	0.16
100	0.17
200	0.19
300	0.20
500	0.21
1000	0.22

Per il depuratore si assume quindi una portata massima di 0,2 m<sup>3</sup>/s.

### **7.5 Verifica idraulica**

Una volta stimate le portate transistanti in alveo si è proceduto con la valutazione dei livelli idrici in corrispondenza del tratto del torrente Ariana interessato

Si è svolta una verifica della capacità di deflusso, sia in condizioni naturali (ante operam), sia con il contributo dello scarico del depuratore, tenendo in considerazione la portata transigente nell'alveo a diversi tempi di ritorno e la portata massima scaricata di 0,2 m<sup>3</sup>/s.

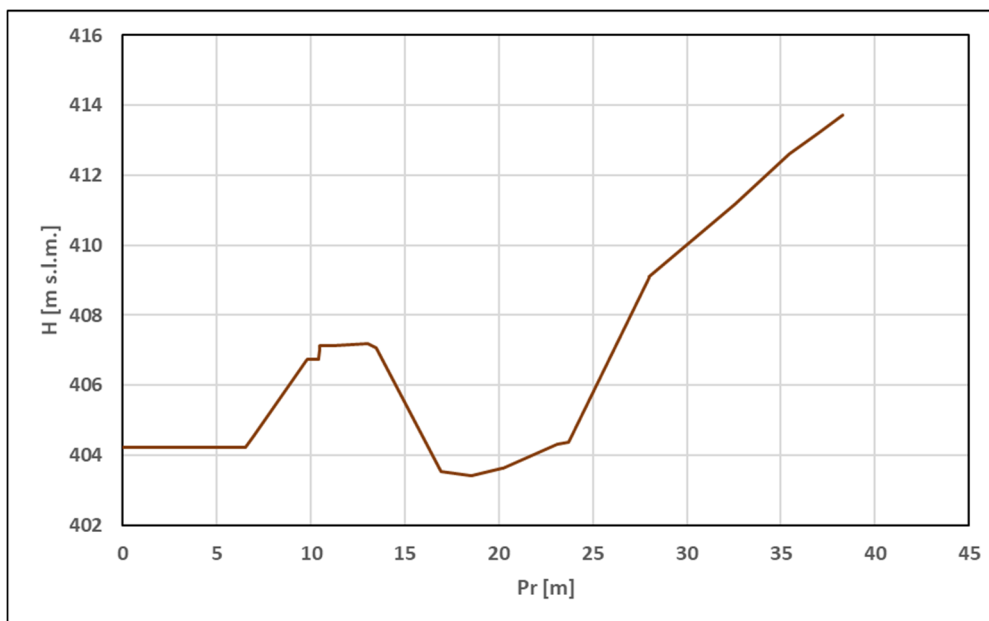
La verifica idraulica è stata condotta in moto uniforme.

Le quote dell'alveo della sezione di scarico sono state determinate tramite opportuno rilievo dei luoghi in campo.

**Figura 18 – Posizione della sezione in corrispondenza dello scarico**



**Figura 19 – Sezione del torrente Ariana in corrispondenza delle scarico del depuratore**



Di seguito si riportano gli idrogrammi definiti per lo scarico del depuratore in oggetto.

**Tabella 24 – Portate al colmo nel Torrente Ariana nelle condizioni Ante e Post Operam per diversi tempi di ritorno**

<b>Nome ipotesi di calcolo</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Descrizione</b>
TR30	47,46	Portata con tempo di ritorno T=30 anni
TR30+S	47,66	Portata con tempo di ritorno T=30 anni incrementata del contributo dello scarico
TR100	71,99	Portata con tempo di ritorno T=100 anni
TR 100+S	72,19	Portata con tempo di ritorno T=100 anni incrementata del contributo dello scarico
TR200	87,59	Portata con tempo di ritorno T=200 anni
TR200+S	87,79	Portata con tempo di ritorno T=200 anni incrementata del contributo dello scarico

**Parametri per la verifica idraulica**

La scabrezza della sezione è stata assegnata sulla base dei valori di letteratura e dell’esperienza diretta. Nello specifico Per l’alveo principale è stato assegnato un valore della scabrezza definita come coefficiente di Manning pari a 0.025 s/m<sup>1/3</sup>.

La pendenza assegnata invece è quella determinata dal rilievo per il tratto in esame, e pari a 0,0074 m/m.

**7.6 Conclusioni**

La verifica ha permesso di determinare il battente idrico in corrispondenza della sezione di scarico nelle condizioni di portata indagate: nella situazione “ante-operam” (assenza di immissione delle acque scaricate) e nella situazione attuale “post-operam” (incremento della portata scaricata).

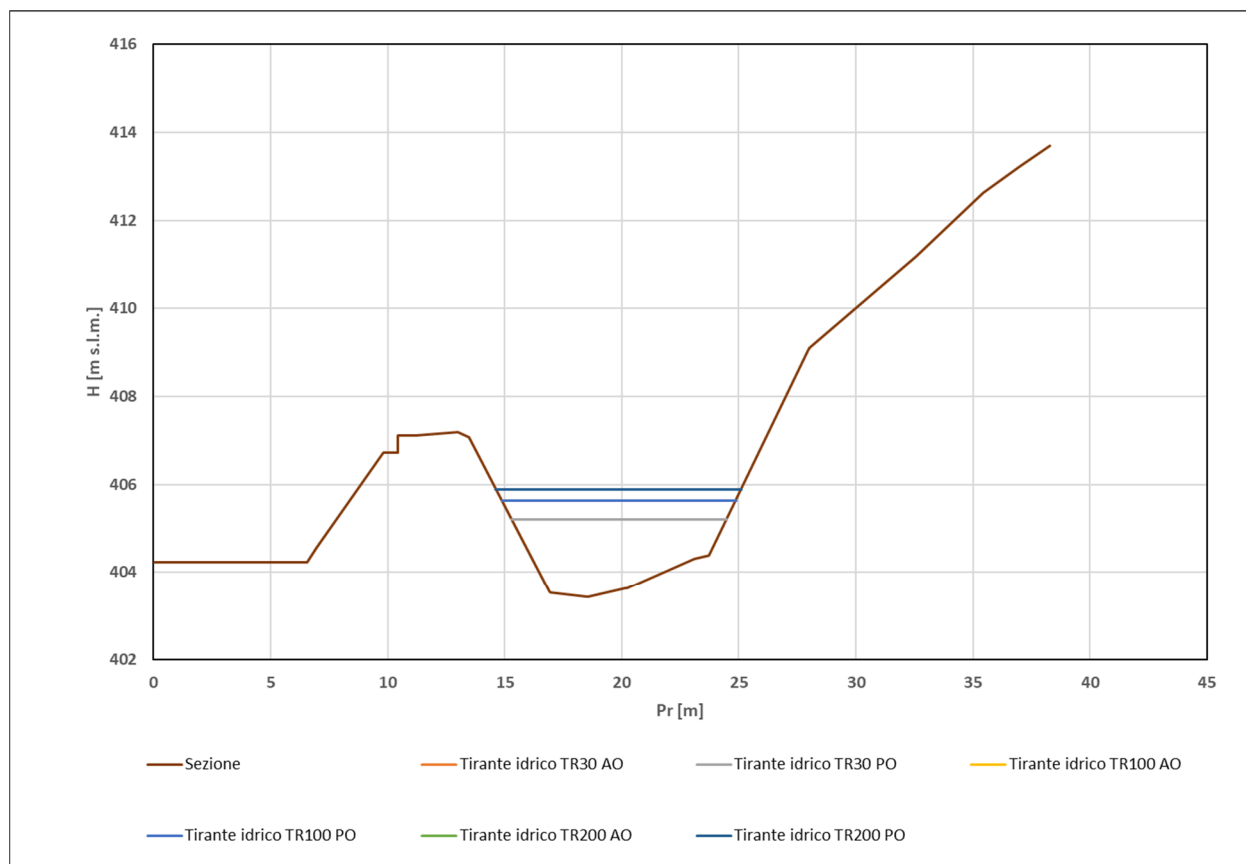
Le portate transitanti nella sezione esaminata sono riassunte nella tabella che segue, per i diversi tempi di ritorno.

**Tabella 25 – Portate al colmo e livelli nella sezione di scarico nelle condizioni Ante e Post Operam per diversi tempi di ritorno**

TR (anni)	Q(m <sup>3</sup> /s) A.O.	Livello(m s.l.m) A.O.	Q(m <sup>3</sup> /s) A.O.	Livello(m s.l.m) P.O.
30	47.46	1.56	47.66	1.57
100	71.99	2.00	72.19	2.00
200	87.59	2.25	87.79	2.25

In particolare si è osservato che lo scarico del depuratore di cantiere non provoca apprezzabili modifiche al tirante idrico in alveo nelle condizioni di piena analizzate, come si può notare nella figura seguente.

**Figura 20 –Sezione del torrente Ariana in corrispondenza delle scarico del depuratore con indicati i tiranti idrici nelle diverse condizioni analizzate**



Dall’analisi idrologica effettuata si evince che la portata massima proveniente dallo scarico del depuratore, che nello scenario più gravoso risulta pari a  $Q_{max} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , nei tre eventi considerati (TR 30,100 e 200 anni) non costituisce un’alterazione al naturale deflusso delle portate di piena del corso d’acqua considerato. La portata scaricata corrisponde infatti a circa lo 0,23% della portata con TR=200 anni ( $87,59 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Per il trattamento delle acque di cantiere di terreni condizionati derivanti dallo scavo effettuato con tecnologia TBM-EPB si allega una proposta progettuale di massima di GEEG startup innovativa di Sapienza, Università di Roma. Lo studio fa riferimento ai

prodotti condizionanti utilizzati per lo scavo delle gallerie naturali con tecnologia TBM EPB, e fa riferimento alla sperimentazione condotta sempre da GEEG per lo studio e l’ottimizzazione delle miscele condizionanti da utilizzare, nonché ad una caratterizzazione preliminare di tali miscele e del terreno oggetto dello scavo.

## **8 Applicazione principio dell’Invarianza Idraulica**

### **8.1 Premessa**

Quando un’onda di piena di un sistema di drenaggio urbano, nella sua propagazione verso valle incontra una possibilità di espansione e di invaso, subisce un’attenuazione ed un ritardo del valore di colmo della portata che prende il nome di laminazione.

Il principio dell’invarianza idraulica sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un’area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell’uso del suolo in quell’area. Di fatto, l’unico modo per garantire l’invarianza idraulica delle trasformazioni è quello di prevedere volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi che compensino, mediante un’azione laminante, l’accelerazione dei deflussi e la riduzione dell’infiltrazione che sono un effetto inevitabile di ogni trasformazione di uso del suolo da “non urbano” ad urbano.

Al fine di non sovraccaricare la rete di drenaggio naturale durante l’evento meteorico è opportuno definire i volumi da laminare. Tali opere di mitigazione hanno la capacità di accumulare la differenza fra la portata massima entrante, e la portata massima effluente, e di rilasciare al mezzo recettore una portata corrispondente almeno all’assetto originario delle aree contribuenti.

La normativa vigente per la verifica dell’invarianza idraulica, al di fuori del territorio ricoperto dal progetto di variante dal piano di bacino del fiume Tevere – Piano stralcio per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce (PS5), è rappresentata dalla “Deliberazione del 24 marzo 2020, n.17 della Regione Lazio”.

La suddetta deliberazione riguarda l’approvazione delle “Linee guida sulla Invarianza Idraulica delle trasformazioni territoriali” in linea con il “D.Lgs 49/2010 – Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni”.



## 8.2 Linee guida e metodo di calcolo dei volumi

Le linee guida della Regione Lazio di cui al paragrafo precedente, si applicano al territorio regionale non interessato da specifiche norme in materia emanate dalle competenti Autorità di Bacino Distrettuali. In particolare, si fa riferimento alle trasformazioni di uso del suolo che producano una “*non trascurabile*” riduzione di permeabilità superficiale, ovvero una “*apprezzabile*” impermeabilizzazione potenziale delle superfici interessate.

Le sopracitate trasformazioni sono differenziate in base a “Soglie Dimensionali” che definiscono le classi di intervento a cui è eventualmente associabile un determinato grado di impermeabilizzazione delle superfici (tab. I delle linee guida):

Tabella I - classificazione degli interventi di trasformazione dell’uso del suolo ai fini dell’invarianza idraulica	
CLASSI DI INTERVENTO	SOGLIE DIMENSIONALI
1) <b>Trascurabile</b> impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione <b>inferiore a 0,1 ha</b> (1.000 m <sup>2</sup> )
2) <b>Modesta</b> impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione <b>maggiore di 0,1 ha</b> (1.000 m <sup>2</sup> ) ed <b>inferiore ad 1 ha</b> (10.000 m <sup>2</sup> )
3) <b>Significativa</b> impermeabilizzazione potenziale	– Intervento su superfici di estensione <b>maggiore di 1 ha</b> (10.000 m <sup>2</sup> ) ed <b>inferiore a 10 ha</b> (100.000 m <sup>2</sup> ); – Interventi su superfici di estensione <b>superiore a 10 ha</b> (100.000 m <sup>2</sup> ) con <b>Imp(*) &lt; 0,3</b>
4) <b>Marcata</b> impermeabilizzazione potenziale	Interventi su superfici di estensione <b>superiore a 10 ha</b> (100.000 m <sup>2</sup> ) con <b>Imp(*) &gt; 0,3</b>

(\*) : frazione della superficie totale che sarà impermeabilizzata

Nella seguente trattazione, gli interventi a cui si fa riferimento ricadono nelle classi 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale e 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale.

Nel caso di **Modesta Impermeabilizzazione Potenziale**, i volumi da rendere disponibili per la laminazione dovranno soddisfare i requisiti dimensionali della seguente espressione:

$$w = w^\circ \times \left( \frac{\varphi}{\varphi^\circ} \right)^{\frac{1}{1-n}} - (15 \times I) - (w^\circ \times P)$$

nella quale

- $w^\circ = 100 \div 150$  mc/ha : volume di riferimento da assumersi nei territori di “*bonifica*”;
- $w^\circ = 50$  mc/ha: : volume di riferimento da assumersi nei territori “*non impermeabilizzati in ambito urbano*”;
- $w^\circ = 15$  mc/ha: : volume di riferimento da assumersi nei territori “*impermeabilizzati in ambito urbano*”;
- $\varphi$  : coefficiente di deflusso *post trasformazione*;
- $\varphi^\circ$  : coefficiente di deflusso *ante trasformazione*;
- $n = 0,48$  : esponente delle curve di probabilità pluviometrica [ $h = a \times t^n$ ] di durata inferiore all’ora, assunto nell’ipotesi che le percentuali di pioggia oraria, precipitata nei 5, 15 e 30 minuti, siano rispettivamente il 30%, il 60% e il 75% come risulta, orientativamente, da vari studi sperimentali <sup>2</sup>;
- I : quota (%) dell’area oggetto d’intervento, interessata dalla trasformazione <sup>(\*)</sup>.  
 (\*) Tale quota è comprensiva anche delle aree che seppur non pavimentate (impermeabilizzate), a seguito della trasformazione, vengono, eventualmente, sistemate e/o regolarizzate;
- P : quota (%) dell’area oggetto d’intervento, non interessata dalla trasformazione <sup>(\*)</sup>, tale che [ $I + P = 100\%$ ].  
 (\*) Tale quota è rappresentata solo da quelle aree che non vengono sistemate e/o regolarizzate né sottoposte a qualsivoglia altro tipo di intervento, anche non impermeabilizzate;

Il volume  $W$ , misurato in  $m^3/ha$  dovrà essere moltiplicato per l’area totale d’intervento, questo a prescindere dalla quota  $P$  dell’area oggetto dell’intervento stesso, non interessata dalla trasformazione.

Per la determinazione dei coefficienti  $\varphi^\circ$  e  $\varphi$  che compaiono nella relazione, si deve far riferimento alle seguenti relazioni:

$$\varphi^\circ = 0,9 \times Imp^\circ + 0,2 \times Per^\circ$$

$$\varphi = 0,9 \times Imp + 0,2 \times Per$$

nelle quali

- $Imp^\circ$  : quota parte dell’area totale da ritenersi impermeabile, **prima** della trasformazione;
- $Per^\circ$  : quota parte dell’area totale da ritenersi permeabile, **prima** della trasformazione;
- $Imp$  : quota parte dell’area totale da ritenersi impermeabile, **dopo** la trasformazione;
- $Per$  : quota parte dell’area totale da ritenersi permeabile, **dopo** la trasformazione.

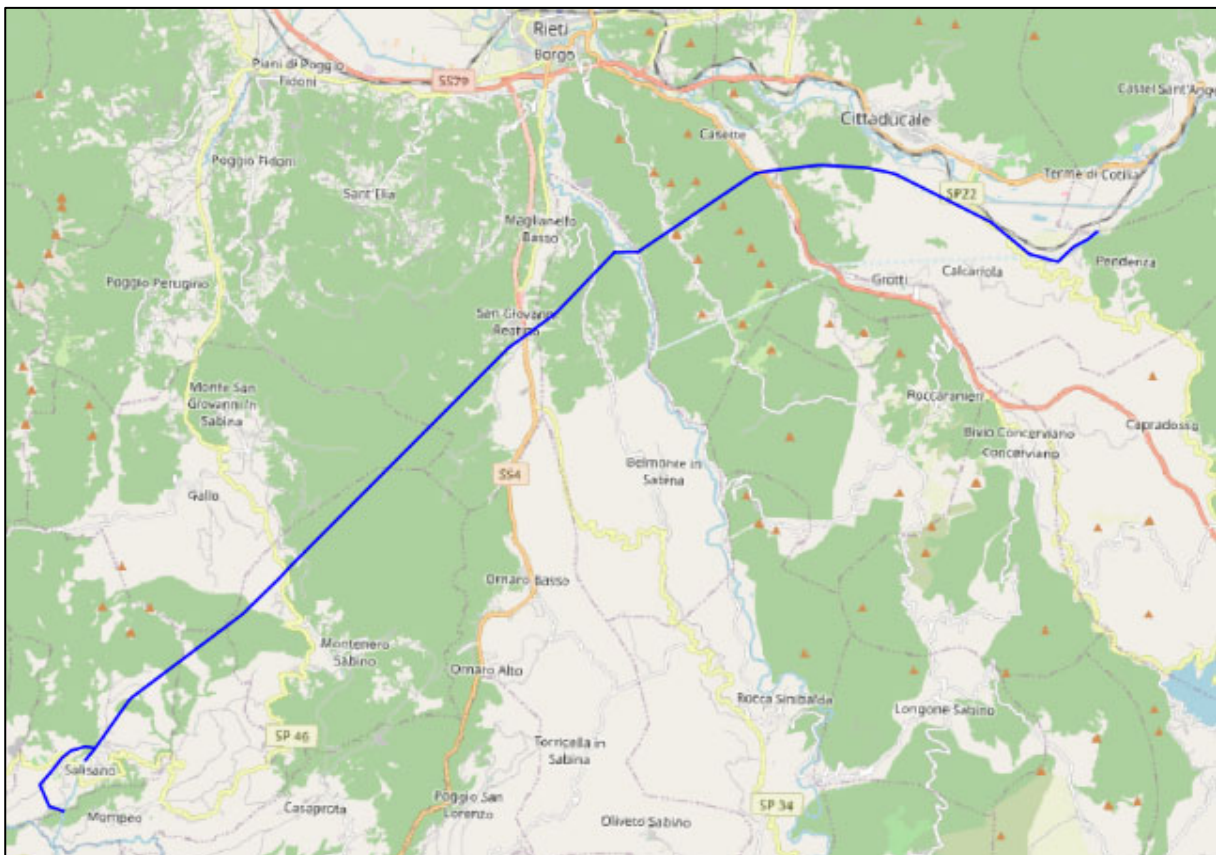
Oltre alla definizione dei volumi, per questa determinata classe di intervento, è necessario che le luci di scarico dell’invaso nel corpo idrico recettore non debbano superare le dimensioni di un tubo avente diametro pari a 200 mm, ed i tiranti idrici consentiti non debbano essere maggiori di 1,0 m.

Nel caso di **Significativa Impermeabilizzazione Potenziale**, le luci di scarico e i tiranti idrici consentiti nell’invaso, dovranno esser tali da garantire che il valore della portata massima, defluente dall’area oggetto di trasformazione dell’uso del suolo, sia pari al valore assunto dalla stessa precedentemente all’impermeabilizzazione dell’area medesima, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni.

### **8.3 Inquadramento delle aree di intervento e determinazione delle rispettive classi**

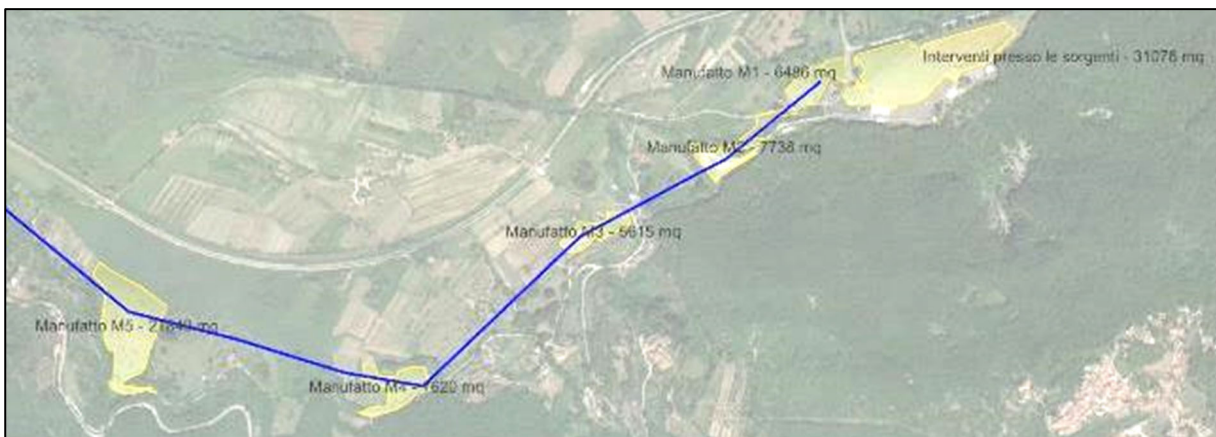
Le aree di intervento relative al progetto del Nuovo Tronco Superiore del Peschiera sono state delimitate in base alla cantierizzazione necessaria per la realizzazione di tutte le opere lungo l’intero tracciato. In particolare, per l’assegnazione delle classi di intervento è stata determinata la grandezza di ogni singola area di cantiere, considerando che nello stato di progetto tutte le parti non oggetto di trasformazione di uso del suolo vengano ripristinate esattamente come nello stato ante operam.

**Fig. 21: Inquadramento tracciato di progetto del Nuovo Tronco Superiore del Peschiera  
(Open Street Map)**



Le aree trasformate lungo il tracciato del Nuovo Tronco Superiore del Peschiera sono 15 e sono rappresentate nelle figure di seguito partendo dalle sorgenti, fino alle opere presso Salisano.

**Fig. 22: Aree di progetto tratto iniziale (Google Maps)**



**Fig. 23: Aree di progetto tratto intermedio 1 (Google Maps)**



**Fig. 24: Aree di progetto tratto intermedio 2 (Google Maps)**



**Fig. 25: Aree di progetto tratto finale (Google Maps)**



**Tab. 26: assegnazione delle classi d'intervento alle aree di progetto**

<b>DETERMINAZIONE CLASSI INTERVENTO (Del.n.17 del 24/03/2020)</b>			
<b>SOTTOPROGETTO</b>	<b>Area Prog. (mq)</b>	<b>Area Prog. (ha)</b>	<b>Classe Intervento</b>
Sorgenti	31078	3.11	Significativa
Manufatto M1	6486	0.65	Modesta
Manufatto M2	7738	0.77	Modesta
Manufatto M3	5615	0.56	Modesta
Manufatto M4	7620	0.76	Modesta
Manufatto M5	21849	2.18	Significativa
Manufatto M6	13656	1.37	Significativa
Finestra Cotilia	6745	0.67	Modesta
Attraversamento Salto	26746	2.67	Significativa
Attraversamento Turano	34278	3.43	Significativa
San Giovanni Reatino	162464	16.25	Significativa
Manufatto Nodo S	21225	2.12	Significativa
Pozzo Dissipazione	27185	2.72	Significativa
Collegamento Peschiera DX	12432	1.24	Significativa
Nuovo Bipartitore	9040	0.90	Modesta

Si precisa che l'area di progetto di San Giovanni Reatino, nonostante sia superiore a 100.000 m<sup>2</sup> (10 ha) ricade comunque nella classe "Significativa" in quanto la superficie da ritenersi impermeabile dopo la trasformazione (Imp) è inferiore al 30%.

### **8.4 Calcolo dei volumi di laminazione**

Il calcolo dei volumi da stoccare per garantire il principio dell'invarianza idraulica è stato effettuato come sopra descritto, differenziando le aree per classe d'intervento: per gli interventi di classe 2 (Modesta) con l'espressione ricavata dal Metodo dell'Invaso sopra descritta; per gli interventi di classe 3 (Significativa) mediante l'assunzione di un tempo di pioggia di 2 ore, reso uguale al tempo di corrivazione dell'area per un tempo di ritorno di 30 anni.

Riguardo gli interventi di classe 3, è stata calcolata la portata antecedente la trasformazione che dovrà essere assunta come effluente nello stato di progetto. Il

calcolo dei parametri idrologici è stato già ampiamente descritto nel capitolo 3, mentre per la determinazione delle portate di piena è stato utilizzato il metodo razionale mediante la seguente espressione:

$$Q = A * \emptyset * P$$

nella quale:

- $Q$  ( $m^3/s$ ) è la portata massima alla sezione
- $A$  ( $ha$ ) è l'area della superficie dell'intervento
- $\emptyset$  è il coefficiente di deflusso (0,2 per aree verdi, 0,85 per strade, 0,9 per edificato e coperture)
- $P$  ( $\frac{m^3}{s*ha}$ ) è l'afflusso meteorico pari a  $P = \frac{i}{360}$
- $i = \frac{H(mm)}{T(ore)}$  è l'intensità media oraria della pioggia

Di seguito, il calcolo per ogni singola Area d'intervento.



## INTERVENTI PRESSO LE SORGENTI

Gli interventi presso le sorgenti ricadono nella classe d'intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L'area trasformata visibile in figura sotto è pari a 2529 m<sup>2</sup>, divisa in 2 differenti zone. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 26: Area di intervento e superficie trasformata presso le Sorgenti (Google Maps)**

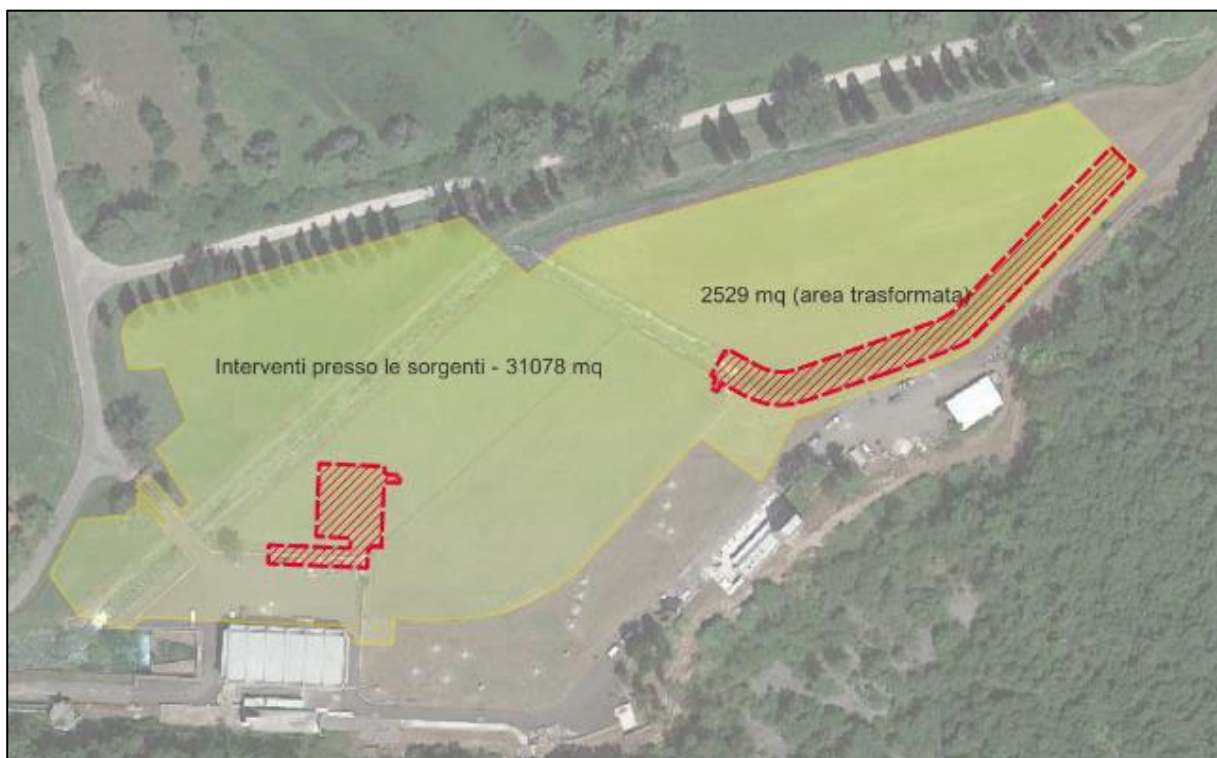
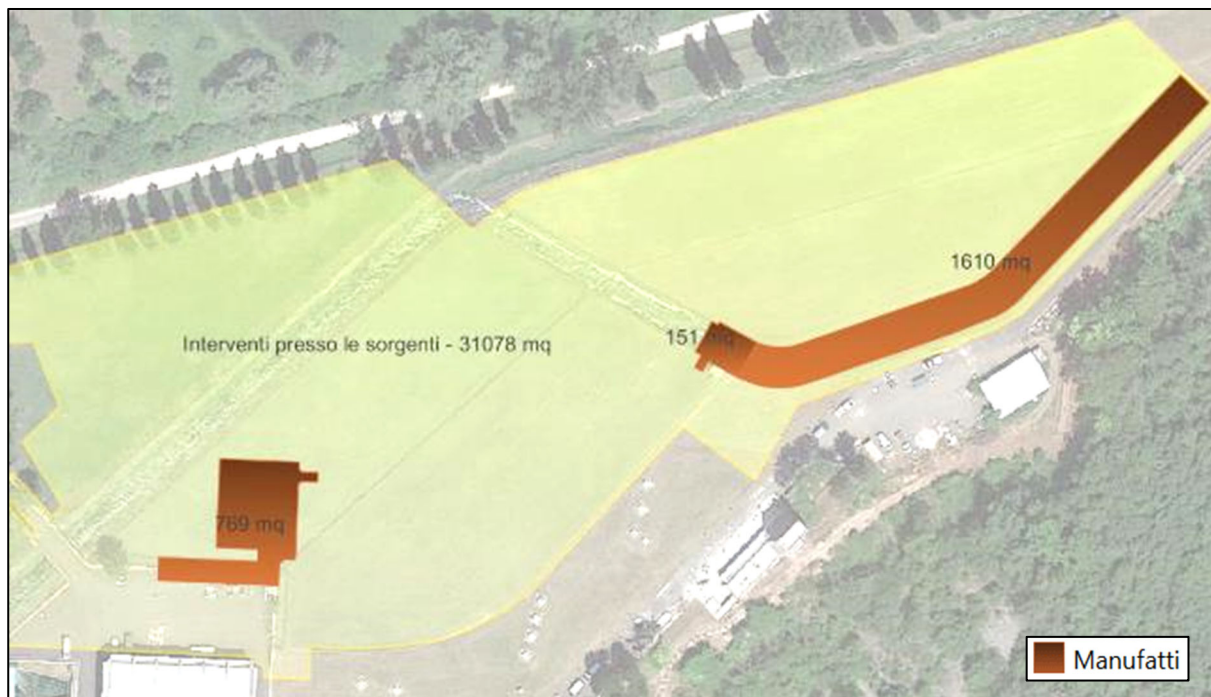


Fig. 27: tipologia delle aree trasformate presso le sorgenti (Google Maps)



Tab. 27: calcolo coefficiente di deflusso post operam nell'area delle sorgenti

CALCOLO DELLA PORTATA - AREA SORGENTI ANTE OPERAM: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.160	5.14%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.950	94.86%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.233</b>	<b>3.110</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H / Tc =		27.859	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i / 360 =		0.077	mc/sec*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.056</b>
				mc/sec
<b>CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO - AREA SORGENTI POST OPERAM</b>				
<b>SEZIONE DI CALCOLO</b>		<b>f</b>	<b>S</b>	<b>%</b>
				<b>um</b>
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali		0.85	0.160	5.14%
				ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)		0.90	0.253	8.14%
				ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde		0.20	2.697	86.72%
				ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>		<b>0.290</b>	<b>3.110</b>	<b>100.00%</b>
				ha

**Tab. 28: calcolo del volume da laminare nell'area delle sorgenti**

<b>Superficie fondiaria</b>	3.11	ha	<b>Superficie totale dell'intervento</b>		
<b>TR</b>	30	anni	<b>Tempo di ritorno di riferimento</b>		
<b>a</b>	46.5910				
<b>b</b>	0.1100		<b>Parametri sottozona B12</b>		
<b>m</b>	0.6887				
<b>tp</b>	2.00	ore	<b>Durata di pioggia</b>		
<b>φ</b>	0.29		<b>Coeff. di deflusso dopo la trasformazione</b>		
<b>h</b>	55.72	mm	<b>Altezza pioggia per tp</b>		
<b>Vp</b>	1,731.62	mc	<b>Volume piovuto in tp</b>		
<b>Ve</b>	507.37	mc	<b>Volume entrante in vasca in tp</b>		

<b>Qu</b>	56.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)				
<b>Vu</b>	403.20	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp				
<b>Ve-Vu</b>	<b>104.17</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore				

### MANUFATTO M1

Gli interventi sul manufatto M1 ricadono nella classe d’intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1246 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 28: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M1 (Google Maps)**



**Fig. 29: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M1 (Google Maps)**



**Tab. 29: calcolo del volume da laminare nell’area del Manufatto M1**

	Superficie fondiaria	=	6,486.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	0.00	mq
	Imp°	=	0.00	
	Superficie permeabile ante operam	=	6,486.00	mq
	Per°	=	1.00	
	Imp°+Per°	=	1.00	

<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	1,051.00	mq
	Imp	=	0.16	
	Superficie permeabile post operam	=	5,435.00	mq
	Per	=	0.84	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	1,246.00	mq
	I	=	0.19	
	Superficie inalterata	=	5,240.00	mq
	P	=	0.81	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.16	+	0.2	x	0.84	=	0.31	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	2.37	-	15	x	0.19	-	50	x	0.81	=	75.35	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							75.35	x	6,486	:	10,000	=	48.87	mc	W

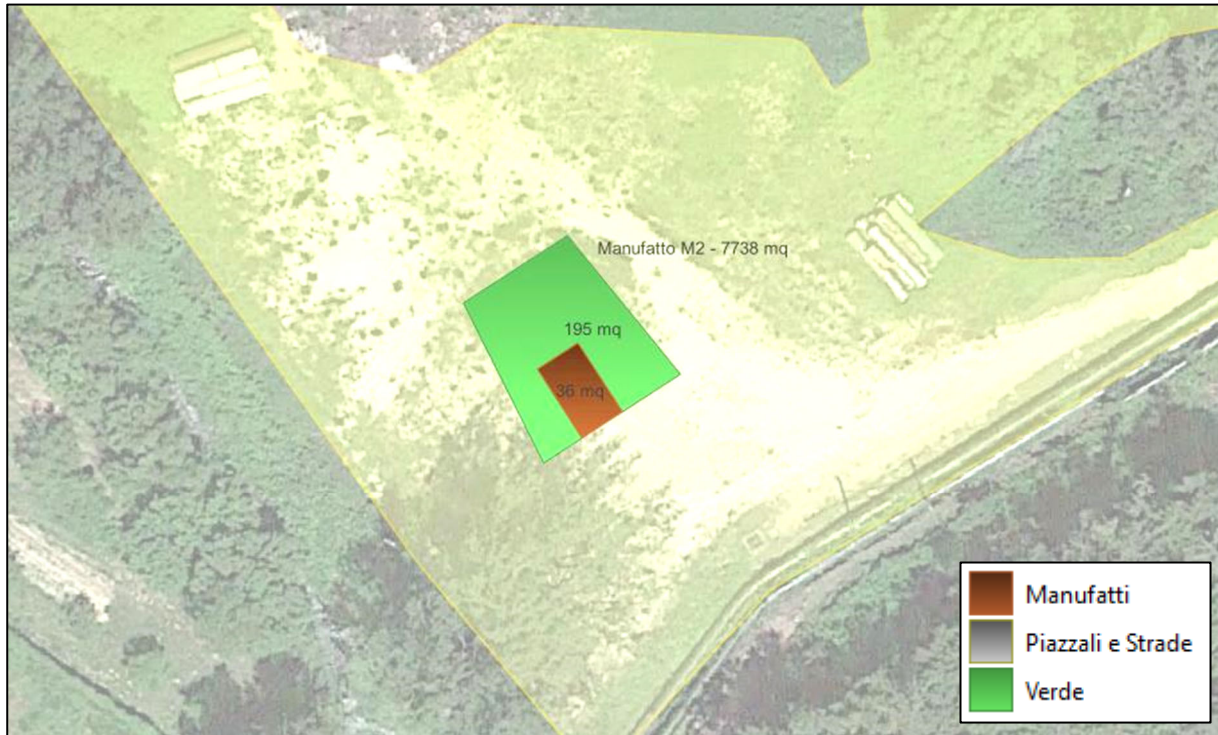
## MANUFATTO M2

Gli interventi sul manufatto M2 ricadono nella classe d’intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 231 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 30: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M2 (Google Maps)**



**Fig. 31: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M2 (Google Maps)**



**Tab. 30: calcolo del volume da laminare nell'area del Manufatto M2**

	Superficie fondiaria	=	7,738.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	0.00	mq
	Imp°	=	0.00	
	Superficie permeabile ante operam	=	7,738.00	mq
	Per°	=	1.00	
	Imp°+Per°	=	1.00	



<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	36.00	mq
	Imp	=	0.00	
	Superficie permeabile post operam	=	7,702.00	mq
	Per	=	1.00	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	231.00	mq
	I	=	0.03	
	Superficie inalterata	=	7,507.00	mq
	P	=	0.97	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	1.03	-	15	x	0.03	-	50	x	0.97	=	2.62	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							2.62	x	7,738	:	10,000	=	2.03	mc	W

### MANUFATTO M3

Gli interventi sul manufatto M3 ricadono nella classe d’intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1079 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 32: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M3 (Google Maps)**



Fig. 33: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M3 (Google Maps)



Tab. 31: calcolo del volume da laminare nell'area del Manufatto M3

	Superficie fondiaria	=	5,615.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	80.00	mq
	Imp°	=	0.01	
	Superficie permeabile ante operam	=	5,535.00	mq
	Per°	=	0.99	
	Imp°+Per°	=	1.00	

<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	932.00	mq
	Imp	=	0.17	
	Superficie permeabile post operam	=	4,683.00	mq
	Per	=	0.83	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	1,079.00	mq
	I	=	0.19	
	Superficie inalterata	=	4,536.00	mq
	P	=	0.81	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.01	+	0.2	x	0.99	=	0.21	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.17	+	0.2	x	0.83	=	0.32	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	2.20	-	15	x	0.19	-	50	x	0.81	=	66.59	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							66.59	x	5,615	:	10,000	=	37.39	mc	W

## MANUFATTO M4

Gli interventi sul manufatto M4 ricadono nella classe d’intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 701 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 34: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M4 (Google Maps)**



**Fig. 35: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M4 (Google Maps)**



**Tab. 32: calcolo del volume da laminare nell'area del Manufatto M4**

	Superficie fondiaria	=	7,620.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	0.00	mq
	Imp°	=	0.00	
	Superficie permeabile ante operam	=	7,620.00	mq
	Per°	=	1.00	
	Imp°+Per°	=	1.00	

<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	599.00	mq
	Imp	=	0.08	
	Superficie permeabile post operam	=	7,021.00	mq
	Per	=	0.92	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	701.00	mq
	I	=	0.09	
	Superficie inalterata	=	6,919.00	mq
	P	=	0.91	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.08	+	0.2	x	0.92	=	0.26	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	1.60	-	15	x	0.09	-	50	x	0.91	=	33.01	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							33.01	x	7,620	:	10,000	=	25.16	mc	W

## **MANUFATTO M5**

Gli interventi sul manufatto M5 ricadono nella classe d’intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1671 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 36: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M5 (Google Maps)**





**Fig. 37: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M5 (Google Maps)**



**Tab. 33: calcolo portata ante operam nell'area del manufatto M5**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - MANUFATTO M5: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.000	0.00%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.185	100.00%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.200</b>	<b>2.185</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H / Tc =		27.859	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i / 360 =		0.077	mc/sec*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.034</b> mc/sec

**Tab. 34: calcolo coefficiente di deflusso post operam nell'area del manufatto M5**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – MANUFATTO M5 POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.149	6.82%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.008	0.37%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.028	92.81%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.247</b>	<b>2.185</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 35: calcolo del volume da laminare nell'area del manufatto M5**

<b>Superficie fondiaria</b>	2.18	ha	Superficie totale dell'intervento			
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento			
<b>a</b>	46.5910					
<b>b</b>	0.1100		Parametri sottozona B12			
<b>m</b>	0.6887					
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia			
<b>φ</b>	0.25		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione			
<b>h</b>	55.72	mm	Altezza pioggia per tp			
<b>Vp</b>	1,217.39	mc	Volume piovuto in tp			
<b>Ve</b>	308.65	mc	Volume entrante in vasca in tp			
<b>Qu</b>	34.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)			
<b>Vu</b>	244.80	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp			
<b>Ve-Vu</b>	<b>63.85</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore			

**MANUFATTO M6**

Gli interventi sul manufatto M6 ricadono nella classe d'intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L'area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1844 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 38: Area di intervento e superficie trasformata presso il Manufatto M6 (Google Maps)**



**Fig. 39: tipologia delle aree trasformate presso il Manufatto M6 (Google Maps)**



**Tab. 36: calcolo portata ante operam nell'area del manufatto M6**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - MANUFATTO M6: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.020	1.46%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	1.346	98.54%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.210</b>	<b>1.366</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H /Tc =		27.859	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i /360 =		0.077	mc/sec*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.022</b> mc/sec

**Tab. 37: calcolo coefficiente di deflusso post operam nell’area del manufatto M6**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – MANUFATTO M6 POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.140	10.25%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.064	4.71%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	1.162	85.04%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.300</b>	<b>1.366</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 38: calcolo del volume da laminare nell'area del manufatto M6**

<b>Superficie fondiaria</b>	1.37	ha	Superficie totale dell'intervento	
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento	
<b>a</b>	46.5910			
<b>b</b>	0.1100		Parametri sottozona B12	
<b>m</b>	0.6887			
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia	
<b>φ</b>	0.30		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione	
<b>h</b>	55.72	mm	Altezza pioggia per tp	
<b>Vp</b>	760.89	mc	Volume piovuto in tp	
<b>Ve</b>	231.90	mc	Volume entrante in vasca in tp	
<b>Qu</b>	22.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)	
<b>Vu</b>	158.40	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp	
<b>Ve-Vu</b>	<b>73.50</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore	

## MANUFATTO FINESTRA DI COTILIA

Gli interventi sul manufatto Finestra di Cotilia ricadono nella classe d’intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 170 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 40: Area di intervento e superficie trasformata presso Finestra di Cotilia (Google Maps)**





**Fig. 41: tipologia delle aree trasformate presso Finestra di Cotilia (Google Maps)**



**Tab. 39: calcolo del volume da laminare nell’area della Finestra di Cotilia**

	Superficie fondiaria	=	6,745.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	0.00	mq
	Imp°	=	0.00	
	Superficie permeabile ante operam	=	6,745.00	mq
	Per°	=	1.00	
	Imp°+Per°	=	1.00	

<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	170.00	mq
	Imp	=	0.03	
	Superficie permeabile post operam	=	6,575.00	mq
	Per	=	0.97	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	170.00	mq
	I	=	0.03	
	Superficie inalterata	=	6,575.00	mq
	P	=	0.97	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.03	+	0.2	x	0.97	=	0.22	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	1.18	-	15	x	0.03	-	50	x	0.97	=	9.71	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							9.71	x	6,745	:	10,000	=	6.55	mc	W

## ATTRAVERSAMENTO FIUME SALTO

Gli interventi per l'attraversamento del Fiume Salto ricadono nella classe d'intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L'area trasformata visibile in figura sotto è pari a 2804 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 42: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Salto (Google Maps)**



**Fig. 43: tipologia delle aree trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Salto sul lato di monte (Google Maps)**



**Fig. 44: tipologia delle aree trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Salto sul lato di valle (Google Maps)**



**Tab. 40: calcolo portata ante operam presso le opere di attraversamento del Fiume Salto**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - ATTRAVERSAMENTO FIUME SALTO: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.045	1.68%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.630	98.32%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.211</b>	<b>2.675</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H / Tc =		27.859	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i / 360 =		0.077	mc/se c*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.044</b>
				mc/se c

**Tab. 41: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere di attraversamento del Fiume Salto**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – ATTRAVERSAMENTO FIUME SALTO POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.198	7.40%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.069	2.56%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.409	90.04%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.276</b>	<b>2.675</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 42: calcolo del volume da laminare presso le opere di attraversamento del Fiume Salto**

<b>Superficie fondiaria</b>	2.67	ha	Superficie totale dell'intervento
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento
<b>a</b>	46.5910		
<b>b</b>	0.1100		Parametri sottozona B12
<b>m</b>	0.6887		
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia
<b>φ</b>	0.28		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione
<b>h</b>	55.72	mm	Altezza pioggia per tp
<b>Vp</b>	1,490.24	mc	Volume piovuto in tp
<b>Ve</b>	419.54	mc	Volume entrante in vasca in tp
<b>Qu</b>	44.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)
<b>Vu</b>	316.80	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp
<b>Ve-Vu</b>	<b>102.74</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore

Le opere di attraversamento del Fiume Salto sono suddivise su due aree differenti, di monte e di valle, rispettivamente su sponda destra e sinistra del corso d’acqua. Per questo motivo il volume totale calcolato sarà ripartito in percentuale all’area trasformata totale.

In particolare, sul lato di monte sarà posizionato un volume pari a 60 m<sup>3</sup> (58%), mentre sul lato di valle un volume pari a 43 m<sup>3</sup> (42%).

### ATTRAVERSAMENTO FIUME TURANO

Gli interventi per l’attraversamento del Fiume Turano ricadono nella classe d’intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 3112 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B12.

**Fig. 45: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Turano (Google Maps)**





Fig. 46: tipologia delle aree trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Turano sul lato di monte (Google Maps)



**Fig. 47: tipologia delle aree trasformate presso le opere di attraversamento del Fiume Turano sul lato di valle (Google Maps)**



**Tab. 43: calcolo portata ante operam presso le opere di attraversamento del Fiume Turano**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - ATTRAVERSAMENTO FIUME TURANO: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.000	0.00%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	3.428	100.00%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.200</b>	<b>3.428</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

Coefficiente di afflusso meteorico (p)				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H / Tc =		27.859	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i / 360 =		0.077	mc/sec*h
Portata :	Q =	$\frac{p * r * f *}{A}$	Q =	0.053
				mc/sec

**Tab. 44: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere di attraversamento del Fiume Turano**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – ATTRAVERSAMENTO FIUME TURANO POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	u m
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.220	6.41%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impron47 superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.082	2.40%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	3.126	91.19%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.258</b>	<b>3.428</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 45: calcolo del volume da laminare presso le opere di attraversamento del Fiume Turano**

Superficie fondiaria	3.43	ha	Superficie totale dell'intervento	
TR	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento	
a	46.5910			
b	0.1100		Parametri sottozona B12	
m	0.6887			
tp	2.00	ore	Durata di pioggia	
φ	0.26		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione	
h	55.72	mm	Altezza pioggia per tp	
Vp	1,909.92	mc	Volume piovuto in tp	
Ve	499.73	mc	Volume entrante in vasca in tp	
Qu	53.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)	
Vu	381.60	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp	
<b>Ve-Vu</b>	<b>118.13</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore	

Le opere di attraversamento del Fiume Turano sono suddivise su due aree differenti, di monte e di valle, rispettivamente su sponda destra e sinistra del corso d'acqua. Per questo motivo il volume totale calcolato sarà ripartito in percentuale all'area trasformata totale.

In particolare, sul lato di monte sarà posizionato un volume pari a 68 m<sup>3</sup> (58%), mentre sul lato di valle un volume pari a 50 m<sup>3</sup> (42%).

### **MANUFATTO SAN GIOVANNI REATINO**

Gli interventi sul manufatto di San Giovanni Reatino ricadono nella classe d’intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 6351 m<sup>2</sup> (3% dell’area totale di progetto e quindi non in “Classe 4 - Marcata”). La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B14.

**Fig. 48: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere di San Giovanni Reatino (Google Maps)**



**Fig. 49: tipologia delle aree trasformate presso le opere di San Giovanni Reatino (Google Maps)**



**Tab. 46: calcolo portata ante operam presso le opere di San Giovanni Reatino**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - SAN GIOVANNI REATINO: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	1.385	8.52%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.088	0.54%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	14.773	90.93%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.259</b>	<b>16.246</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>
<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)

Intensità media oraria (i)	H /Tc =		37.764	mm/h	
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i /360 =		0.105	mc/sec*h	
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.442</b>	mc/sec

**Tab. 47: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere di San Giovanni Reatino**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – OPERE DI SAN GIOVANNI REATINO POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	1.690	10.40%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.133	0.82%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	14.424	88.78%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.278</b>	<b>16.246</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 48: calcolo del volume da laminare presso le opere di San Giovanni Reatino**

<b>Superficie fondiaria</b>	16.25	ha	Superficie totale dell'intervento		
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento		
<b>a</b>	66.0490				
<b>b</b>	0.1380		Parametri sottozona B14		
<b>m</b>	0.7357				
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia		
<b>φ</b>	0.28		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione		
<b>h</b>	75.53	mm	Altezza pioggia per tp		
<b>Vp</b>	12,270.63	mc	Volume piovuto in tp		
<b>Ve</b>	3,420.96	mc	Volume entrante in vasca in tp		
<b>Qu</b>	442.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)		
<b>Vu</b>	3,182.40	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp		
<b>Ve-Vu</b>	<b>238.56</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore		



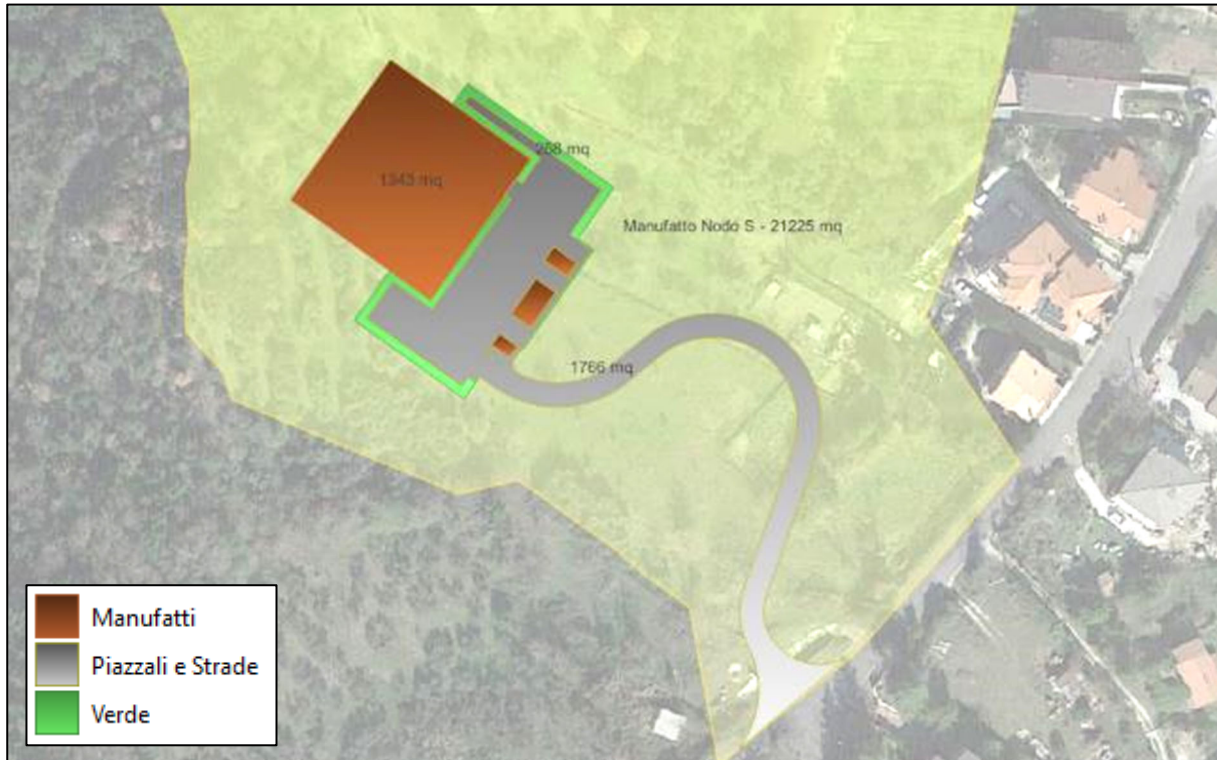
## MANUFATTO NODO S

Gli interventi sul manufatto al Nodo S ricadono nella classe d'intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L'area trasformata visibile in figura sotto è pari a 3377 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B14.

**Fig. 50: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere al Nodo S (Google Maps)**



**Fig. 51: tipologia delle aree trasformate presso le opere al Nodo S (Google Maps)**



**Tab. 49: calcolo portata ante operam presso le opere al Nodo S**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - MANUFATTO NODO S: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.043	2.03%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.007	0.33%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.073	97.64%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.215</b>	<b>2.123</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H /Tc =		37.764	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i /360 =		0.105	mc/sec*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.048</b>
				mc/sec

**Tab. 50: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere al Nodo S**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – OPERE AL NODO S POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.220	10.35%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.141	6.66%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	1.762	83.00%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.318</b>	<b>2.123</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 51: calcolo del volume da laminare presso le opere al Nodo S**

<b>Superficie fondiaria</b>	2.12	ha	Superficie totale dell'intervento			
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento			
<b>a</b>	66.0490					
<b>b</b>	0.1380		Parametri sottozona B14			
<b>m</b>	0.7357					
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia			
<b>φ</b>	0.32		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione			
<b>h</b>	75.53	mm	Altezza pioggia per tp			
<b>Vp</b>	1,603.09	mc	Volume piovuto in tp			
<b>Ve</b>	511.42	mc	Volume entrante in vasca in tp			
<b>Qu</b>	48.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)			
<b>Vu</b>	345.60	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp			
<b>Ve-Vu</b>	<b>165.82</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore			

### MANUFATTO POZZO DI DISSIPAZIONE

Gli interventi sul manufatto Pozzo di Dissipazione ricadono nella classe d’intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1710 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B14.

**Fig. 52: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere del Pozzo di dissipazione (Google Maps)**



**Fig. 52: tipologia delle aree trasformate presso le opere del Pozzo di dissipazione (Google Maps)**



**Tab. 52: calcolo portata ante operam presso le opere del Pozzo di dissipazione**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - POZZO DI DISSIPAZIONE: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.000	0.00%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	2.719	100.00%	ha

<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.200</b>	<b>2.719</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>
<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H /Tc =		37.764	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i /360 =		0.105	mc/sec* h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	<b>p * r * f * A</b>	<b>Q =</b>	<b>0.057</b> mc/sec

**Tab. 53: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere del Pozzo di dissipazione**

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – POZZO DI DISSIPAZIONE POST OPERAM				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.115	4.23%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.056	2.06%	ha
<b>VERDE</b>				
	0.20	2.548	93.71%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.242</b>	<b>2.719</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 54: calcolo del volume da laminare presso le opere del Pozzo di dissipazione**

<b>Superficie fondiaria</b>	2.72	ha	Superficie totale dell'intervento	
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento	
<b>a</b>	66.0490			
<b>b</b>	0.1380		Parametri sottozona B14	
<b>m</b>	0.7357			
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia	
<b>φ</b>	0.24		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione	
<b>h</b>	75.53	mm	Altezza pioggia per tp	
<b>Vp</b>	2,053.24	mc	Volume piovuto in tp	
<b>Ve</b>	501.05	mc	Volume entrante in vasca in tp	
<b>Qu</b>	57.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)	
<b>Vu</b>	410.40	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp	
<b>Ve-Vu</b>	<b>90.65</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore	



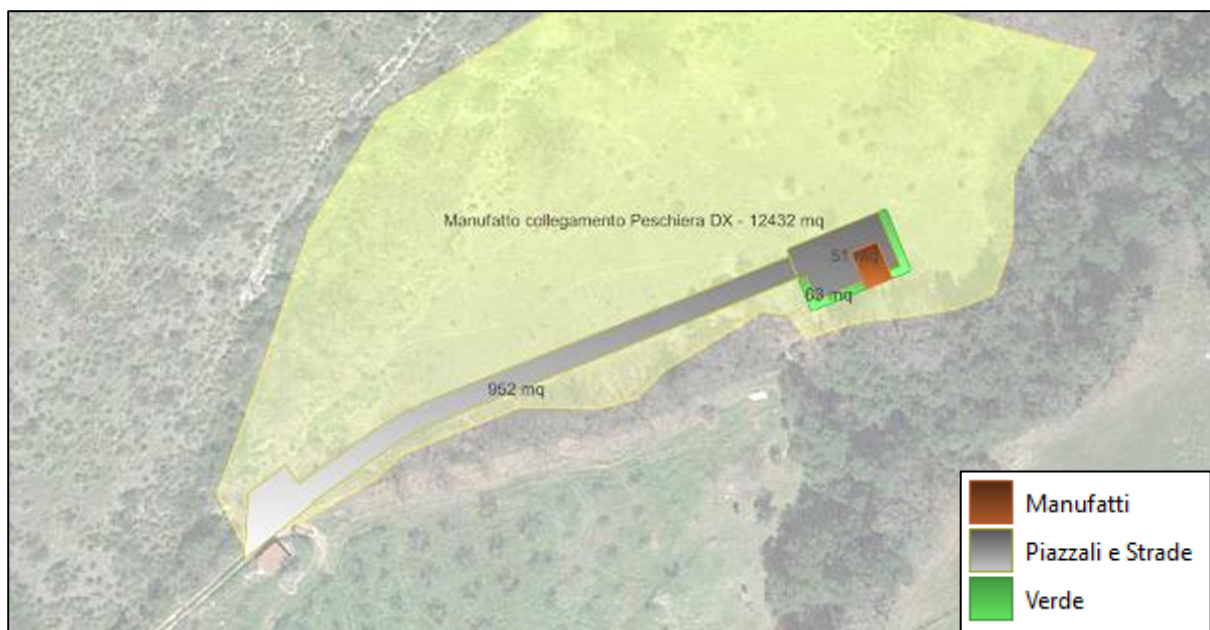
### **MANUFATTO DI COLLEGAMENTO CON IL PESCHIERA DESTRO**

Gli interventi sul manufatto di collegamento con il ramo destro inferiore del Peschiera ricadono nella classe d’intervento 3 – Significativa Impermeabilizzazione Potenziale. L’area trasformata visibile in figura sotto è pari a 1066 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B14.

**Fig. 53: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere del Manufatto di collegamento con il Peschiera Destro (Google Maps)**



**Fig. 54: tipologia delle aree trasformate presso le opere del Manufatto di collegamento con il Peschiera Destro (Google Maps)**



**Tab. 55: calcolo portata ante operam presso le opere del Manufatto di collegamento con il Peschiera Destro**

CALCOLO DELLA PORTATA ANTE OPERAM - COLLEGAMENTO PESCHIERA DESTRO: T=30 ANNI				
SEZIONE DI CALCOLO	f	S	%	um
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.000	0.00%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.000	0.00%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	1.243	100.00%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.200</b>	<b>1.243</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

<b>Coefficiente di afflusso meteorico (p)</b>				
Tempo totale (Ttot)			2.000	ore
			120.00	(min)
Intensità media oraria (i)	H /Tc =		37.764	mm/h
Coefficiente di afflusso meteorico (p)	i /360 =		0.105	mc/sec*h
<b>Portata :</b>	<b>Q =</b>	$p * r * f * A$	<b>Q =</b>	<b>0.026</b>
				mc/sec

**Tab. 56: calcolo coefficiente di deflusso post operam presso le opere del Manufatto di collegamento con il Peschiera Destro**

<b>CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO – MANUFATTO COLLEGAMENT PESCHIERA DX POST OPERAM</b>				
<b>SEZIONE DI CALCOLO</b>	<b>f</b>	<b>S</b>	<b>%</b>	<b>um</b>
<b>STRADE INTERNE</b>				
Superfici stradali	0.85	0.095	7.66%	ha
<b>EDIFICATO</b>				
Impronta superfici dell'edificato (coperture)	0.90	0.005	0.41%	ha
<b>VERDE</b>				
Superfici a verde	0.20	1.143	91.93%	ha
<b>Restituzione e Superficie complessiva</b>	<b>0.258</b>	<b>1.243</b>	<b>100.00%</b>	<b>ha</b>

**Tab. 57: calcolo del volume da laminare presso le opere del Manufatto di collegamento con il Peschiera Destro**

<b>Superficie fondiaria</b>	1.24	ha	Superficie totale dell'intervento	
<b>TR</b>	30	anni	Tempo di ritorno di riferimento	
<b>a</b>	66.0490			
<b>b</b>	0.1380		Parametri sottozona B14	
<b>m</b>	0.7357			
<b>tp</b>	2.00	ore	Durata di pioggia	
<b>φ</b>	0.26		Coeff. di deflusso dopo la trasformazione	
<b>h</b>	75.53	mm	Altezza pioggia per tp	
<b>Vp</b>	938.97	mc	Volume piovuto in tp	
<b>Ve</b>	240.82	mc	Volume entrante in vasca in tp	
<b>Qu</b>	26.00	l/sec	Portata effluente (pari all'ante operam)	
<b>Vu</b>	187.20	mc	Volume scaricato dalla vasca verso il ricettore in tp	
<b>Ve-Vu</b>	<b>53.62</b>	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore	

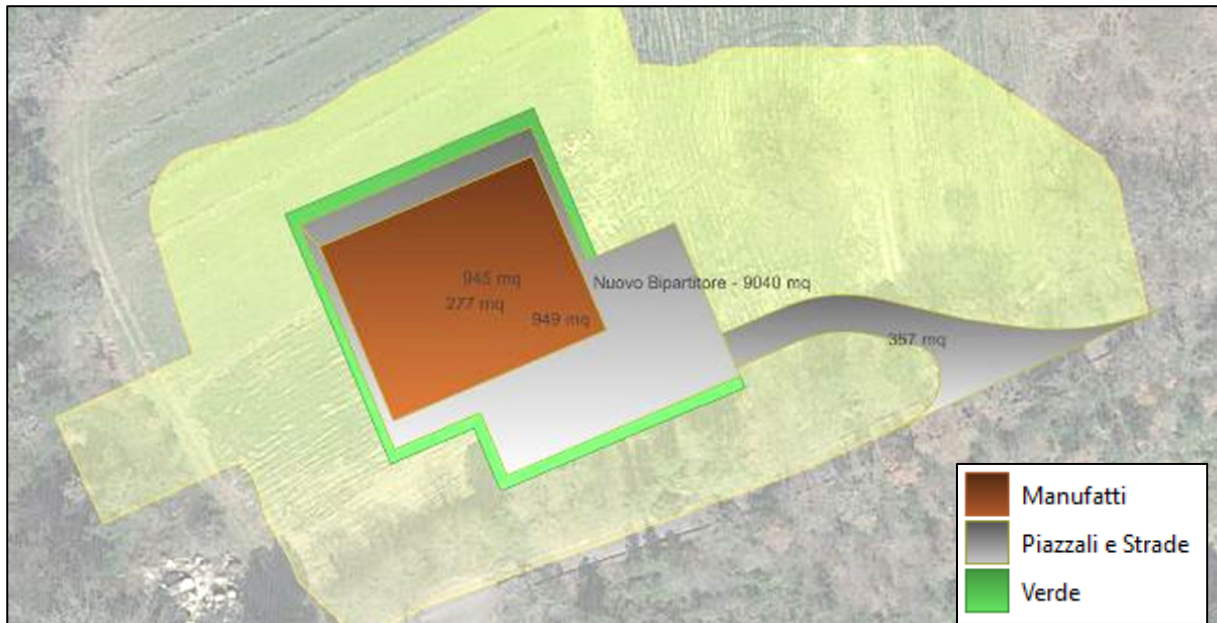
## MANUFATTO NUOVO BIPARTITORE

Gli interventi sul Nuovo Manufatto Bipartitore ricadono nella classe d'intervento 2 – Modesta Impermeabilizzazione Potenziale. L'area trasformata visibile in figura sotto è pari a 2516 m<sup>2</sup>. La sottozona pluviografica VAPI di riferimento è la B14.

**Fig. 55: Area di intervento e superfici trasformate presso le opere del Nuovo Manufatto Bipartitore (Google Maps)**



**Fig. 56: tipologia delle aree trasformate presso le opere del Nuovo Manufatto Bipartitore (Google Maps)**



**Tab. 58: calcolo del volume da laminare nell’area delle opere del Nuovo Manufatto Bipartitore**

	Superficie fondiaria	=	9,040.00	mq
<b>ANTE OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile ante operam	=	0.00	mq
	Imp°	=	0.00	
	Superficie permeabile ante operam	=	9,040.00	mq
	Per°	=	1.00	
	Imp°+Per°	=	1.00	

<b>POST OPERAM</b>				
	Superficie impermeabile post operam	=	2,251.00	mq
	Imp	=	0.25	
	Superficie permeabile post operam	=	6,789.00	mq
	Per	=	0.75	
	Imp+Per	=	1.00	
<b>INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA</b>				
	Superficie trasformata/livellata	=	2,516.00	mq
	I	=	0.28	
	Superficie inalterata	=	6,524.00	mq
	P	=	0.72	
	I+P	=	1.00	

<b>CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM</b>										
$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} =$	0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	=	0.20	$\phi^{\circ}$
$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} =$	0.9	x	0.25	+	0.2	x	0.75	=	0.37	$\phi$

<b>CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO</b>															
$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 I - w^{\circ} P =$	50	x	3.34	-	15	x	0.28	-	50	x	0.72	=	126.63	mc/ha	w
$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} =$							126.63	x	9,040	:	10,000	=	114.47	mc	W

## 8.5 Riassunto dei volumi di laminazione

Per quanto sopra riportato riguardo i volumi da immagazzinare per garantire l’invarianza idraulica nelle varie aree di progetto delle opere lungo il tracciato del Nuovo Tronco Superiore del Peschiera, si riporta la seguente tabella riassuntiva:

**Tab. 30: tabella riassuntiva dei volumi da immagazzinare per garantire il principio di invarianza idraulica all’interno dell’intero progetto del Nuovo Tronco Superiore del Peschiera**

<b>VOLUMI PER INVARIANZA IDRAULICA NUOVO TRONCO SUPERIORE PESCHIERA</b>					
<b>AREA DI PROGETTO</b>	<b>Superficie tot (mq)</b>	<b>Superficie tot (ha)</b>	<b>Area Trasformatra (mq)</b>	<b>% A trasf.</b>	<b>V finale (mc)</b>
Sorgenti	31078	3.1078	2529	8.1%	<b>104</b>
Manufatto M1	6486	0.6486	1246	19.2%	<b>49</b>
Manufatto M2	7738	0.7738	231	3.0%	<b>2</b>
Manufatto M3	5615	0.5615	1079	19.2%	<b>37</b>
Manufatto M4	7620	0.762	701	9.2%	<b>25</b>
Manufatto M5	21849	2.1849	1671	7.6%	<b>64</b>
Manufatto M6	13656	1.3656	1844	13.5%	<b>74</b>
Finestra Cotilia	6745	0.6745	170	2.5%	<b>7</b>
Attraversamento Salto	26746	2.6746	2804	10.5%	<b>103</b>
Attraversamento Turano	34278	3.4278	3019	8.8%	<b>118</b>
San Giovanni Reatino	162464	16.2464	6351	3.9%	<b>239</b>
Manufatto Nodo S	21225	2.1225	3377	15.9%	<b>166</b>
Pozzo Dissipazione	27185	2.7185	1710	6.3%	<b>91</b>
Collegamento Peschiera DX	12432	1.2432	1066	8.6%	<b>54</b>
Nuovo Bipartitore	9040	0.904	2516	27.8%	<b>114</b>

Per quanto riguarda gli attraversamenti del Fiume Salto e del Fiume Turano i volumi indicati sono ripartiti in maniera ponderata sulle aree trasformate di monte e di valle:

- Fiume Salto                      Monte 60 m3 (58%)                      Valle 43 m3 (42%)
- Fiume Turano                      Monte 68 m3 (58%)                      Valle 50 m3 (42%)



**ALLEGATO**

*Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore  
Acquedotto Peschiera*



# GEEG

GEOTECHNICAL & ENVIRONMENTAL  
ENGINEERING GROUP

**Startup di**



**SAPIENZA**  
UNIVERSITÀ DI ROMA

*Processo di trattamento delle acque di cantiere  
Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera*

*Descrizione generale*

Aprile 2020

## INDICE

1	Premesse .....	1
2	Caratterizzazione del terreno e delle miscele condizionanti .....	1
3	Analisi relative alle acque di percolazione dal terreno condizionato .....	3
4	Dati di progetto .....	5
4.1	Portata di progetto .....	6
4.1.1	Volumi prodotti .....	6
4.1.2	Volumi da inviare al trattamento .....	6
4.2	Concentrazione di sostanza organica .....	6
4.2.1	Valori di TOC .....	6
4.2.2	Rapporto tra COD e TOC .....	7
4.2.3	Rapporto tra BOD <sub>5</sub> e COD .....	7
4.2.4	Rapporto tra BOD <sub>u</sub> e COD .....	7
4.2.5	Presenza di elementi o sostanze tossiche .....	7
5	Scenari di studio .....	7
6	Proposta di processo di trattamento .....	8
6.1	Vasca di bilanciamento .....	8
6.2	Trattamento primario .....	9
6.3	Trattamento secondario .....	10
6.4	Trattamento terziario .....	13
	Bibliografia citata .....	13

## 1 Premesse

Nel presente documento si riporta una proposta progettuale di massima di GEEG startup innovativa di Sapienza, Università di Roma, per il trattamento delle acque di cantiere di terreni condizionati derivanti dallo scavo effettuato con tecnologia TBM-EPB nell'ambito del progetto del Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto Peschiera.

Lo studio fa riferimento ai prodotti condizionanti utilizzati per lo scavo delle gallerie naturali con tecnologia TBM EPB, e fa riferimento alla sperimentazione condotta sempre da GEEG per lo studio e l'ottimizzazione delle miscele condizionanti da utilizzare, nonché ad una caratterizzazione preliminare di tali miscele e del terreno oggetto dello scavo.

## 2 Caratterizzazione del terreno e delle miscele condizionanti

A completamento della fase preliminare è disponibile la caratterizzazione del terreno (ai sensi della normativa su terre e rocce da scavo), come da tabella di seguito riportata.

Parametro	Matrice	Campioni	Valore
TOC (mg C/l)	su elutriato acquoso preparato secondo UNI 10802	3	18.6
pH	su miscela acqua/terreno 1:2.5 in massa	3	7.9
Cloruri (mg/l)	su elutriato acquoso preparato secondo UNI 10802	3	<5.0
Solfati (mg/l)	su elutriato acquoso preparato secondo UNI 10802	3	<2.5
Nitrati (mg/l)	su elutriato acquoso preparato secondo UNI 10802	3	<0.5
Fluoruri (mg/l)	su elutriato acquoso preparato secondo UNI 10802	3	<0.5
Arsenico (mg/kg)	solido (terreno)	3	3.6
Cadmio (mg/kg)	solido (terreno)	3	<0.3
Cobalto (mg/kg)	solido (terreno)	3	3.4
Cromo (mg/kg)	solido (terreno)	3	4.4
Cromo(VI) (mg/kg)	solido (terreno)	3	<0.1
Mercurio (mg/kg)	solido (terreno)	3	<0.001
Nichel (mg/kg)	solido (terreno)	3	<0.01
Piombo (mg/kg)	solido (terreno)	3	<0.001
Rame (mg/kg)	solido (terreno)	3	11.9
Zinco (mg/kg)	solido (terreno)	3	21.2
Amianto*	solido (terreno)	3	<0.01%
C>12 (mg/kg)	solido (terreno)	3	<50

---

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

La sperimentazione ha previsto l'utilizzo di quattro miscele condizionanti, indicate rispettivamente con A, C, D, F che corrispondono rispettivamente ai prodotti FOAMEX SNG-MD, Polyfoamer ECO/100 PLUS, MasterRoc SLF 32 e SIKA Foam TBM 510 LS.

La caratterizzazione di tali miscele è di seguito riportata (per una diluizione pari allo 0,1% in massa):

	A	C	D	F
TOC (mg C/l)	57	63	78	158
COD (mg/l)	197	176	301	551
MBAS in acqua (mg/l)	49.0	55.7	114	103.1
pH	7.8	7.4	7.5	7.0
BOD5 (mg O2/l)	90	57	195	162
BOD5\COD	0.46	0.32	0.65	0.29
BOD28 (mg O2/l)	120	60	208	321
BOD28\COD	0.61	0.33	0.69	0.58
COD/TOC	3.46	3.16	3.86	3.48

La tabella mostra come, in particolare:

- Il prodotto A e il prodotto C presentano caratteristiche di composizione simili in termini di TOC e COD, sebbene mostrino una diversa biodegradabilità. In particolare, il prodotto C mostra un contenuto di materiale biodegradabile circa pari alla metà del prodotto A, e tale materiale risulta essere praticamente tutto velocemente biodegradabile;
- Nel prodotto A la componente velocemente biodegradabile è pari a circa 2/3 del totale del materiale biodegradabile stimato: il rapporto BOD5/COD è all'incirca assimilabile a quello di reflui civili non trattati;
- Nel prodotto C, il rapporto BOD5/COD è inferiore rispetto a quello dei reflui civili, e dell'ordine di grandezza di reflui industriali a basso carico organico;
- Il prodotto D presenta un maggior contenuto di sostanze organiche, quasi esclusivamente di natura velocemente biodegradabile; il rapporto BOD5/COD è anche superiore a quello di reflui civili non trattati;
- Nel prodotto F, la componente velocemente biodegradabile e quella lentamente biodegradabile si equivalgono, e il prodotto presenta una scarsa biodegradabilità in tempi brevi.

### 3 Analisi relative alle acque di percolazione dal terreno condizionato

Analisi preliminari sono state condotte in batch su quantitativi ridotti di terreno, al fine di evidenziare i volumi e la composizione delle acque di percolazione di uno stesso terreno condizionato con le quattro diverse tipologie di agenti condizionanti.

In base alle evidenze sperimentali di tali prove si evince che il terreno condizionato, rilascia nel tempo una quantità variabile di percolato, come riportato nella tabella seguente, nella quale i volumi di percolato raccolti sono riferiti ad un quantitativo di 5 kg di terreno.

	t=0 giorni Volume ml	t=2 giorni Volume ml	t=4 giorni Volume ml
A	220	38	9
C	250	28	18
D	320	18	5
F	200	50	8
<b>BIANCO</b>	126	15	12

Un rilascio immediato al tempo t=0, stimato in una quantità pari all'80-90% del totale, è seguito da un rilascio più lento, che di fatto diviene trascurabile dopo 4 giorni di messa a dimora. In base alle evidenze sperimentali, acquisite da GEEG nell'ambito delle attività di supporto alla progettazione, la quasi totalità della produzione di percolato si verifica nelle prime 24 ore, con una residua quantità che in massima parte viene rilasciata entro due giorni dall'inizio della messa a dimora.

La quantità rilasciata è tuttavia funzione della tipologia e del dosaggio di miscela condizionante, ed è comunque superiore alla quantità rilasciata nella prova in bianco (condizionamento con acqua senza aggiunta di additivi).

Sui percolati ottenuti nelle prove eseguite (denominati PA, PB, PC e PD, dove la seconda lettera indica i diversi prodotti condizionanti e la prima indica il termine Percolato) sono stati quindi eseguite le misure del TOC e dell'MBAS a tempi diversi (t=0 e t=2 giorni), come riportato nella tabella seguente.

TOC e MBAS PERCOLATO Tr1					
TOC mg\l	PA	PC	PD	PF	PBIANCO
1 tempo 0	64	79,6	43,9	72,7	32,8
1 tempo 2	264	202	916	216	172
MBAS mg\l	PA	PC	PD	PF	PBIANCO
1 tempo 0	50,4	65,35	19,65	9,4	0,13
1 tempo 2	10,2	38,6	0,51	0,18	<0.10

---

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

I risultati infatti mostrano una certa dipendenza del contenuto di carbonio organico nel percolato dal tipo di miscela condizionante e dal dosaggio, con in particolare un maggior rilascio immediato di sostanza organica per i prodotti C ed F ai diversi dosaggi. Già però il rilascio dopo due giorni si attesta su valori simili, con la notevole eccezione del prodotto PD, per il quale si osserva un picco nel rilascio di sostanza organica dopo 2 giorni, attribuibile ad una diversa interazione degli additivi con il terreno condizionato.

In base alle tabelle di caratterizzazione riportate nel paragrafo precedente, il rilascio immediato era in buona parte da attribuirsi alla cessione di sostanza organica dalla miscela condizionante: il contributo iniziale al TOC è infatti all'incirca il doppio rispetto a quello riscontrato nella prova in bianco (senza additivo). Il percolato raccolto dopo due giorni (in quantità ridotta rispetto a quanto raccolto nell'immediato) era invece principalmente costituito dal rilascio del terreno stesso, con la sola eccezione sopra menzionata del terreno condizionato con l'agente condizionante D.

In prima approssimazione si può assumere una concentrazione di TOC di riferimento intorno ai 70 mg/l per l'acqua rilasciata immediatamente, ed una concentrazione di 250 mg/l per l'acqua rilasciata al tempo pari a 2 giorni, che risulta quindi più concentrata (semplicemente perché se ne raccoglie di meno).

Analoghe considerazioni si possono fare per i MBAS: il maggior rilascio avviene nell'immediato, con l'unica eccezione riscontrata unicamente nel caso di utilizzo della miscela condizionante C, per la quale dopo due giorni la concentrazione nell'acqua di rilascio era ancora pari a circa il 50% della concentrazione rilasciata nell'immediato. E' evidente dai dati della prova in bianco che il rilascio di MBAS è da attribuirsi esclusivamente agli agenti utilizzati per il condizionamento.

Eseguendo semplici bilanci di materia, tuttavia, si può stimare che la quantità effettivamente rilasciata dopo due giorni era in ogni caso abbondantemente inferiore al 5-8% di quella rilasciata nell'immediato.

Nella tabella seguente sono riportati i bilanci di materia eseguiti al tempo  $t=0$  e al tempo  $t=2$  giorni.

	<b>V (ml)</b>	<b>TOC (mg/l)</b>	<b>MBAS (mg/l)</b>
A	258	93.46	44.48
C	278	91.93	62.66
D	338	90.34	18.63
F	250	101.36	7.56
BIANCO	141	47.61	0.13

I bilanci mostrano come i volumi raccolti dipendano dal tipo di condizionante utilizzato, e comunque si attestano in un intervallo compreso tra 0,5 e 0,7 l/kg di terreno condizionato.

Facendo riferimento al volume complessivo raccolto nei primi due giorni di messa a dimora del terreno scavato, la concentrazione di sostanza organica non varia in maniera netta con l'agente

## Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

condizionante utilizzato. Una concentrazione dell'ordine dei 90-100 mg/L di TOC viene generalmente riscontrata. In base alle prove in bianco, si evince come circa il 50% della sostanza organica estratta sia da attribuirsi alla miscela condizionante.

Si fa presente che per un eventuale scarico in acque superficiali o in rete fognaria i valori di tensioattivi totali devono essere al di sotto di 4 e 2 mg/l, rispettivamente, secondo la tabella 3, allegato 5, Parte terza D. Lgs. 152/06.

In mancanza di analisi dirette sul percolato, la tabella di caratterizzazione del terreno può essere utilizzata per stimare in prima approssimazione il rilascio di metalli in soluzione, che, alla luce dei ridotti quantitativi presenti nel terreno, appare trascurabile. Tale fattore risulta di particolare importanza in fase di definizione del processo di trattamento del percolato, in quanto permette di escludere la presenza di sostanze tossiche di natura inorganica.

Sono altresì disponibili i risultati delle analisi ecotossicologiche dei percolati, in termini di risposta ai test Vibrio Fischeri e Daphnia Magna, sebbene effettuati a diversi valori di Tr.

VIBRIO FISCHERI PERCOLATO Tr1,5x-2x				
VF 15'	PA	PC	PD	PF
Tr1 tempo 0	39,6	58	83,8	57,5
Tr1 tempo 2	72,1	62	66,4	67,2
VF 5'	PA	PC	PD	PF
Tr1 tempo 0	53,9	69,1	94,4	74,4
Tr1 tempo 2	73	64,1	92	67,4
VF 30'	PA	PC	PD	PF
Tr1 tempo 0	63,1	74,9	96,0	82,0
Tr1 tempo 2	73,9	64,9	92,6	67,2

DAPHNIA MAGNA PERCOLATO 1,5x-2x				
DM	PA	PC	PD	PF
Tr1	0	0	0	0

I risultati dei test di eco-tossicità acuta eseguiti su V. Fischeri hanno mostrato che, con l'unica eccezione del prodotto A, l'andamento del valore di effetto per tutti e tre i tempi (5', 15' e 30') è crescente con la concentrazione di additivo come era logico aspettarsi. I valori di inibizione della bioluminescenza sono inoltre risultati essere tutti superiori al 20%.

#### 4 Dati di progetto

I dati di partenza per l'elaborazione del progetto sono ovviamente incompleti, avendo a disposizione unicamente misure di TOC e di MBAS del percolato per caratterizzare la componente solubile, nonché dati di prove ecotossicologiche per stabilire una eventuale tossicità del percolato nei confronti dei



comuni processi di trattamento biologici. Non si hanno altresì a disposizione analisi di estrazione del terreno trattato, per verificarne il rilascio e la residua presenza di materiale organico o inorganico.

Sono pertanto necessarie alcune semplificazioni, possibili attraverso una valutazione rigorosa dei dati ottenuti nella sperimentazione, oltre che su considerazioni di carattere generale.

In base alle evidenze sperimentali è possibile allora assumere le seguenti basi per il calcolo progettuale:

## **4.1 Portata di progetto**

### **4.1.1 Volumi prodotti**

Considerando che i dati relativi al percolato raccolto si riferiscono ad un quantitativo di terreno condizionato pari a 5 kg, e ipotizzando di raccogliere il percolato di due giorni in discontinuo, e quindi operare un trattamento continuo del percolato cumulativo raccolto, si stima una produzione minima di percolato pari a 0,05 l/kg di terreno condizionato ed una produzione massima pari a 0,07 l/kg di terreno condizionato, configurando pertanto due scenari  $V_{max}$  e  $V_{min}$ .

### **4.1.2 Volumi da inviare al trattamento**

In base alla produzione di percolato osservata in scala pilota, si assume di poter accumulare e avviare al trattamento la quantità di percolato rilasciato nei primi due giorni di messa a dimora, ipotizzando pertanto un tempo di permanenza nella piazzola di cumuli di terreno escavato pari a due giorni. Considerando uno scavo settimanale che porti la messa a dimora di una quantità di terreno corrispondente a regime al riempimento con cumuli escavati di due piazzole da circa 1520 m<sup>3</sup> ciascuno, e assumendo una densità media del terreno pari a 2000 kg/m<sup>3</sup>, si presume uno scavo di 6080 ton di terreno a settimana, cui corrisponde una produzione di percolato (in 2 giorni di messa a dimora per ciascun cumulo escavato) compresa tra circa 220 e 300 m<sup>3</sup>/giorno (ovvero, rispettivamente, circa 2,4 e 3,5 l/s).

## **4.2 Concentrazione di sostanza organica**

### **4.2.1 Valori di TOC**

Le considerazioni su natura e concentrazione di sostanza organica nel percolato si basano sull'unico parametro per il quale sono disponibili misure sperimentali dirette su scala pilota, ovvero il contenuto di carbonio organico totale (TOC). In base ai risultati sopra esposti, il percolato raccolto nei due giorni di messa a dimora presenta una concentrazione di TOC dell'ordine dei 100 mg/l.

#### 4.2.2 Rapporto tra COD e TOC

Per la stima di tale rapporto nel percolato si assume che il rilascio di sostanza organica dal terreno sia trascurabile rispetto al rilascio dell'additivo. Poiché quindi il rapporto medio COD/TOC per gli additivi utilizzati è compreso tra 3,16 e 3,86, si assume un valore cautelativo pari a 4.

#### 4.2.3 Rapporto tra BOD<sub>5</sub> e COD

Per la stima della frazione biodegradabile della sostanza organica contenuta nel percolato, per le stesse considerazioni sopra esposte, si fa riferimento al rapporto BOD<sub>5</sub>/COD degli additivi utilizzati. Tale valore è compreso tra 0,29 e 0,65, il che lascia presupporre la necessità di prevedere due scenari di studio, che indicheremo come 0,3 e 0,6.

#### 4.2.4 Rapporto tra BOD<sub>u</sub> e COD

Allo stesso modo è utile stimare la frazione lentamente biodegradabile, in base al rapporto BOD<sub>u</sub>/COD. In base ai dati sugli additivi, e assumendo come BOD ultimo il valore preso dopo 28 giorni, si registrano valori tra 0,33 e 0,69, con significativa differenza solamente nel caso di utilizzo dell'additivo C. Nel caso di utilizzo degli additivi A ed F, come precedentemente indicato, le quantità velocemente e lentamente biodegradabili sono equivalenti.

#### 4.2.5 Presenza di elementi o sostanze tossiche

Sulla base della caratterizzazione del terreno sopra riportata, si ritiene ragionevole considerare trascurabile la presenza di metalli pesanti e altre sostanze tossiche o inibenti i processi biologici.

## 5 Scenari di studio

In base a quanto sopra esposto, e sempre nell'ipotesi di considerare trascurabile il contenuto di sostanza ossidabile estratta dal terreno rispetto alla miscela condizionante, nella seguente tabella sono riassunti gli scenari previsti:

- Q = 300 m<sup>3</sup>/giorno (assumendo le condizioni più gravose, con la portata massima rilasciata);
- TOC = 100 mg/l;
- COD = 400 mg/l;
- BOD<sub>5</sub> = 240 mg/l (assumendo le condizioni più gravose, con la portata massima);
- BOD<sub>u</sub> = 280 mg/l (assumendo le condizioni più gravose, con la portata massima).

Non si hanno informazioni in merito alla presenza di specie azotate (misurate in termini di ammoniaca), mentre si assumerà trascurabile la presenza di metalli e altre sostanze tossiche di natura inorganica.

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

Allo scopo di rendere l'impianto pienamente efficiente anche in condizioni di pioggia, nel corso del dimensionamento verranno effettuate ulteriori verifiche delle unità operative basate su un incremento della portata inviata al trattamento fino a 5 volte il valore della portata rilasciata (portata di processo).

## **6 Proposta di processo di trattamento**

In virtù della natura essenzialmente biodegradabile dei percolati, la soluzione più immediata consiste nel sottoporli ad un trattamento biologico, realizzato in unità modulari a fanghi attivi, preceduto da uno stadio di chiariflocculazione con calce e solfato di alluminio, e seguito da un trattamento terziario di filtrazione.

Tuttavia, un trattamento preliminare di ossidazione con reattivo di Fenton può contribuire ad aumentare ulteriormente la biodegradabilità del percolato: in mancanza di dati sperimentali in merito (eventualmente ottenibili in una sperimentazione su scala di laboratorio), non si tiene conto in questa sede di tale possibilità, considerando comunque la possibilità di effettuare lo scarico trattato, in un impianto consortile o civile, qualora non si raggiungano condizioni tali da permettere lo scarico diretto in acque superficiali.

La rimozione di tensioattivi anionici a bassa concentrazione viene normalmente effettuata con successo (>96%) nei tradizionali processi previsti in impianti di trattamento acque municipali [1], generalmente costituiti da un trattamento primario chimico-fisici, un trattamento secondario di bio-ossidazione e una serie di trattamenti terziari di finitura e disinfezione.

Il processo di trattamento proposto in questa sede per la depurazione delle acque rilasciate da cumuli di terreno condizionato escavato, segue tale schema, sebbene la concentrazione di tensioattivi attesa sia più elevata.

A tale scopo, sono proposti accorgimenti da valutare in sede di progettazione esecutiva, attraverso l'esecuzione di prove preliminari per la caratterizzazione completa delle acque da sottoporre al trattamento.

Il processo proposto, nel suo complesso, è articolato come di seguito riportato.

### **6.1 Vasca di bilanciamento**

La quantità rilasciata in continuo nell'arco di una settimana viene preventivamente accumulata in un serbatoio, dal quale viene inviata, con portata costante al trattamento.

Il serbatoio di accumulo è progettato per accumulare la portata complessiva di percolato rilasciata in un giorno, in modo da ottenere una equalizzazione della concentrazione. La portata inviata al trattamento sarà comunque pari alla portata giornaliera prodotta.

Dati di progetto:

- volume del serbatoio: 300 m<sup>3</sup>

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

Va altresì considerato che alla vasca di bilanciamento arriva tutta l'acqua raccolta dalle piazzole di dimora dei cumuli anche in tempo di pioggia.

In assenza di dati di piovosità nel luogo e nel periodo previsto per lo scavo, in condizioni di pioggia, si prevede di inviare al trattamento una quantità di acqua fino a 5 volte le condizioni di portata massima, al fine di evitare lo sversamento di quantità significative di tensioattivi nel corpo idrico ricettore (o, qualora le condizioni non fossero idonee allo scarico superficiale, a successivo trattamento di tipo consortile o municipale). La portata eccedente la capacità del serbatoio viene inviata direttamente al trattamento biologico, che quindi sarà sottoposto a verifica in condizioni di funzionamento estreme, ipotizzando tuttavia una corrispondente diluizione dell'acqua percolata a seguito della precipitazione atmosferica.

## 6.2 Trattamento primario

Il trattamento primario di chiariflocculazione con aggiunta di calce e solfato di alluminio si rivela particolarmente utile al fine di attenuare le eventuali punte di concentrazioni dovute a picchi di rilascio. Allo scopo di non perturbare il pH del refluo, il dosaggio di calce e allume dovrà essere bilanciato per mantenere condizioni intorno alla neutralità. Nel caso di pH del liquido percolato già superiore a 7 (come ci si aspetta nel caso di utilizzo di miscele A, C, D), si potrà minimizzare l'aggiunta di calce, provvedendo al dosaggio unicamente di solfato di Alluminio. In ogni caso si raccomanda di non superare valori di pH dell'acqua pari a 7.8-8.0.

In base a dati di letteratura [2], in assenza di dati sul pH dell'acqua rilasciata (fortemente condizionato dalla tipologia e dal dosaggio di additivo utilizzato, nonché dalle capacità tamponanti del terreno sottoposto al condizionamento) e di prove specifiche sul refluo (comunque da effettuare in via preliminare alla progettazione esecutiva), con un dosaggio di solfato di alluminio dell'ordine di 2-4 g/L a pH 7.3-7.5 ci si aspetta un rendimento di abbattimento della frazione organica dell'ordine del 50% (con riferimento in particolare al contenuto di tensioattivi anionici).

A seguito del processo non è da attendersi una sostanziale variazione del rapporto tra frazione velocemente biodegradabile e COD totale dell'acqua sottoposta al trattamento.

Di seguito le specifiche progettuali indicative, stimate in base a dati di letteratura e alla tipologia attesa del refluo (per un generico terreno e relativa miscela condizionante):

- Dosaggio di calce (dipendente dal pH): 0-2 g/L;
- Dosaggio di allume (allume): 2-4 g/L;
- pH=7;
- velocità agitazione in fase di miscelazione: 70 rpm;
- tempo di reazione: 15 minuti dall'aggiunta della calce; 15 minuti dall'aggiunta dell'allume;
- tempo di sedimentazione: 4h;
- tempo di permanenza totale: 4.5 h;

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

- volume chiariflocculatore: 56.25 m<sup>3</sup>;
- rendimento di rimozione del COD atteso: 50%.

E' possibile ottenere rendimenti superiori (fino ad oltre il 70%) in processi di chiariflocculazione elettro-assistita [3]: in questa fase non si prende in considerazione tale opportunità, considerando il trattamento da completarsi nel successivo stadio biologico.

### **6.3 Trattamento secondario**

In virtù della natura prevalentemente biodegradabile dei tensioattivi tipicamente presenti nelle miscele condizionanti, la rimozione della sostanza organica dalle acque percolate dai cumuli di terreno scavato può essere effettuata con un trattamento biologico. Tale trattamento può essere convenientemente realizzato in un processo a fanghi attivi a stadi con eventuale primo stadio anossico avente funzione di selettore per limitare l'insorgenza di schiume.

In via cautelativa si considerano condizioni in ingresso all'impianto quelle del serbatoio di accumulo, considerando pertanto unicamente come margine di sicurezza la rimozione precedentemente ipotizzata nello stadio di chiariflocculazione.

Assumendo una cinetica di Monod in un reattore completamente miscelato, in assenza di dati sperimentali che consentano la determinazione delle costanti cinetiche del processo, si considerano per tali costanti valori intermedi di quelli generalmente riscontrati nel trattamento delle acque di scarico industriali [4].

Gli scenari sottoposti a verifica progettuale sono di seguito illustrati.

Nella prima fase si è valutato l'impatto della presenza del chiariflocculatore prima della sezione biologica, assumendo in esso le condizioni di cui alla precedente sezione 6.2, con un rendimento stimato cautelativo del 50%.

Gli scenari di verifica sono pertanto:

CASO 1 (senza chiariflocculatore)

- Portata di progetto 300 m<sup>3</sup>/d
- Condizioni invernali (10°C) e condizioni estive (20°C)
- Concentrazione di COD biodegradabile in ingresso: 280 mg/L
- Concentrazione di COD totale: 400 mg/L

CASO 2 (con chiariflocculatore)

- Portata di progetto 300 m<sup>3</sup>/d
- Condizioni invernali (10°C) e condizioni estive (20°C)
- Concentrazione di COD biodegradabile in ingresso: 140 mg/L
- Concentrazione di COD totale: 200 mg/L

In una seconda fase di calcolo si è ipotizzato il raggiungimento nell'impianto di condizioni di funzionamento estreme, corrispondenti rispettivamente ad una sottostima della frazione

---

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera
 

---

biodegradabile (ipotesi cautelativa di biodegradabilità totale del refluo), e alla necessità di trattare una portata pari a 3 volte o a 5 volte la portata entrante a causa di intense e perduranti precipitazioni atmosferiche.

**CASO 3 (condizioni di biodegradabilità totale)**

- Portata di progetto 300 m<sup>3</sup>/d
- Condizioni invernali (10°C)
- Concentrazione di COD biodegradabile in ingresso: 400 mg/L
- Concentrazione di COD totale: 400 mg/L

**CASO 4 (condizioni di pioggia, portata entrante x3)**

- Portata di progetto 300 m<sup>3</sup>/d
- Condizioni invernali (10°C)
- Concentrazione di COD biodegradabile in ingresso: 400 mg/L
- Concentrazione di COD totale: 400 mg/L

**CASO 5 (condizioni di pioggia, portata entrante x5)**

- Portata di progetto 300 m<sup>3</sup>/d
- Condizioni invernali (10°C)
- Concentrazione di COD biodegradabile in ingresso: 400 mg/L
- Concentrazione di COD totale: 400 mg/L

In tali situazioni (3, 4, 5) si è ipotizzato di trattare lo scarico non preventivamente sottoposto alla chiariflocculazione, in modo da effettuare la verifica nelle condizioni di carico più gravose.

I risultati del calcolo, effettuata in base ai dati disponibili secondo la procedura semplificata proposta da Metcalf and Eddy, [4], che non tiene conto della distribuzione di substrato e biomassa nelle diverse forme, e che è pienamente rispondente alle esigenze di un dimensionamento di massima, sono riportati nella tabella seguente:

DATI DI PROGETTO	C 1		C 2		C 3	C 4	C 5
	est	inv	est	inv			
Portata in ingresso, m <sup>3</sup> /h	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	37,5	62,5
Concentrazione di biomassa, MLVSS mgVSS/l	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Concentrazione entrante, mgCODb/l	280	280	140	140	400	133,3	80
Concentrazione uscente, mgCODb/l	20	20	20	20	20	20	20
T (°C)	20	10	20	10	10	10	10

## Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

COSTANTI CINETICHE

kd 20°C, giorni <sup>-1</sup>	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
Ks 20°C, mg/l	60	60	60	60	60	60	60
mumax 20°C, giorni <sup>-1</sup>	2	2	2	2	2	2	2
Y, mgVSS/mgCOD	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
f O <sub>2</sub>	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
kd 10°C, giorni <sup>-1</sup>	0,06	0,04	0,06	0,04	0,04	0,040	0,040
Ks 10°C, mg/l	60	60	60	60	60	60	60
mumax 10°C, giorni <sup>-1</sup>	2	1,016	2	1,016	1,016	1,016	1,016

RISULTATI

Tempo di permanenza idraulico, h	2,49	4,91	1,152	2,26	7,17	2,14	1,13
<b>Volume complessivo reattore biologico, m<sup>3</sup></b>	<b>31,2</b>	<b>61,37</b>	<b>14,4</b>	<b>28,33</b>	<b>89,7</b>	<b>80,26</b>	<b>70,82</b>
Età del fango, giorni	2,27	4,68	2,27	4,68	4,68	4,68	4,68
Produzione di fango, kg/giorno	41,2	39,3	19,0	18,2	57,5	51,4	45,4
Fabbisogno di ossigeno, kg/giorno	57,9	60,6	26,7	27,9	88,5	79,2	69,9
Portata di spurgo dal reattore, m <sup>3</sup> /h	0,57	0,55	0,26	0,25	0,80	0,71	0,63
Concentrazione totale di COD uscente, mgCOD/l	140	140	80	80	20	20	20
Limiti allo scarico, mgCOD/l	160	160	160	160	160	160	160

In base ai volumi ricavati, è possibile ipotizzare la realizzazione di una vasca biologica in due (da 45 m<sup>3</sup> ciascuno circa) o tre stadi (da 30 m<sup>3</sup> ciascuno circa), con la possibilità pertanto di modulare i volumi in base alle condizioni operative (estate-inverno, tempo di pioggia, concentrazione variabile in ingresso). Un primo stadio senza fornitura di ossigeno, dello stesso ordine di grandezza degli stadi aerobici, può essere inoltre considerato con funzione di selettore di biomassa. Tale stadio anossico può altresì utilizzato in caso di presenza di concentrazioni di azoto significative nel liquame, con conseguente necessità di processi di nitrificazione e denitrificazione.

Allo scopo di limitare l'insorgenza di schiume, e in presenza di eventuali sostanze tossiche (metalli, composti refrattari) come risultanti da analisi specifiche da effettuare sul terreno, è consigliato eseguire prove preliminari per valutare l'efficacia di un eventuale dosaggio di carbone attivo in polvere nel reattore biologico, con dosaggi tra 20 e 200 mg/l, o di corpi di riempimento in materiale plastico (processi a biomassa adesiva) [5].

Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

Per il sedimentatore secondario, pur ipotizzando un SVI del fango elevato, adottando una velocità di risalita pari a 0,6 m/h e lavorando sulla portata di punta corrispondente alle condizioni di pioggia estrema (portata complessiva pari a 5 volte la portata di processo rilasciata) si ha:

- area sedimentatore: 104 m<sup>2</sup>
- tempo di residenza: 4 h
- volume: 250 m<sup>3</sup>
- altezza sedimentatore: 2.4 m

#### **6.4 Trattamento terziario**

A completamento del processo, un trattamento terziario costituito da una filtrazione su filtri a carbone, seguita da disinfezione/clorazione può essere previsto nel caso di scarico diretto in corpo idrico ricettore.

Un dimensionamento di massima dell'unità filtrante è possibile solo in base a stime generali su letti di carbone applicati nel trattamento delle acque.

Adottando un tempo di contatto pari a 20 minuti (compreso nell'intervallo ottimale 5 - 30 min) si ha che:

- portata acqua entrante: 12.5 m<sup>3</sup>/h
- sezione filtro: 1.80 m<sup>2</sup>
- velocità filtrazione: 7 m/h
- altezza letto filtrante: 2.33 m.

In condizioni di portata estrema (portata complessiva pari a 5 volte la portata di processo rilasciata, a seguito di condizioni di pioggia intensa) si prevede anche in questo caso di utilizzare 3 letti in parallelo uguali al precedente. Per ciascuno dei quali si ha, pertanto:

- portata acqua entrante: 12.5 m<sup>3</sup>/h
- sezione filtro: 1.80 m<sup>2</sup>
- velocità filtrazione: 11.6 m/h
- tempo di contatto: 12 min
- altezza letto filtrante: 2.33 m.

Nella fase finale di disinfezione, realizzata con ipoclorito di sodio, adottando un fabbisogno di cloro pari a 5 mg/l ed un tempo di contatto di 30 minuti, si ottengono i seguenti dati progettuali:

- portata acqua entrante: 300 m<sup>3</sup>/giorno
- dosaggio ipoclorito (al 12.5%): 40 g/m<sup>3</sup>
- richiesta di ipoclorito: 12 l/giorno
- volume vasca clorazione a chicane: 6.25 m<sup>3</sup>

#### **Bibliografia citata**

[1] D. Camacho-Muñoz, J. Martín, J. L. Santos, I. Aparicio, E. Alonso (2014) Occurrence of surfactants in wastewater: Hourly and seasonal variations in urban and industrial wastewaters from Seville (Southern Spain), Science of the Total Environment 468–469, 977–984.



Processo di trattamento delle acque di cantiere Nuovo Tronco Superiore Acquedotto Peschiera

---

- [2] F. Aloui, S. Kchaou, S. Sayadi (2009) Physicochemical treatments of anionic surfactants wastewater: Effect on aerobic biodegradability, *Journal of Hazardous Materials* 164, 353–359.
- [3] M. Mlakar, M. Levstek, M. Stražar (2017) Physico-chemical treatment of liquid waste on an industrial plant for electrocoagulation, *Water Science & Technology*, 76 (8), 2188-2194.
- [4] Metcalf and Eddy (2002) *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*, 4<sup>th</sup> Ed., McGraw-Hill.
- [5] W.W. Eckenfelder, jr, (1999) *Industrial Water Pollution Control*, 3<sup>rd</sup> Ed., McGraw-Hill.