



REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI PARMA
COMUNE DI BORGO VAL DI TARO



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DEL PARCO EOLICO
"MONTE CROCE DI FERRO"

Potenza complessiva 30 MW

PROGETTO DEFINITIVO
DELL'IMPIANTO, DELLE OPERE CONNESSE E DELLE
INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI

PA-R.14

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

COMMITTENTE

**BORGOTARO
WIND**

**Piazza del Grano 3
39100 Bolzano, Italia**

GRUPPO DI LAVORO

Ing. GIUSEPPE STEFANINI: progettista opere civili, idrauliche e calcoli strutturali

Ing. PIETRO RICCIARDINI (GEOTECH srl): progettista opere elettriche e sottostazione

Ing. GIULIO BARTOLI, Dott. Geol. STEFANO MANTOVANI (MMA srl): SIA, studi paesaggistici, relazioni specialistiche, studio geologico geotecnico, studio di impatto acustico, simulazioni fotografiche

Dott.ssa. MARIA GRAZIA LISENO (NOSTOI srl): studio archeologico

Prof. DINO SCARAVELLI (Coop. ST.E.R.N.A.): relazione faunistica, piano di monitoraggio faunistico, avifaunistico e chiroteri, relazione floristico-vegetazionale

Arch. LUCIANO SERCHIA: consulente paesaggistico

Arch. STEFANO BOTTI (ABACUS sas) geom. CESARE SCHIATTI (STUDIO ARCO srl): rilievi aerofotogrammetrici e GNSS, documentazioni fotografiche da drone e da terra

Arch. MATTEO MASCIA: modellazione tridimensionale e renderizzazione fotorealistica

Dott. ENRICO CIRCELLI: consulenza micologica

Dott. Forestale FRANCESCO MARIOTTI: progettista interventi forestali compensativi

SCALA:



FIRME

Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data
00	Prima emissione	Stefanini G. Mantovani	Stefanini G.	Piovatizzi A.	Marzo 2022
01	Integrazione nota ARPAE SAC Parma Prot. n. 203102/2022 del 12/12/2022	Stefanini G. Mantovani	Stefanini G.	Piovatizzi A.	Marzo 2023



REGIONE EMILIA ROMAGNA

Comune di Borgo Val di Taro (Parma)

BORGOTAROWIND

Borgotaro Wind Srl

Piazza del Grano 3, Bolzano, P.IVA e Cod. Fisc. 03127880213

**PROGETTO DEL
PARCO EOLICO “MONTE CROCE DI FERRO”,
DELLE OPERE CONNESSE E
DELLE INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI**

PA-R.14
Relazione Idrologica e idraulica
Revisione 01 d.d. marzo 2023



INDICE

1	Premessa	3
2	Inquadramento Idrografico	4
2.1	Dati Climatologici	4
2.2	Idrogeomorfologia	6
3	Rischio Geomorfologico ed Idraulico	8
3.1	Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)	8
3.2	Tavola C1 “Tutela Ambientale, Paesistica e Storico Cultural”	11
4	Studio Idrologico	13
4.1	Analisi dei dati pluviometrici	13
4.1.1	Ietogramma di Progetto	16
5	Studio Idraulico	19
5.1	Software SWMM	19
5.2	Metodo SCS	20
5.3	Descrizione dei modelli idraulici sviluppati	22
5.3.1	Dimensionamento Rete Fognaria	22
5.3.2	Modellazione Rio Cà Nuova	29
5.4	Dimensionamento degli attraversamenti	36
5.4.1	Identificazione sottobacino Rio di Cravile alla sezione di chiusura	36
5.4.2	Calcolo delle portate critiche	37
6	Impianto di trattamento dei reflui domestici	41
6.1	Dimensionamento delle stazioni di trattamento	42
6.1.1	Degrassatore	42
6.1.2	Fossa Imhoff	42
6.1.3	Filtro batterico aerobico	42
6.2	Titolo Autorizzativo Pertinente – Autorizzazione allo scarico	42



1 Premessa

Il presente elaborato è stato revisionato al fine di recepire le integrazioni richieste con note prot. 203102/2022 trasmessa in data 12/12/2022 e prot. 205606/2022 trasmessa in data 15/12/2022 da parte di ARPAE Servizio Autorizzazioni e Concessioni di Parma ai seguenti paragrafi:

- D Ambiente idrico:
 - 11 Andrà dettagliato l'individuato scarico dei reflui afferente al comparto pertinenziale alla futura Stazione Terna e alla stazione utente, la sua caratterizzazione con i relativi riferimenti tecnici e il titolo autorizzativo pertinente;

Il presente elaborato è stato altresì redatto tenendo in considerazione le modifiche progettuali introdotte rispetto alla proposta progettuale iniziale sottoposta ad iter procedurale di PAUR e che sono meglio descritte nell'elaborato RI-R.0 nelle premesse.

Su incarico conferito da “Borgotaro Wind S.r.l.” in merito alla realizzazione del parco eolico “Monte Croce di Ferro” situato in località Borgo Val di Taro, si è proceduto alla stesura di una relazione idrologica e idraulica focalizzata all'analisi dei seguenti aspetti:

- Inquadramento idrografico dell'area di intervento;
- Analisi della normativa relativa alla zona oggetto di intervento in materia di dissesto idrogeologico e di rischio alluvioni;
- Scelta dei Tempi di Ritorno e ricostruzione delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP);
- Analisi dei dati pluviometrici scaricati dagli annali idrologici consultabili sul portale web di Arpae per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica riferite a vari tempi di ritorno;
- Verifica idraulica della situazione ante operam;
- Verifica idraulica della situazione post operam e dell'intervento di miglioramento del sistema di drenaggio urbano;
- Dimensionamento e verifica idraulica degli attraversamenti dei Rii e Torrenti presenti;



2 Inquadramento Idrografico

2.1 Dati Climatologici

La Regione Emilia-Romagna si differenzia in 3 aree distinte per caratteristiche geomorfologiche e topografiche: verso Nord si estende la pianura, verso Sud si innalza la catena appenninica e ad est si affaccia la costa sul Mar Adriatico. In particolare, il clima sull'Appennino varia molto maggiormente rispetto le altre due aree, le cui variazioni sono causate dalle interrelazioni con il gradiente altitudinale, quello longitudinale E-O (vicinanza al mare) e quello latitudinale (S-N). A causa di questi 3 fattori il freddo e la piovosità aumentano progressivamente verso l'alto, verso Ovest e verso Nord. Il regime pluviale dell'alta val Taro è prevalentemente di tipo sub-litoraneo appenninico. Esso è caratterizzato da forti differenze stagionali con estati caldi e inverni freddi e piovosi. L'elevata piovosità dell'area di riferimento è fortemente influenzata dalla vicinanza con il mar Mediterraneo. Quest'ultimo, soprattutto nei periodi autunnali ed invernali, induce la formazione di campi d'alta pressione che favoriscono l'avanzamento di nuclei precipitativi nell'area di riferimento (soprattutto in concomitanza di onde depressionarie sull'arco alpino.) grazie all'elevata accessibilità del Golfo Ligure ed alle interazioni con l'orografia presente.

I diagrammi climatici riportati in seguito sono stati ricostruiti tramite modelli meteorologici sulla base di 30 anni di simulazioni orarie. Le circostanze precedentemente descritte sono riscontrabili dall'osservazione della rosa dei venti (Figura 2-1) ricostruita tramite modelli meteorologici per il Comune di Borgo Val di Taro nella quale prevalgono le direzioni NE e SSW, fortemente influenzate dalla vicinanza con il mar Mediterraneo.

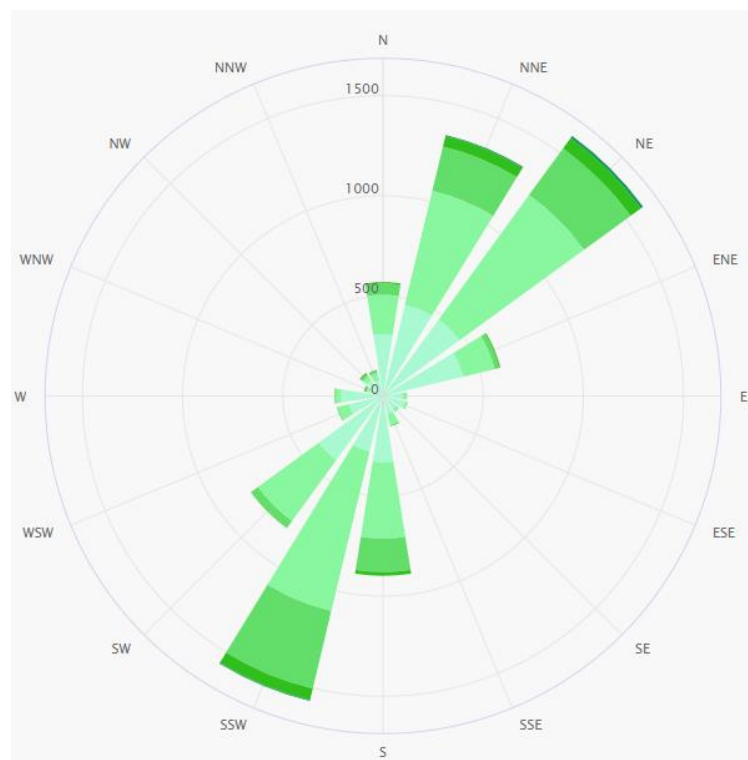


Figura 2-1 Rosa dei venti Borgo Val di Taro

Il grafico di Figura 2-2 mostra il numero di giorni nei quali il vento ha raggiunto una certa velocità durante un mese. Nei mesi di settembre-marzo si riscontrano i massimi valori delle velocità del vento, con velocità al suolo che si assestano fino ai 38 km/h (Figura 2-2).

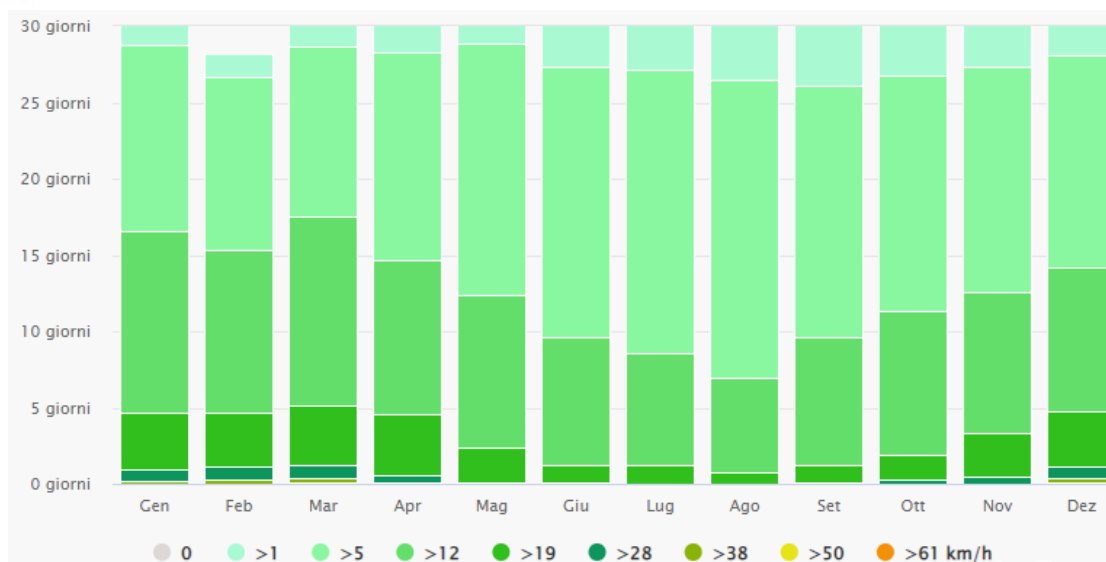


Figura 2-2 Velocità del vento Borgo Val di Taro

A causa delle caratteristiche orografiche e geografiche favorevoli, gli eventi meteorici intensi sono possibili in tutte le stagioni, anche se il periodo tra settembre e novembre è quello con la massima incidenza di eventi gravosi (Figura 2-3). Tali osservazioni sono inoltre riscontrabili dal grafico di Figura 2-3, il quale rappresenta per quanti giorni al mese è stata raggiunta una certa quantità di precipitazione. Generalmente nel bacino idrografico del fiume Taro le precipitazioni variano da 800 mm/anno a circa 2000 mm/anno.

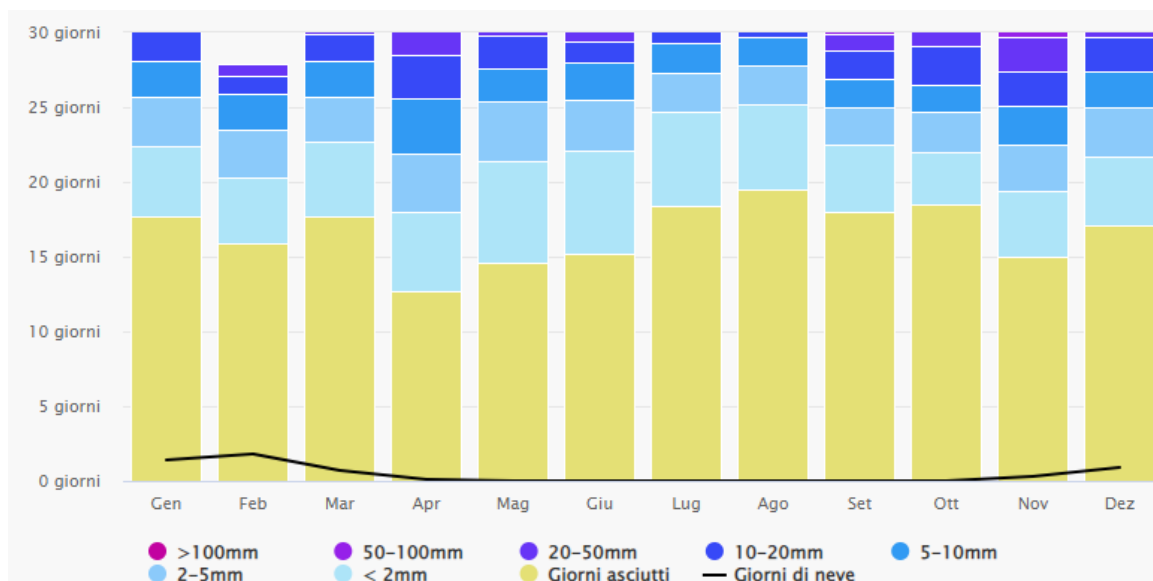


Figura 2-3 Diagramma delle precipitazioni Borgo Val di Taro

Dalle osservazioni misurate dalla stazione meteorologica di Borgo Val di Taro (situata a 411 m s.l.m. alle coordinate geografiche 44°29'N 9°46'E) nel trentennio 1961-1990 è stato possibile determinare le temperature medie massime e minime mensili per il Comune.

BORGO VAL DI TARO	MESI											
	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
T max media (°C)	4.6	7.1	11.2	16.2	20.4	25.2	28.4	27.2	22.8	16.7	10.3	5.7
T min media (°C)	-2.6	-1.7	2.4	6.1	9.3	12.6	14.5	14.4	12	7.9	3.2	-0.7

Tabella 2-1 Temperature medie massime e minime mensili nel trentennio 1961-1990



BORGO VAL DI TARO	Stagioni				Anno
	INV	PRI	EST	AUT	
T max media (°C)	5.8	15.9	26.9	16.6	16.3
T min media (°C)	-1.7	5.9	13.8	7.7	6.5

Tabella 2-2 Temperature medie massime e minime stagionali ed annuali nel trentennio 1961-1990

Tali osservanze vengono pertanto confermate dal grafico di Figura 2-4 ricostruito tramite modelli meteorologici, il quale rappresenta il numero di giorni al mese in cui sono state raggiunte determinate temperature.

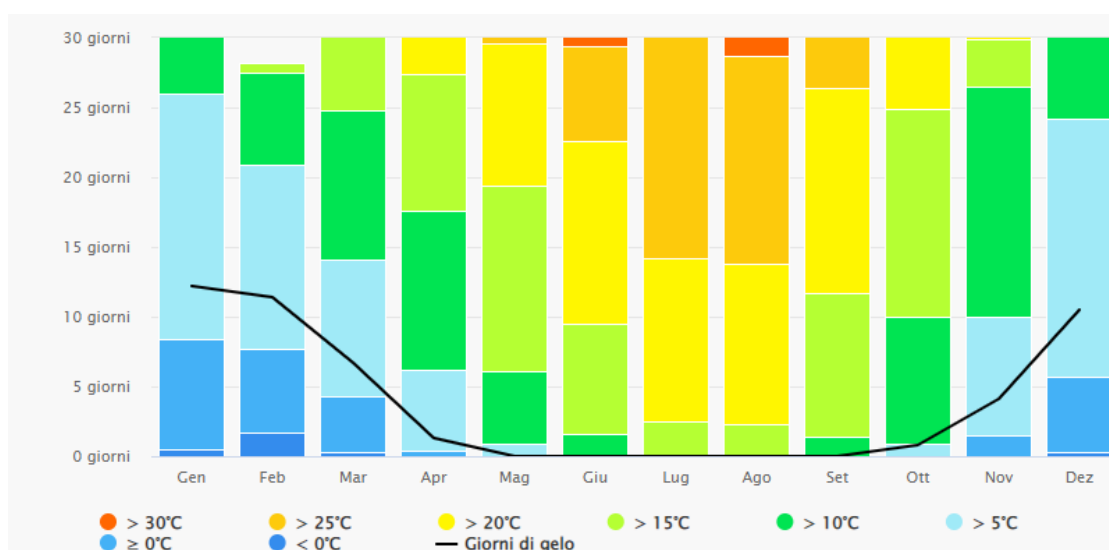


Figura 2-4 Diagramma delle precipitazioni Borgo Val di Taro

2.2 Idrogeomorfologia

Il sito di riferimento rientra all'interno del bacino idrografico del fiume Taro, costituito da una superficie complessiva di 2030 km², dei quali il 77% in ambito montano. Il fiume Taro nasce dal Monte Penna ad un'altitudine di 1735 m s.l.m. e confluisce nel Po in Provincia di Parma tra i comuni di Roccabianca e Sissa. Le caratteristiche morfologiche/litologiche del bacino e la particolare acclività dei pendii tendono a minimizzare i tempi di corrivazione del bacino del Taro, favorendo la formazione di eventi di piena ad elevati valori di portata di picco. L'evento idrologico più importante verificatosi per il fiume Taro è stato quello del novembre 1982, nel quale a seguito di precipitazioni di durate fino a 12 ore (280 mm) si sono verificate portate al colmo nelle stazioni di Fornovo e S. Quirico di 3200 e 2000 m³/s.

Sezione	Sup. scolante [km ²]	H media [m s.l.m.]	Q _{max} [m ³ /s]	Data
Sissola a Ponte Strambo	16.7	1072	167	18/11/1959
Taro a S. Maria	30	1065	340	04/09/1963
Taro a Piane di Carniglia	90.5	970	438	15/10/1953
Ceno a Pione	115	1081	530	17/11/1940
Taro a Pradella	298	834	1250	17/11/1940
Taro a Ostia	408	824	1350	17/11/1940
Taro a S. Quirico	1476	660	1370	17/11/1940

Tabella 2-3 Altri eventi idrologici gravosi verificati nelle stazioni di misurazione lungo il fiume Taro



I 7 aerogeneratori di progetto si posizionano in corrispondenza del crinale appenninico e del confine regionale fra Emilia-Romagna e Toscana, nella parte montana del bacino del Taro. Per questo ambito territoriale, le principali condizioni di squilibrio connesse ai fenomeni di dissesto interessano il reticolo idrografico minore, dovuti principalmente all'elevata tendenza erosiva dei corsi d'acqua che contribuisce fortemente ad innescare ed aggravare i fenomeni di instabilità dei pendii e delle sponde, potenziali inneschi per i fenomeni alluvionali. I corsi d'acqua in cui si localizzano le maggiori criticità sono i torrenti Gotra, Lubiana, Mozzola, Dordone e Manubiola. Detti corsi d'acqua si posizionano comunque ad elevata distanza dagli aerogeneratori di progetto, non influenzandoli in alcun modo né durante la fase esecutiva, né durante la fase di gestione. Nell'alto bacino del Taro le principali linee di intervento sono perciò finalizzate al controllo dei fenomeni erosivi (di fondo e spondale), soprattutto nei punti in cui essi aggravano particolarmente le condizioni di stabilità dei versanti (innesco dei fenomeni alluvionali). Gli interventi principali sono perciò costituiti da difese spondali, soglie e briglie di fondo ed opere di sistemazione strutturale estensiva dell'alveo fluviale (dove si sviluppano maggiormente tendenze di deposito).

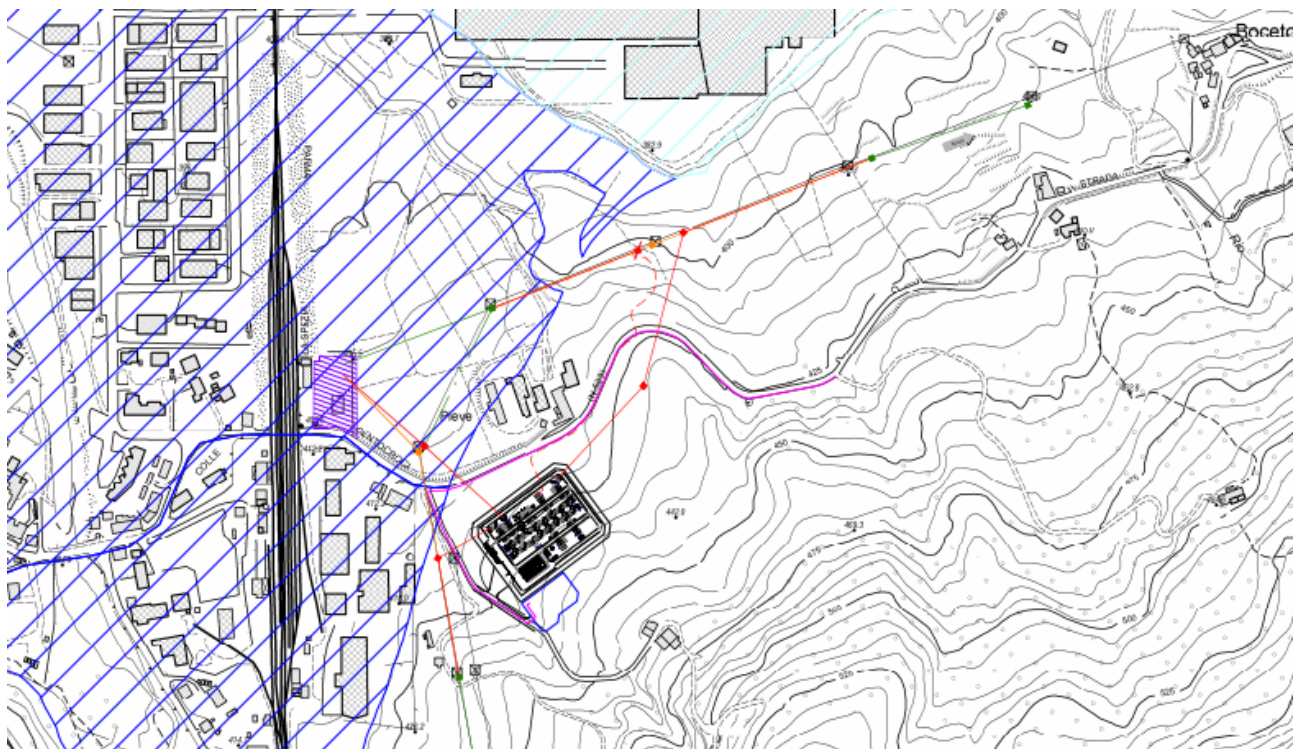
Per quanto riguarda gli aspetti di versante, la predisposizione al dissesto risulta essere prettamente diffusa sul territorio montano del bacino. In corrispondenza degli aerogeneratori non si evidenziano comunque particolari cinematismi o condizioni critiche di dissesto, come evidenziato dalla tavola C.2 del P.T.C.P. “Carta del dissesto” e dai risultati delle indagini geognostiche effettuate in sito. In questo caso le linee generali di assetto prevedono la stabilizzazione dei versanti mediante interventi di sistemazione idraulico-forestali, attuate per ridurre ed ostacolare il deflusso superficiale generatosi a seguito di fenomeni meteorici intensi. Localmente e ove richiesto, questi interventi devono essere integrati con interventi per la messa in sicurezza dei singoli corpi di frana quali opere di drenaggio, appesantimenti al piede delle scarpate e rimodellamento del corpo di frana.

3 Rischio Geomorfologico ed Idraulico

3.1 Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)

La cosiddetta “*Direttiva Alluvioni*” (direttiva europea 2007/60/EC), recepita nel diritto italiano con il D.lgs. 49/2010, prescrive che gli Stati Membri dell’Unione Europea elaborino un “*Piano di gestione del rischio alluvioni*” (P.G.R.A.) per ogni distretto idrografico o Unità di Gestione all’interno dei vari territori nazionali. Detto Piano dovrà contenere una diagnosi delle pericolosità e del rischio alluvioni nei vari ambiti territoriali descritti, con obiettivo principale la salvaguardia della vita umana, di strutture, infrastrutture e merci con apposite misure per la riduzione del rischio. Il “*Piano di Gestione del Rischio delle Alluvioni nel Distretto del Po*” è stato approvato nel corso della seduta di Comitato Istituzionale del 3 marzo 2016, con deliberazione n. 2/2016.

La valutazione del rischio e della pericolosità da alluvione verrà condotta esclusivamente in riferimento alla costruzione della Sottostazione Elettrica, essendo gli aerogeneratori e le opere annesse a svariati chilometri dalle aree a pericolosità idraulica cartografata.



LEGENDA

Mappa di pericolosità idraulica del reticolo secondario collinare-montano




-  P3 - alluvioni frequenti (TR 30 - 50 anni)
-  P2 - alluvioni poco frequenti (TR 100-200 anni)
-  P1 - alluvioni rare (TR fino a 500 anni)

Figura 3-1 Mappa di pericolosità idraulica del reticolo secondario collinare-montano

Ai sensi di quanto disposto nell’art. 6 del D.lgs. 49/2010 gli elementi costituenti la pericolosità da alluvione sono:

- Estensione dell’inondazione (art. 6, comma 3, lettera a);
- Altezza idrica o livello (art. 6 comma 3, lettera b);
- Caratteristiche fisiche del deflusso quali velocità e portata (art. 6 comma 3, lettera c).

Tali elementi devono essere sviluppati su 3 diversi scenari, rappresentanti i 3 gradi di pericolosità:

- Alluvioni rare (TR fino a 500 anni);
- Alluvioni poco frequenti (TR 100 – 200 anni);
- Alluvioni frequenti (TR 30 – 50 anni);

Sugli aspetti sopra riportati la Direttiva 2007/60/CE prevede alcune varianti rispetto il D.lgs. 49/2010, prevedendo come aspetti costituenti la pericolosità da alluvione:

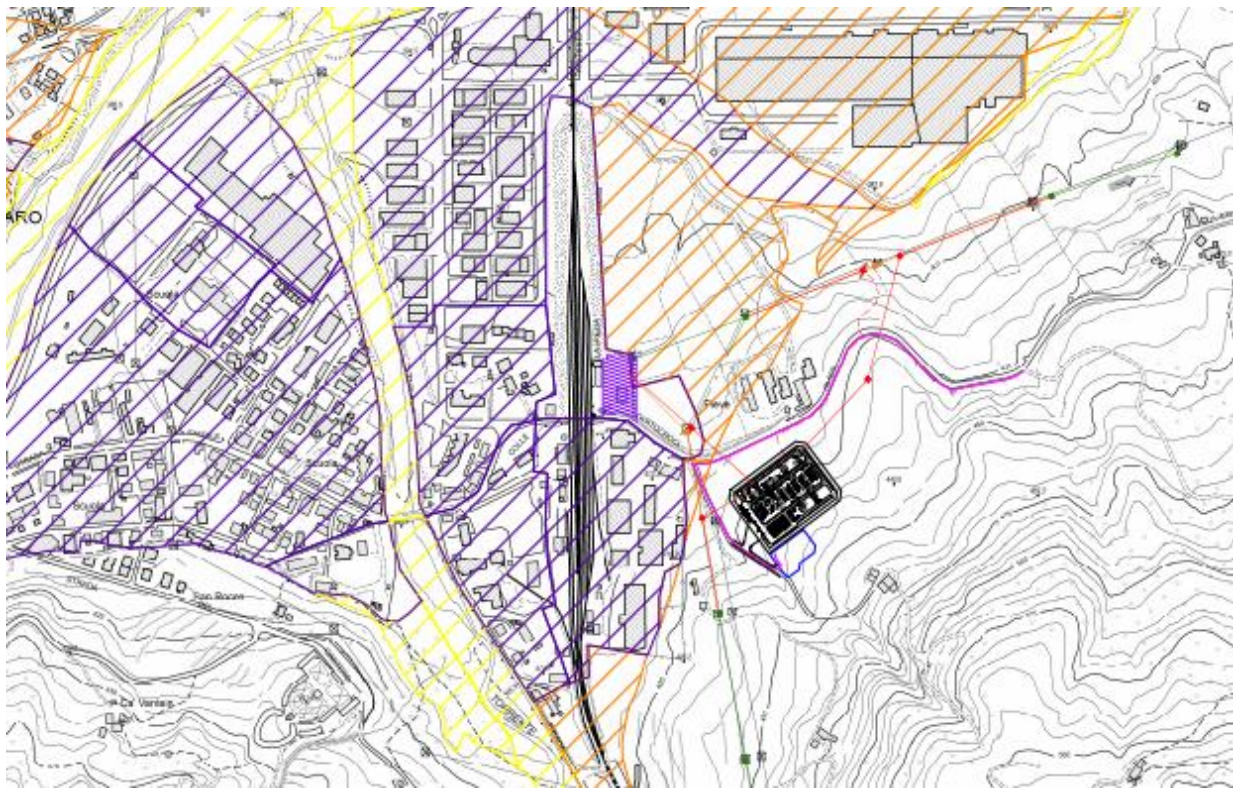
- Portata di piena (art. 6, comma 4, lettera a);
- Profondità delle acque (art. 6, comma 4, lettera b);
- Velocità del flusso o flusso d'acqua considerato (art. 6, comma 4, lettera c);

Gli scenari di piena sono invece:

- Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi;
- Media probabilità di alluvioni ($TR \geq 100$ anni);
- Elevata probabilità di alluvioni;

Da Figura 3-1 si denota come il sito di realizzazione della Sottostazione Elettrica ricade in un'area caratterizzata da pericolosità da alluvione nulla rispetto il reticolo secondario collinare-montano. Il Reticolo Secondario Collinare e Montano (RSCM) è costituito dai corsi d'acqua secondari nei bacini collinari e montani e dai tratti montani dei fiumi principali.

Le mappe del rischio sono elaborati tecnici ricompresi nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA).



LEGENDA

Mappe del rischio del reticolo secondario collinare-montano





-  R4 - rischio molto elevato
-  R3 - rischio elevato
-  R2 - rischio medio
-  R1 - rischio moderato o nullo

Figura 3-2 Mappa del rischio d'alluvione del reticolo secondario collinare-montano

Queste mappe tengono in considerazione la presenza di elementi potenzialmente esposti al rischio alluvione (popolazione coinvolta, strutture, infrastrutture) classificando il territorio in 4 classi di rischio:

- R4 – Rischio molto elevato, l'evento alluvionale potrebbe causare perdita di vite umane, lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici ed alle infrastrutture, danni al patrimonio culturale;



- R3 – Rischio elevato, l'evento alluvionale potrebbe causare danni all'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio culturale;
- R2 – Rischio medio, l'evento alluvionale potrebbe causare danni minori agli edifici e alle infrastrutture;
- R1 – Rischio moderato, l'evento alluvionale potrebbe causare danni sociali ed economici marginali;

La determinazione della classe di rischio si ottiene su matrici specializzate combinando la classe di pericolosità e la classe di danno, in relazione alla destinazione d'uso del fabbricato ed alla posizione del sito di riferimento. Le classi di danno identificano, attribuendo un peso da 1 a 4 crescente a seconda dell'importanza del recettore, gli effetti potenziali che un fenomeno alluvionale potrebbe avere sul recettore stesso. Vengono perciò assegnati pesi maggiori (classe D4) alle classi residenziali, insediamenti produttivi, insediamenti ospedalieri o impianti sportivi nei quali è presente una presenza antropica elevata o costante.

Dalla mappa del rischio potenziale da alluvione del reticolo secondario collinare - montano (Figura 3-2) si riscontra come nello stato di fatto il sito ricade in un'area classificata da classe di rischio d'alluvione nullo.

CLASSE D4		CLASSE D3		CLASSE D2		CLASSE D1	
1111	Tessuto residenziale denso	133	Cantieri	211	Seminativi	134	Aree degradate non utilizzate e non vegetate
1112	Tessuto residenziale continuo mediamente denso	12124	Cimiteri	1411	Parchi e giardini	231	Prati permanenti in assenza di specie arboree ed arbustive
1121	Tessuto residenziale discontinuo	132	Discariche	221	Vigneti	311	Boschi di latifoglie
1122	Tessuto residenziale rado e nucleiforme	131	Cave	222	Frutteti e frutti minori	312	Boschi conifere
1123	Tessuto residenziale sparso	2113	Colture orticole	223	Oliveti	313	Boschi misti
11231	Cascine	2114	Colture floro-vivaistiche	3114	Castagneti da frutto	314	Rimboschimenti recenti
1424	Aree archeologiche	2115	Orti familiari	213	Risale	331	Spiagge, dune ed alvei ghiaiosi
12122	Impianti di servizi pubblici e privati			2313	Marcite	321	Praterie naturali d'alta quota
12111	Insediamenti industriali, artigianali, commerciali			1412	Aree verdi incolte	322 - 324	Cespuglieti
12112	Insediamenti produttivi agricoli			2241	Pioppeti	332	Accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione
12121	Insediamenti ospedalieri			2242	Altre legnose agrarie	333	Vegetazione rada
12123	Impianti tecnologici					411	Vegetazione delle aree umide interne e delle torbiere
1222	Reti ferroviarie e spazi accessori					3113	Formazioni ripariali
123	Aree portuali					3222	Vegetazione dei greti
12125	Aree militari obliterate					3223	Vegetazione degli argini sopraelevati
124	Aeroporti ed eliporti					511	Alvei fluviali e corsi d'acqua artificiali
1421	Impianti sportivi					5121	Bacini idrici naturali
1423	Parchi divertimento					5123	Bacini idrici da attività estrattive interessanti la falda
1422	Campeggi e strutture turistiche e ricettive					5122	Bacini idrici artificiali
						335	Ghiacciai e nevi perenni

Reti stradali	
D4	Reti primarie: autostrade, strade statali/regionali, strade provinciali
D3	Reti secondarie: strade comunali

Figura 3-3 Attribuzione della classe di danno ai diversi elementi censiti



CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R3	R2
	D3	R3	R3	R1
	D2	R2	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Matrice 2

- Aree costiere lacuali (ACL)
- Aree costiere marine (ACM),
Reticolo secondario collinare e
montano (RSCM appenninico)

Figura 3-4 Matrice di valutazione RSCM

Ai fini della reale classificazione della classe di rischio idraulico a seguito della costruzione della Sottostazione Elettrica, da Figura 3-3 e Figura 3-4 si riscontra come la classe di rischio non cambierà ad opera ultimata. La classe di danno varierà dalla classe “D2 – Aree verdi incolte” alla classe “D4 – Impianti Tecnologici” mentre la pericolosità idraulica (essendo indipendente dalla costruzione dell’opera) rimarrà nulla.

3.2 Tavola C1 “Tutela Ambientale, Paesistica e Storico Cultural”

La “Carta della tutela ambientale, paesistica e storico-culturale” è il risultato di una serie di studi infra-settoriali ricomprendenti diversi approfondimenti tematici: analisi idrauliche per la definizione delle fasce fluviali, verifica delle zone di tutela individuate nel P.T.P.R., approfondimento della carta di vulnerabilità degli acquiferi, individuazione degli elementi di interesse paesaggistico, ambientale, storico, archeologico e testimoniale.

In particolare, la carta riguarda tre principali aree tematiche (Figura 3-5):

- Zone di tutela di laghi, corsi d’acqua e corpi idrici sotterranei (invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d’acqua, zone di tutela dei caratteri ambientali di laghi, bacini e corsi d’acqua, fasce fluviali, zone di tutela dei corpi idrici sotterranei);
- Zone ed elementi di interesse paesaggistico-ambientale (zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale, zone di tutela naturalistica, dossi, calanchi meritevoli di tutela);
- Zone ed elementi di specifico interesse storico, archeologico e testimoniale (aree di accertata consistenza archeologica, zone di tutela della struttura centuriata, elementi della centuriazione, bonifiche storiche).

Le norme di riferimento disciplinanti i vari tematismi ed i vincoli ricompresi nella cartografia devono essere fortemente considerate nella fase progettuale dell’intervento, in quanto direttamente vincolanti sulla fattibilità del progetto.

Dall’osservazione della cartografia (Figura 3-5) si riscontra come l’area della Sottostazione Elettrica si posiziona esternamente a qualsiasi tipo di vincolo, in particolare, sotto l’aspetto idraulico, dalle “Zone di tutela Ambientale ed Idrauliche dei corsi d’acqua”, dall’Ambito A1 – Alveo (Fascia A PAI), dall’Ambito A2 e dalle Aree di inondazione per piana catastrofica (fascia C PAI).

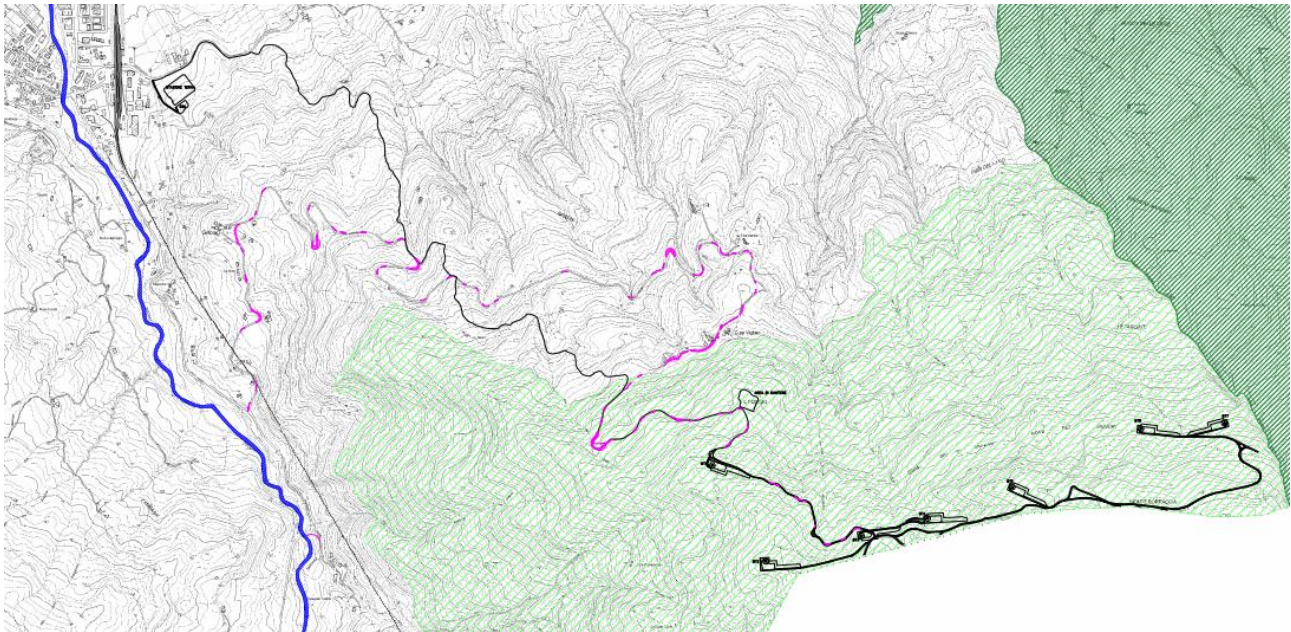
I 7 aerogeneratori ricadono all’interno di un ambito definito come “Zone di particolare interesse paesaggistico – ambientale” regolamentata dall’art. 14 del P.T.C.P. Secondo il comma 3 di tale articolo, nelle aree riferibili alle “Zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale” possono essere realizzate le seguenti infrastrutture ed attrezzature:

- a) Linee di comunicazione viaria, nonché ferroviaria anche se di tipo metropolitano;
- b) Impianti atti alla trasmissione di segnali radiotelevisivi e di collegamento, nonché impianti a rete e puntuali per le telecomunicazioni;
- c) Impianti per l’approvvigionamento idrico e per lo smaltimento dei reflui e dei rifiuti;
- d) Sistemi tecnologici per il trasporto dell’energia e delle materie prime e/o dei semilavorati, e impianti di produzione di energia da fonti alternative individuati nella tavola C.4;
- e) Impianti di risalita e pisce sciistiche nelle zone di montagna;



f) Opere temporanee per attività di ricerca nel sottosuolo che abbiano carattere geognostico; Gli interventi e le infrastrutture sopra riportate sono realizzabili qualora previsti in strumenti di pianificazione e/o programmazione nazionali, regionali o provinciali, l'intervento di progetto è perciò realizzabile in quanto previsto dal P.T.C.P. stesso (Tavola C.4 “Carta del Rischio Ambientale e dei Principali Interventi di Tutela”). I progetti riportati dal comma 3 dovranno comunque essere assoggettati alla procedura di valutazione di impatto ambientale, qualora prevista dalle disposizioni regionali.

Come disposto nel comma 4, la subordinazione nello strumento pianificatorio provinciale (fermo restando la sottoposizione a valutazione di impatto ambientale) non è si applica per la realizzazione di strade, impianti per l'approvvigionamento idrico, per lo smaltimento dei reflui o per il trasporto dell'energia di rilevanza meramente locale, al servizio della popolazione di non più di due Comuni confinanti. Ulteriormente secondo il comma d) dell'articolo 14, nelle aree rientranti all'interno delle “Zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale” sono comunque consentiti interventi di realizzazione di infrastrutture tecniche di bonifica montana e di difesa del suolo, di canalizzazioni e di opere di difesa idraulica. Tali interventi non dovranno comunque avere caratteristiche e dimensioni tali per cui la propria realizzazione possa alterare negativamente l'assetto ambientale, idrogeologico, paesaggistico e naturalistico dell'ambito di riferimento.



LEGENDA

Vincoli P.T.C.P. - TAVOLA C1 - TUTELA AMBIENTALE, PAESISTICA E STORICO CULTURALE

Zone di tutela di laghi, corsi d'acqua e corpi idrici sotterranei

Zone di tutela ambientale ed idraulica dei corsi d'acqua (art.12)

Ambito A1 - Alveo

Ambito A2

Limiti di progetto (art.12)

Zone di tutela di laghi, corsi d'acqua e corpi idrici sotterranei

Zone di particolare interesse paesaggistico - ambientale

Zone di tutela naturalistica

posizione aerogeneratori

cavidotto

Figura 3-5 Stralcio da Tav. C1 P.T.C.P.



4 Studio Idrologico

Lo studio idrologico, che ha lo scopo di correlare gli eventi di pioggia alle portate di piena attraverso la trasformazione degli afflussi in deflussi, è stato impostato secondo il seguente schema:

1. Analisi dei dati pluviometrici - Ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica;
2. Scelta del tempo di ritorno TR;
3. Scelta e applicazione dello ietogramma di progetto per un prefissato TR;
4. Valutazione delle perdite idrologiche tramite il metodo del numero di curva (*Curve Number del Soil Conservation Service* degli Stati Uniti) prendendo in considerazione le caratteristiche geo-morfologiche della zona di intervento;

4.1 Analisi dei dati pluviometrici

I regimi pluviometrici che si incontrano nelle diverse regioni italiane presentano in genere caratteristiche intermedie tra quelle dei due tipi estremi, il regime continentale ed il regime marittimo. Per l'ambito di intervento il regime si considera “sublitoraneo appenninico”, il quale è caratteristico delle parti interne della penisola italiana ed è caratterizzato da un massimo principale in autunno e da un minimo principale in estate. I dati necessari per l'estrapolazione delle curve di possibilità pluviometrica sono contenuti nelle Tabelle III “Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi” della Parte Prima dei vari annali idrologici presenti nel database Arpae, le quali contengono, per le stazioni dotate di pluviografo, i valori più elevati delle precipitazioni registrate nell'anno per 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive o appartenenti o no allo stesso giorno.

31	Piogge massime annue (mm) per le durate di (ore)				
Anno	1	3	6	12	24
2020	36.2	58.8	81	96.4	167.4
2019	41.8	104.0	182.0	211.2	217.0
2018	36.0	83.4	134.8	149.6	183.4
2017	19.8	50.0	87.0	139.8	199.0
2016	54.6	56.4	56.4	69.2	94.2
2015	38.4	57.2	87.2	93.6	120.6
2014	79.6	137.6	164.6	176.4	192.2
2013	21.2	39.0	61.8	102.0	146.6
2012	41.0	75.4	79.8	84.0	94.8
2011	29.4	66.0	101.8	157.0	201.6
2010	38.0	61.4	80.4	142.0	193.4
2009	22.4	59.6	92.4	110.6	143.8
2008	30.0	50.4	68.6	83.2	113.4
2007	17.8	41.6	78.6	109.4	152.2
2006	24.8	46.2	61.4	92.8	103.8
2005	18.4	36.8	56.0	86.6	138.4
2004	25.4	47.8	66.2	98.0	102.2
2003	35.0	36.5	56.8	95.5	175.3
2002	47.6	60.2	81.0	99.2	115.0
2001	26.0	38.0	63.8	86.2	92.8
2000	40.6	51.8	87.0	108.4	126.6
1999	27.8	53.0	93.8	120.0	129.6
1998	36.4	67.4	95.6	105.4	132.8
1997	86.8	128.4	153.4	197.0	257.4
1996	42.4	110.2	156.2	194.8	214.4
1995	28.0	30.0	30.0	30.0	36.6
1994	23.4	51.8	57.8	76.6	88.4
1993	15.2	31.8	47.0	64.0	81.4
1992	16.6	23.6	39.2	62.0	84.8
1991	25.6	49.8	57.0	61.2	85.4
1990	32.8	57.2	61.6	91.8	107.6

Figura 4-1 Osservazioni pluviometriche estrapolate

Per ciascuna durata sono stati ricavati, per mezzo delle rette di distribuzione, i valori delle altezze di pioggia corrispondenti a tempi di ritorno di 5, 10, 25, 50, 100 e 200 anni, e stimati i parametri delle curve di possibilità pluviometrica espresse mediante la relazione:

$$h_d(T) = a(T) \times d^{n(T)}$$

In particolare, per le analisi statistiche sono stati estrapolati i massimi annuali (per le durate precedentemente descritte) fino all'anno 1990 per un totale di 31 osservazioni per durata. Importante considerare come in mancanza di una stazione pluviometrica fissa per il territorio di Borgo Val di Taro sono stati utilizzati i dati derivanti da stazioni pluviometriche limitrofe (in un raggio di 5 km), caratterizzate comunque da stesso regime pluviometrico dell'area di intervento.

L'estrapolazione delle CPP si effettua attraverso un'indagine statistica individuando la distribuzione di probabilità che meglio si adatta all'interpretazione della variabile casuale “altezza di pioggia massima annuale di assegnata durata”. A questo scopo si è assunto che le popolazioni da cui si possono considerare estratti i campioni di dati osservati siano distribuite secondo la legge di Gumbel. Viste le caratteristiche delle opere in progetto e la durata presumibile della vita del parco eolico si è considerato un tempo di ritorno di 25 anni.

A seguito dell'analisi statistica, la migliore espressione interpolante secondo legge di potenza, nonché espressione della CPP stessa, risulta essere (Figura 4-2):

$$h(25) = 54.371 \times d^{0.4746}$$

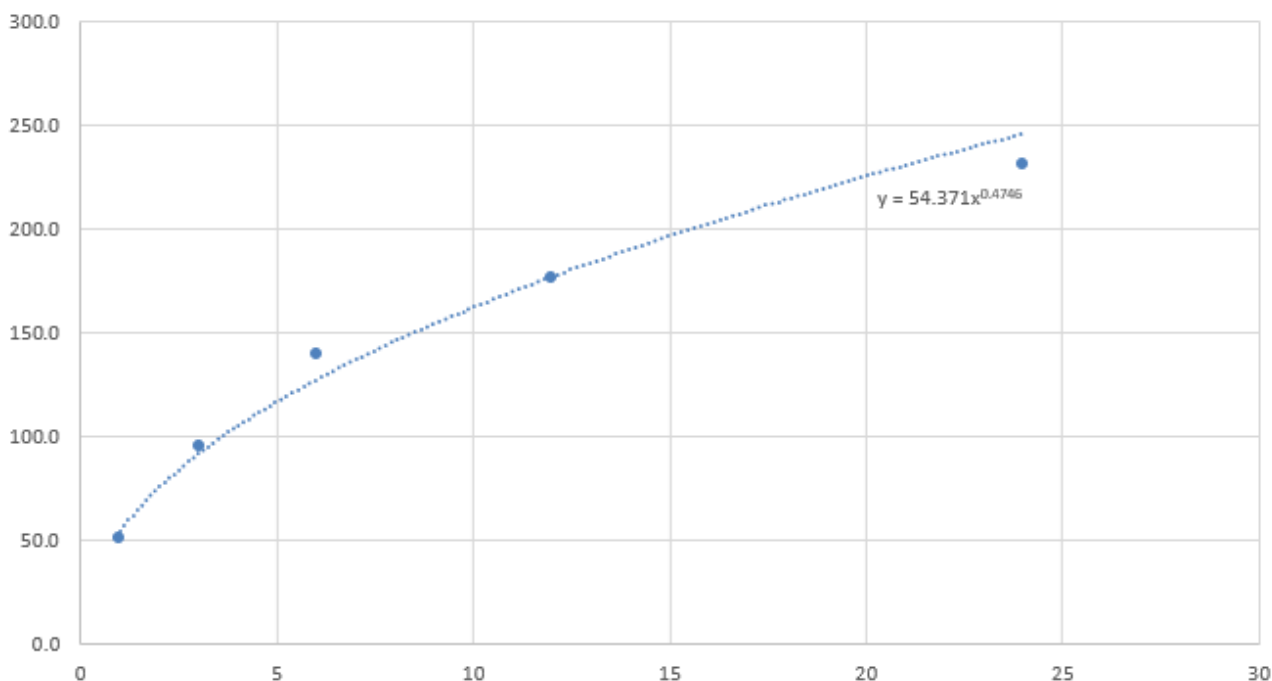


Figura 4-2 CPP calcolata con metodo diretto

Il coefficiente di variazione (CV_i) calcolato dalle osservazioni non presenta comunque una precisa tendenza alla crescita o alla diminuzione al variare della durata, per tale motivo i valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica sono stati ricalcolati in base al metodo vincolato.

Durata (h)	1	3	6	12	24
CV (-)	0.323	0.358	0.380	0.349	0.347

Tabella 4-1 Coefficiente di variazione per le durate considerate

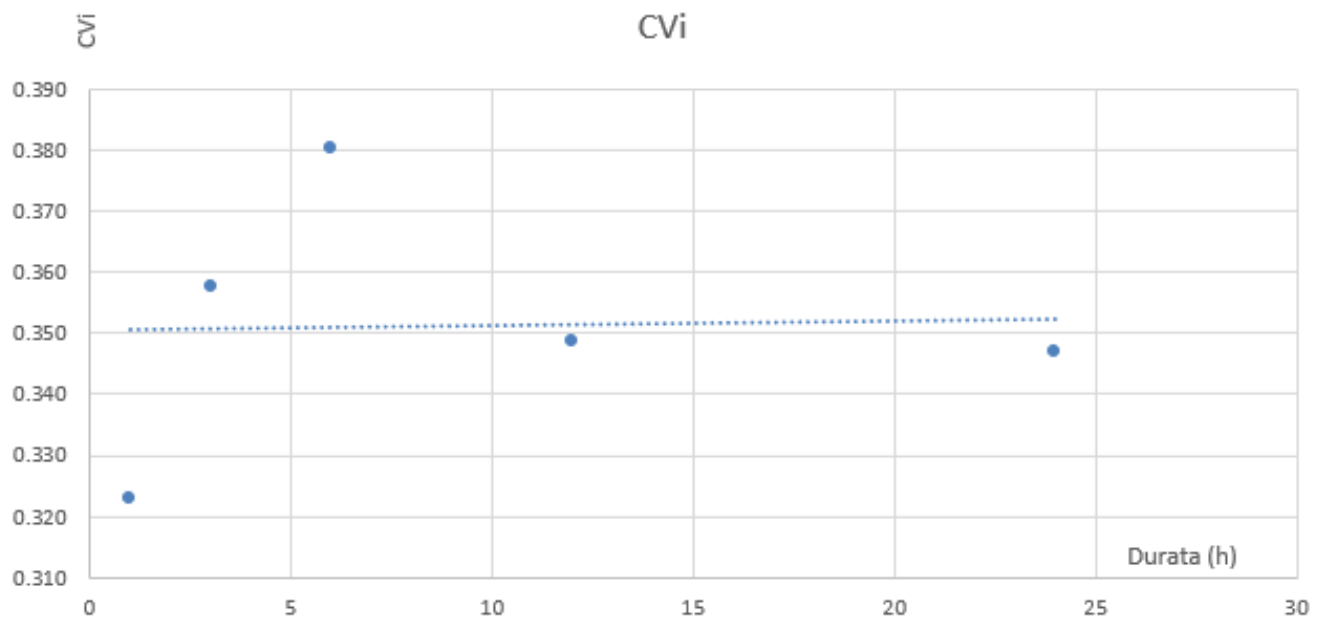


Figura 4-3 Andamento del coefficiente di variazione (CVi) in funzione della durata

Con metodo vincolato l'espressione della CPP miglior interpolante risulta essere:

$$h(25) = 50.269 \times d^{0.4669}$$

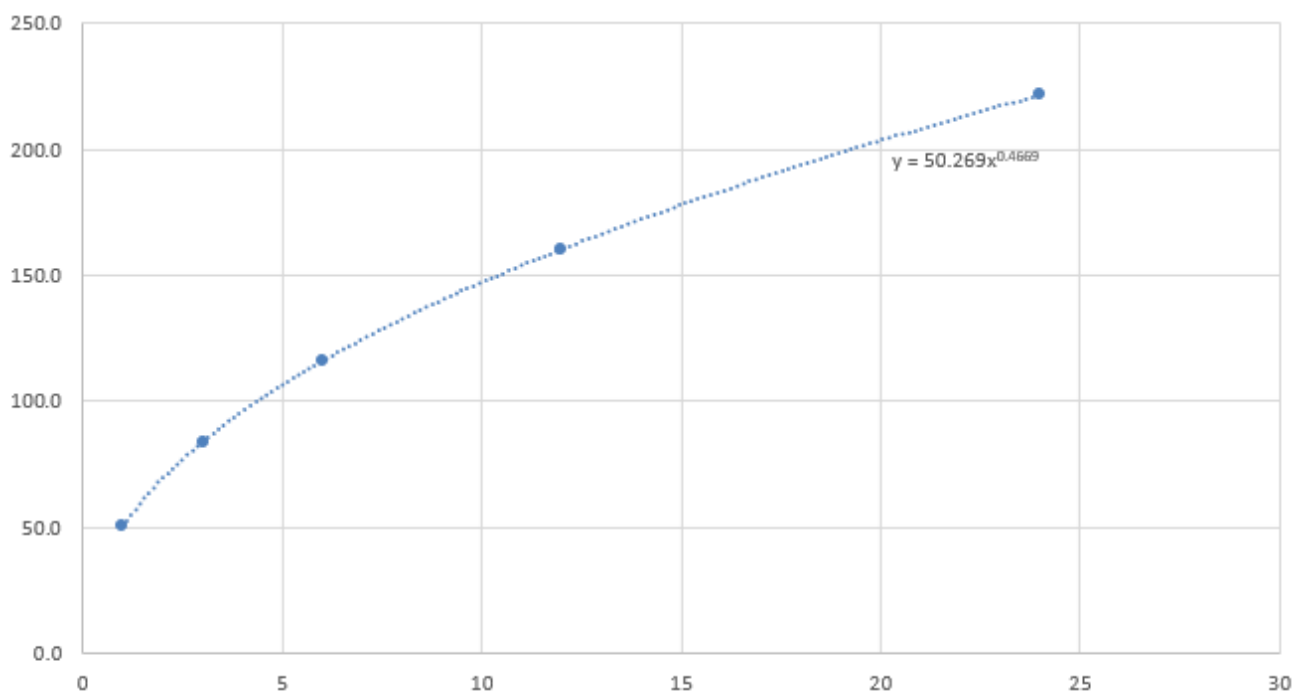


Figura 4-4 CPP calcolata con metodo vincolato

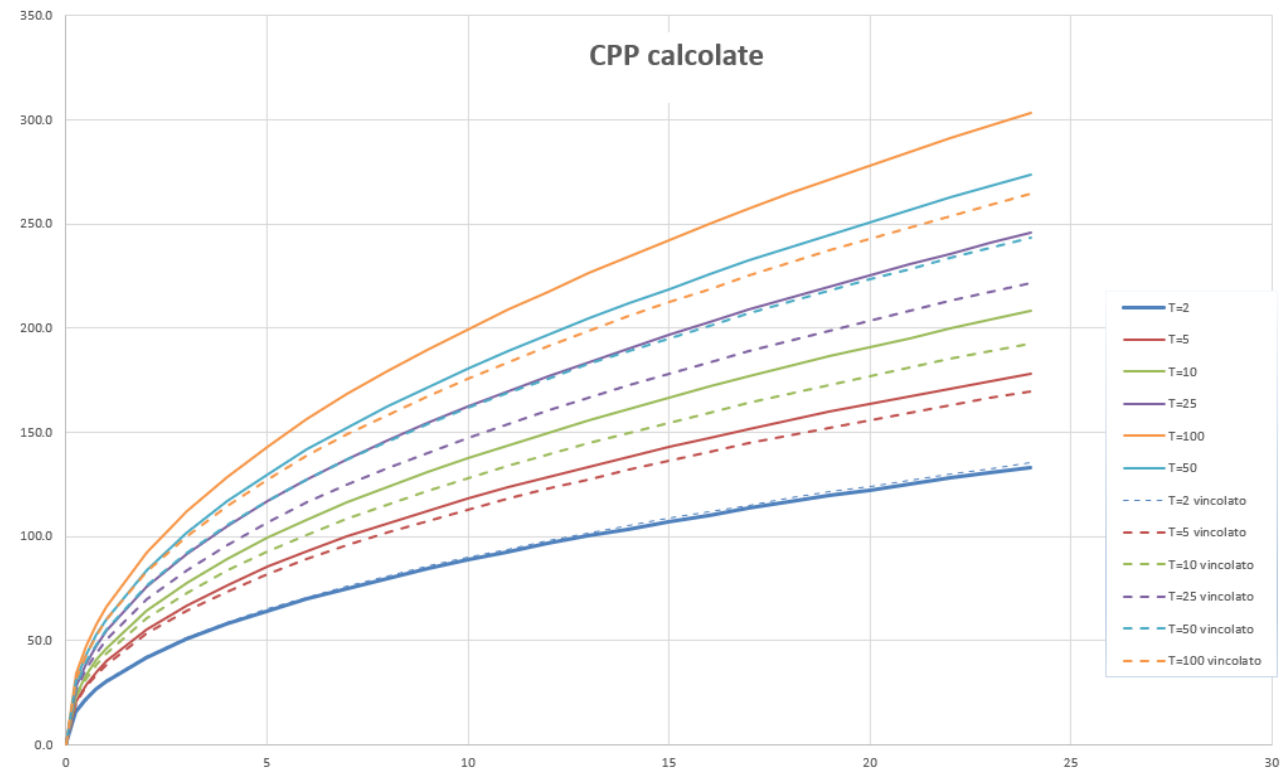


Figura 4-5 Comparazione fra CPP calcolate

4.1.1 Ietogramma di Progetto

Dalla curva di possibilità pluviometrica precedentemente ricavata sono stati determinati gli ietogrammi triangolari di progetto, riferiti a precipitazioni di durata 15 minuti, 30 minuti, 1 ora, 3 ore e 6 ore. Non sono stati considerati eventi piovosi di durata maggiore, in quanto ritenuti meno significativi considerando l'estensione dell'area oggetto di studio.

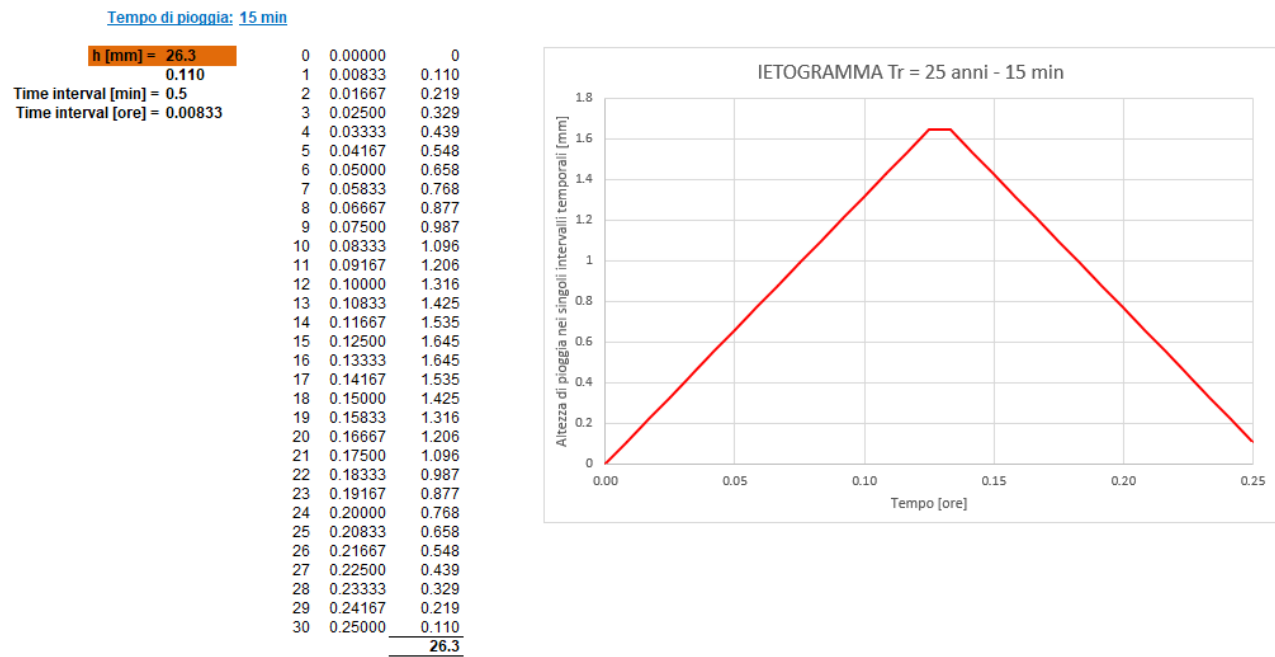


Figura 4-6 Ietogramma di progetto durata 15 minuti



Tempo di pioggia: 30 min

h [mm] = 36.4	0	0.00000	0
0.152	1	0.01667	0.152
Time interval [min] = 1	2	0.03333	0.303
Time interval [ore] = 0.01667	3	0.05000	0.455
	4	0.06667	0.606
	5	0.08333	0.758
	6	0.10000	0.909
	7	0.11667	1.061
	8	0.13333	1.212
	9	0.15000	1.364
	10	0.16667	1.515
	11	0.18333	1.667
	12	0.20000	1.819
	13	0.21667	1.970
	14	0.23333	2.122
	15	0.25000	2.273
	16	0.26667	2.273
	17	0.28333	2.122
	18	0.30000	1.970
	19	0.31667	1.819
	20	0.33333	1.667
	21	0.35000	1.515
	22	0.36667	1.364
	23	0.38333	1.212
	24	0.40000	1.061
	25	0.41667	0.909
	26	0.43333	0.758
	27	0.45000	0.606
	28	0.46667	0.455
	29	0.48333	0.303
	30	0.50000	0.152
			36.4

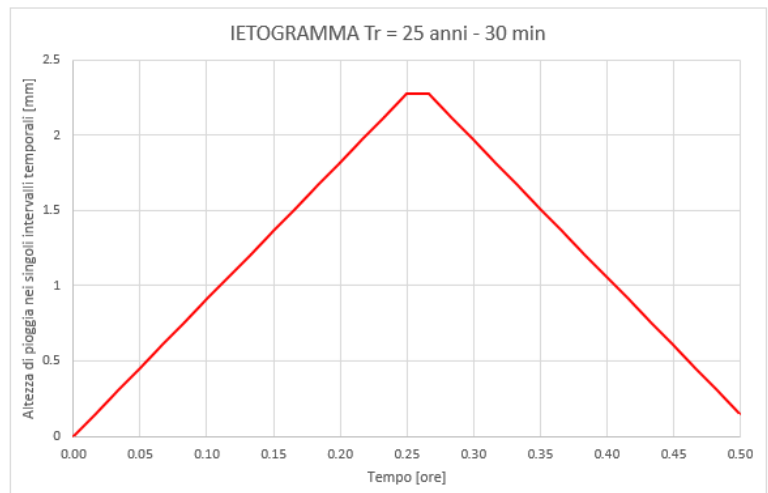


Figura 4-7 Ietogramma di progetto durata 30 minuti

Tempo di pioggia: 1 ORA

h [mm] = 50.3	0	0.00000	0
0.209	1	0.03333	0.209
Time interval [min] = 2	2	0.06667	0.419
Time interval [ore] = 0.03333	3	0.10000	0.628
	4	0.13333	0.838
	5	0.16667	1.047
	6	0.20000	1.257
	7	0.23333	1.466
	8	0.26667	1.676
	9	0.30000	1.885
	10	0.33333	2.095
	11	0.36667	2.304
	12	0.40000	2.513
	13	0.43333	2.723
	14	0.46667	2.932
	15	0.50000	3.142
	16	0.53333	3.142
	17	0.56667	2.932
	18	0.60000	2.723
	19	0.63333	2.513
	20	0.66667	2.304
	21	0.70000	2.095
	22	0.73333	1.885
	23	0.76667	1.676
	24	0.80000	1.466
	25	0.83333	1.257
	26	0.86667	1.047
	27	0.90000	0.838
	28	0.93333	0.628
	29	0.96667	0.419
	30	1.00000	0.209
			50.3

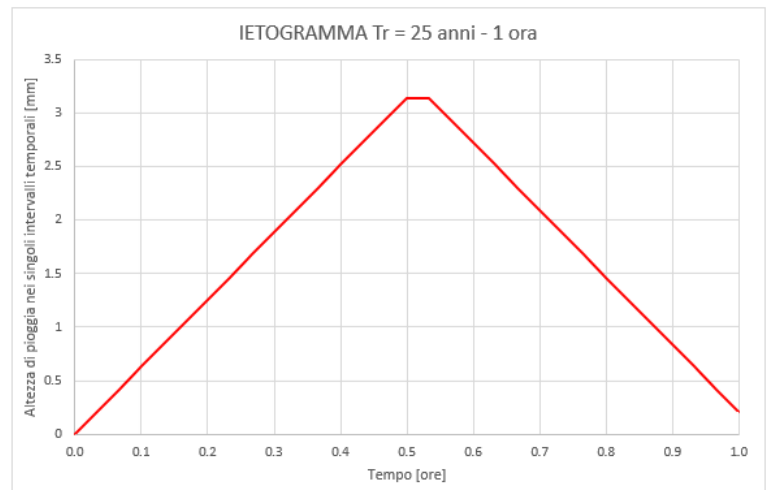


Figura 4-8 Ietogramma di progetto durata 1 ora



Tempo di pioggia: 3 ORE

h [mm] = 84.0	0	0.0	0
0.350	1	0.1	0.350
Time interval [min] = 6	2	0.2	0.700
Time interval [ore] = 0.1	3	0.3	1.049
	4	0.4	1.399
	5	0.5	1.749
	6	0.6	2.099
	7	0.7	2.449
	8	0.8	2.799
	9	0.9	3.148
	10	1.0	3.498
	11	1.1	3.848
	12	1.2	4.198
	13	1.3	4.548
	14	1.4	4.898
	15	1.5	5.247
	16	1.6	5.247
	17	1.7	4.898
	18	1.8	4.548
	19	1.9	4.198
	20	2.0	3.848
	21	2.1	3.498
	22	2.2	3.148
	23	2.3	2.799
	24	2.4	2.449
	25	2.5	2.099
	26	2.6	1.749
	27	2.7	1.399
	28	2.8	1.049
	29	2.9	0.700
	30	3.0	0.350
			84.0

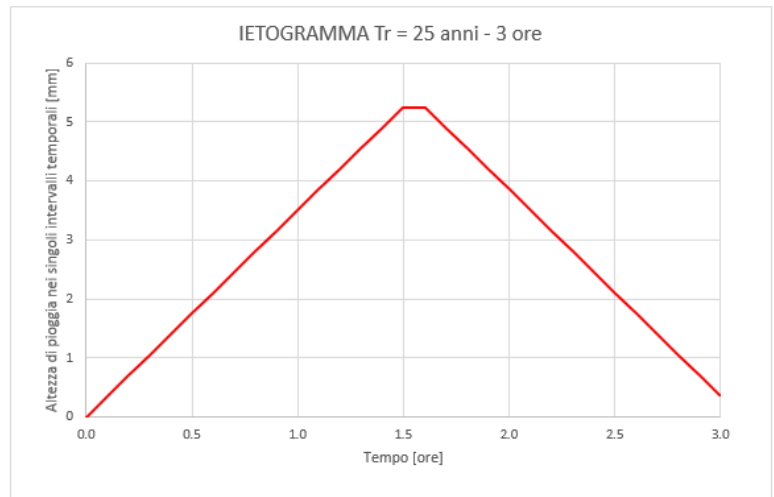


Figura 4-9 Ietogramma di progetto durata 3 ore

Tempo di pioggia: 6 ORE

h [mm] = 116.0	0	0.00000	0
0.339	1	0.16667	0.339
Time interval [min] = 10	2	0.33333	0.679
Time interval [ore] = 0.16667	3	0.50000	1.018
	4	0.66667	1.357
	5	0.83333	1.697
	6	1.00000	2.036
	7	1.16667	2.375
	8	1.33333	2.714
	9	1.50000	3.054
	10	1.66667	3.393
	11	1.83333	3.732
	12	2.00000	4.072
	13	2.16667	4.411
	14	2.33333	4.750
	15	2.50000	5.090
	16	2.66667	5.429
	17	2.83333	5.768
	18	3.00000	6.108
	19	3.16667	6.108
	20	3.33333	5.768
	21	3.50000	5.429
	22	3.66667	5.090
	23	3.83333	4.750
	24	4.00000	4.411
	25	4.16667	4.072
	26	4.33333	3.732
	27	4.50000	3.393
	28	4.66667	3.054
	29	4.83333	2.714
	30	5.00000	2.375
	31	5.16667	2.036
	32	5.33333	1.697
	33	5.50000	1.357
	34	5.66667	1.018
	35	5.83333	0.679
	36	6.00000	0.339
			116.0

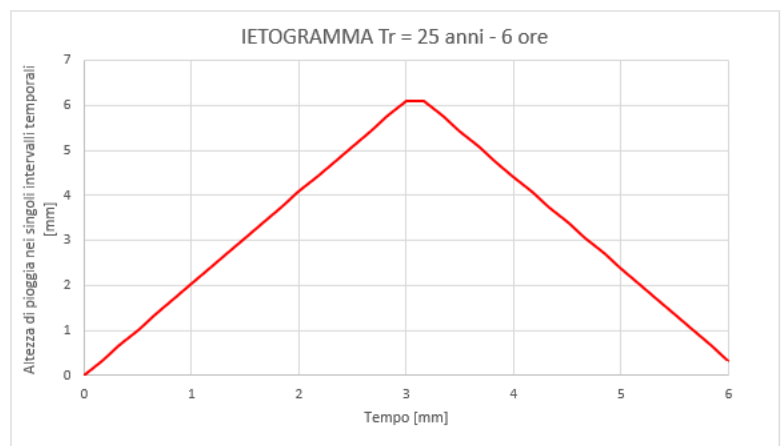


Figura 4-10 Ietogramma di progetto di durata 6 ore



5 Studio Idraulico

5.1 Software SWMM

Per la modellazione afflussi-deflussi e di propagazione dell'onda di piena, è stato utilizzato il programma *SWMM 5.1 (Storm Water Management Model)*, sviluppato dalla *United States Environmental Protection Agency (EPA)*. *SWMM* è un modello di simulazione dinamica afflussi-deflussi in grado di calcolare la quantità e la qualità delle acque che defluiscono dalle aree urbane. Il programma considera un insieme di sottobacini (*subcatchments*) che, ricevendo le acque meteoriche, generano deflusso e carichi inquinanti. Tale deflusso scorre attraverso un sistema di tubi, canali, dispositivi di laminazione/trattamento, pompe e regolatori. *SWMM* valuta la quantità e la qualità del deflusso generato all'interno di ogni sottobacino, computando la portata, la profondità del flusso, e la qualità dell'acqua, durante un periodo di simulazione comprendente più steps temporali. *SWMM* concettualizza un sistema di drenaggio come una serie di flussi di acqua e sostanze inquinanti tra diversi principali comparti ambientali. Tali comparti e gli oggetti in essi contenuti includono:

- Il comparto “Atmosfera”, dal quale cadono le acque meteoriche e le sostanze inquinanti che si depositano sul comparto “Superficie Terrestre”. *SWMM* utilizza oggetti “*Rain Gage*” per rappresentare gli ietogrammi di pioggia di progetto;
- Il comparto “Superficie Terrestre”, che è rappresentato tramite uno o più oggetti sottobacino (*subcatchment*). Tale comparto riceve le precipitazioni dal comparto “Atmosfera” sotto forma di pioggia o neve; esso indirizza il deflusso sotto forma di infiltrazione al comparto “Acque Sotterranee” o sotto forma di ruscellamento e carichi inquinanti al comparto di “Trasporto”;
- Il comparto “Acque Sotterranee” riceve il flusso di infiltrazione dal comparto “Superficie Terrestre” e trasferisce una porzione di questo afflusso al comparto di “Trasporto”. Tale comparto è modellato utilizzando oggetti falda (aquifers);
- Il comparto di “Trasporto” contiene una rete di elementi di canalizzazione (canali, tubi, pompe e regolatori) e unità di laminazione/trattamento che trasportano l'acqua agli scarichi o agli impianti di trattamento. Gli afflussi di questo comparto possono provenire dal deflusso superficiale, dal deflusso sotterraneo o da idrogrammi definiti dall'utente. I componenti del comparto di “Trasporto” sono modellati con nodi (nodes) e oggetti di collegamento (links).

Non è necessario che tutti i comparti appaiano in un determinato modello *SWMM*. Ad esempio, è possibile modellare solo vano trasporto, utilizzando idrogrammi predefiniti come input. Di seguito si illustrano brevemente i principali metodi di calcolo utilizzati da *SWMM*:

- Deflusso superficiale, Lo schema concettuale del deflusso superficiale utilizzato da *SWMM* è illustrato in Figura 5-1. La superficie di ogni sottobacino è trattata come un serbatoio non lineare. L'afflusso è costituito dalle precipitazioni e dal deflusso proveniente da eventuali sottobacini a monte. Il flusso in uscita è costituito dall'infiltrazione, dall'evaporazione e dal deflusso superficiale. La capacità del “serbatoio” è la massima profondità di accumulo dovuta ad aspetti come ristagni, saturazione delle superfici ecc. Il deflusso superficiale (Q) si verifica solo quando la profondità dell'acqua (d) nel serbatoio supera la massima profondità di accumulo (ds); in tal caso il flusso in uscita è dato dall'equazione di Manning. L'altezza d'acqua al di sopra del sottobacino (d) viene continuamente aggiornata nel tempo, mediante la risoluzione numerica di un'equazione di equilibrio idrico.

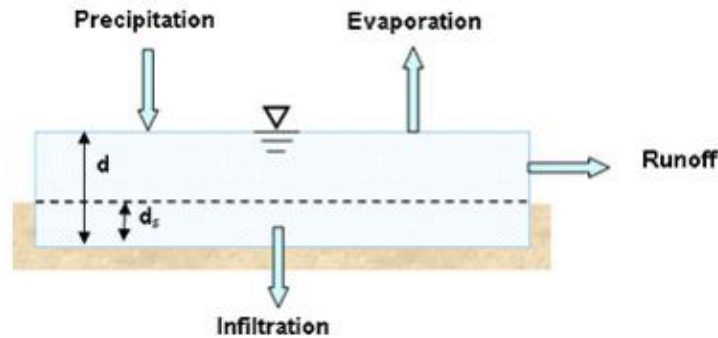


Figura 5-1 Schema deflusso superficiale

- Infiltrazione, il metodo utilizzato per valutare le infiltrazioni nel terreno è quello del Curve Number, descritto nel capitolo 5.2.

5.2 Metodo SCS

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

$$P_e = P_n^2 / (P_n + S)$$

$$P_n = P - IA$$

$$IA = k_{ia} \times S$$

Dove $P_e(mm)$ è la pioggia efficace, IA sono le perdite iniziali, $k_{ia}(-)$ è il coefficiente di perdite iniziali ed $S(mm)$ è la capacità idrica del suolo o volume specifico di saturazione. Le perdite iniziali (IA) derivano da processi quali l'intercettazione della pioggia da parte della vegetazione, dall'accumulo nelle 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). Questo dipende dalla natura litologica del terreno e dall'uso del suolo. Si può schematizzare che la predisposizione dei suoli a contribuire alla formazione del deflusso dipende essenzialmente da tre fattori:

- Caratteri di permeabilità dei terreni superficiali e del substrato immediatamente sottostante;
- Copertura vegetale e uso del suolo;
- Stato di imbibimento del terreno al momento dell'evento meteorico considerato.

L'equazione proposta dal SCS 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. È facilmente intuibile la difficoltà nell'assegnare ad S un valore che sia il più possibile rappresentativo alla realtà. 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:

$$CN = 25400 / (254 + S)$$

Ovvero:

$$S = \frac{25400}{CN - 254}$$



La capacità idrica massima del suolo (S) varia teoricamente da 0 a infinito e con tale equazione si ottiene un campo di variazione del parametro *CN*, compreso tra 0 e 100. Il parametro *CN* riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso. Con valori di *CN* uguali o prossimi allo 0, si è in presenza di una superficie assimilabile alla perfetta "spugna" cioè viene assorbita e trattenuta la totalità o quasi della precipitazione. Con valori di *CN* uguali o prossimi a 100, siamo in presenza di terreni o superfici impermeabili dove la precipitazione si trasforma interamente o quasi in deflusso creando l'evento di piena. Esiste poi una variazione, correlata alla precipitazione, del *CN* sperimentale. All'aumentare della precipitazione il valore di *CN*, empiricamente determinato, tende a diminuire. Questo particolare tipo di *CN* viene definito “apparente” ed è spiegato dal fatto che per precipitazione di modesta entità, l'incidenza percentuale delle perdite iniziali (*IA*) è elevata e quindi sono necessari valori di *CN* elevati per produrre la pioggia efficace. Per piogge di notevole entità le perdite iniziali incidono poco o niente e si può ottenere la pioggia efficace con *CN* bassi. “È importante sottolineare che il *CN* locale invece, definite le condizioni iniziali, è invariante rispetto all'entità dell'afflusso ed è quindi definibile sulla base del complesso suolo-soprassuolo” (Cazorzi e Dalla Fontana, 1993).

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
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 il 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
- inghiaiata	76	85	89	91

Figura 5-2 Valori di Curve Number in funzione delle diverse tipologie di uso del suolo

5.3 Descrizione dei modelli idraulici sviluppati

5.3.1 Dimensionamento Rete Fognaria

Il dimensionamento della rete fognaria della Stazione Elettrica Terna e della Sottostazione Elettrica è stato condotto utilizzando gli isetogrammi di precipitazione descritti in capitolo 4.1.1.

Lo schema fognario utilizzato all'interno della Stazione Terna e della Sottostazione Elettrica assicurerà il più completo drenaggio delle aree impermeabilizzate superficiali (CN=98), minimizzando i percorsi dell'acqua sia sul bacino prima dell'ingresso in rete sia all'interno della rete stessa.

5.3.1.1 Rete Fognaria Stazione Terna

La rete fognaria è composta da 4 collettori longitudinali (J1-J6, J7-J11, J19-J14 e J20-J26) circolari in PVC di diametro interno 0.4754 m e spessore 12.3 mm ed un collettore trasversale (J6-J26) costituito da una tubazione autoportante in calcestruzzo vibrocompresso armato con gabbia a spirale continua e ferri longitudinali di ripartizione di diametro interno 0.8 m e spessore 105 mm. Quest'ultimo garantirà quindi il conferimento delle acque convogliate nel canale recettore Rio Cà Nuova.

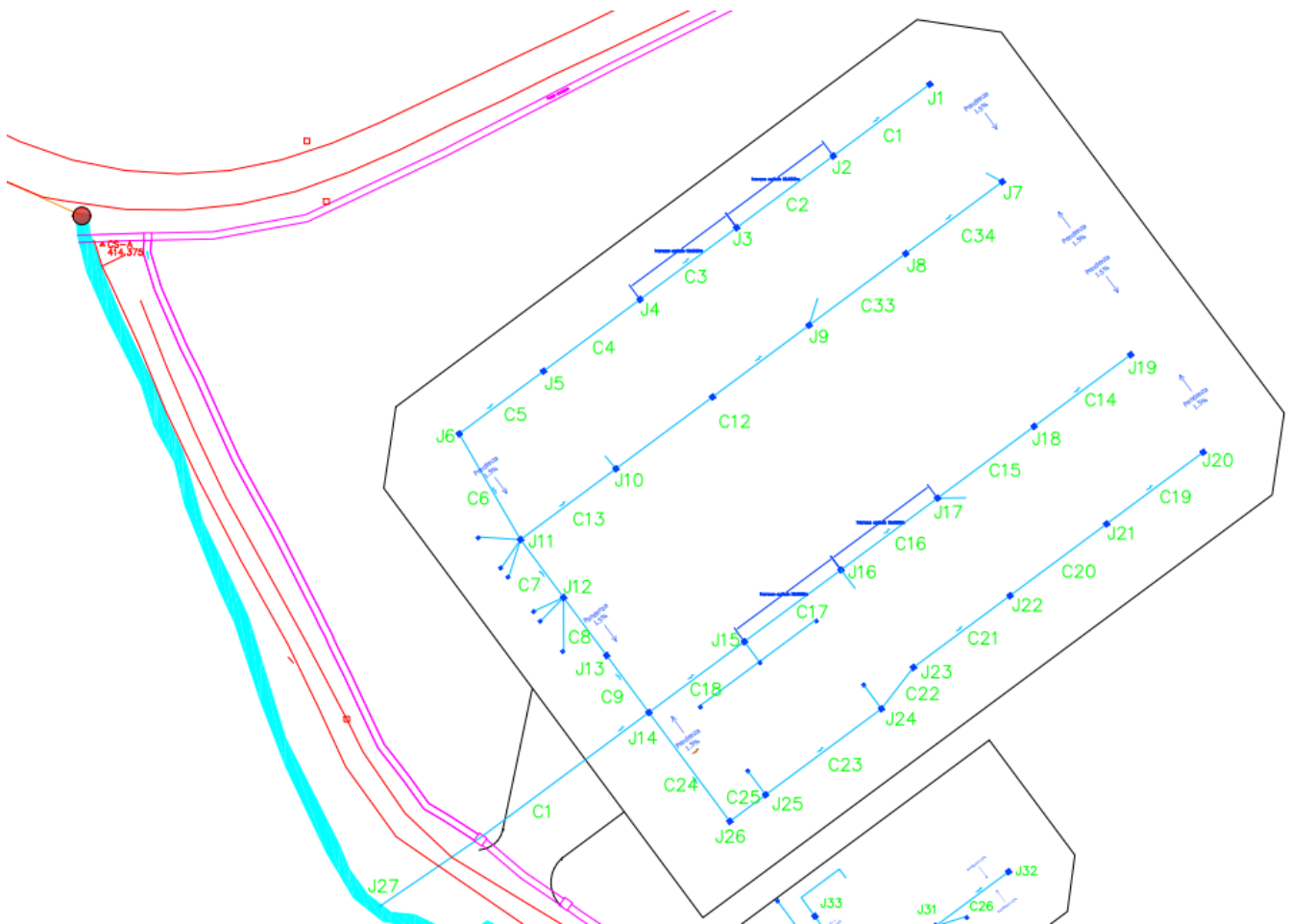


Figura 5-3 Impianto fognario Stazione Terna

Le quote dei nodi ed i rispettivi ricoprimenti sono stati calcolati a partire dal punto di scarico della fognatura, ad una quota di 423.8 m s.l.m. Per tutte le condotte in PVC si è sempre cercato di garantire un ricoprimento di almeno 0.9 m per proteggere le tubazioni dalle sovrappressioni indotte dal passaggio dei mezzi specializzati in servizio alla stazione. Le sovrappressioni indotte potrebbero infatti danneggiare le tubazioni, causando schiacciamenti, rotture delle condotte e dei giunti.

Anticipando i risultati riportati successivamente (Tabella 5-5), le tubazioni sono state dimensionate considerando un riempimento massimo del 70% per tutte le precipitazioni di progetto investigate.



Importante infine sottolineare come l'impianto non preveda l'installazione di vasche di prima pioggia o altri sistemi di gestione delle acque di prima pioggia. In accordo con le disposizioni dell'art.1 lettera bb) del D.lgs. 152/99 e di quanto contenuto nel capitolo 8 punto I del DGR 286/2005, le acque in uscita dall'impianto non vengono considerate come “scarico” in quanto l'acqua meteorica non andrà a lavare, neanche in modo discontinuo, superfici esterne che potrebbero costituire un fattore di inquinamento della risorsa.

Nodo	Q. scorr. (m s.l.m.)	H max (m)	Nodo	Q. scorr. (m s.l.m.)	H max (m)	Nodo	Q. scorr. (m s.l.m.)	H max (m)
J1	424.535	1.465	J10	424.333	1.667	J19	424.422	1.577
J2	424.495	1.505	J11	423.97	2.026	J20	424.468	1.532
J3	424.455	1.545	J12	423.945	2.05	J21	424.428	1.572
J4	424.415	1.584	J13	423.923	2.077	J22	424.387	1.613
J5	424.375	1.624	J14	423.899	2.101	J23	424.348	1.651
J6	424.015	1.985	J15	424.262	1.738	J24	424.33	1.669
J7	424.493	1.507	J16	424.301	1.698	J25	424.283	1.717
J8	424.453	1.547	J17	424.342	1.658	J26	423.943	2.057
J9	424.414	1.586	J18	424.382	1.618	J27-out	423.789	

Tabella 5-1 Quote dei nodi della rete

Condotta	D. interno (m)	D. esterno (m)	Lunghezza (m)	Ricoprimenti (m)	Pendenza	Materiale	Coeff. di Manning $(s/m^{1/3})$
C1	0.4754	0.5	19.73	0.96	2 per mille	PVC	0.01
C2	0.4754	0.5	20	1.004	2 per mille	PVC	0.01
C3	0.4754	0.5	19.81	1.044	2 per mille	PVC	0.01
C4	0.4754	0.5	20.08	1.084	2 per mille	PVC	0.01
C5	0.4754	0.5	17.39	1.125	2 per mille	PVC	0.01
C6	0.8	1.01	20.22	0.975	2 per mille	c.a.v.	0.01
C34	0.4754	0.5	20.04	1	2 per mille	PVC	0.01
C33	0.4754	0.5	19.57	1.047	2 per mille	PVC	0.01
C12	0.4754	0.5	40.32	1.086	2 per mille	PVC	0.01
C13	0.4754	0.5	19.34	1.167	2 per mille	PVC	0.01
C7	0.8	1.01	12.3	1.016	2 per mille	c.a.v.	0.01
C8	0.8	1.01	11.33	1.04	2 per mille	c.a.v.	0.01
C9	0.8	1.01	12.06	1.06	2 per mille	c.a.v.	0.01
C14	0.4754	0.5	19.97	1.078	2 per mille	PVC	0.01
C15	0.4754	0.5	20.12	1.117	2 per mille	PVC	0.01
C16	0.4754	0.5	20.19	1.158	2 per mille	PVC	0.01
C17	0.4754	0.5	19.92	1.198	2 per mille	PVC	0.01
C18	0.4754	0.5	19.34	1.238	2 per mille	PVC	0.01
C19	0.4754	0.5	20.27	1.031	2 per mille	PVC	0.01
C20	0.4754	0.5	20.24	1.072	2 per mille	PVC	0.01
C21	0.4754	0.5	19.32	1.113	2 per mille	PVC	0.01
C22	0.4754	0.5	9.07	1.151	2 per mille	PVC	0.01
C23	0.4754	0.5	23.69	1.169	2 per mille	PVC	0.01
C25	0.4754	0.5	7.63	1.217	2 per mille	PVC	0.01
C24	0.8	1.01	22.3	1.0468	2 per mille	c.a.v.	0.01
C35	0.4754	0.5	55		2 per mille	PVC	0.01

Tabella 5-2 Condotte dimensionate della rete fognaria



Il ricoprimento del collettore C35 (Figura 5-3) in corrispondenza dell'attraversamento con la strada di accesso alla stazione sarà di 0.6 m. La tubatura autoportante in c.a.v. utilizzerà pertanto la resistenza meccanica a compressione necessaria per garantire il passaggio dei mezzi senza causare lo schiacciamento ed il danneggiamento della stessa.

5.3.1.1.1 Modello di simulazione SWMM

I modelli di simulazione si utilizzano generalmente per riprodurre con elevato dettaglio le condizioni di deflusso in reti fognarie già progettate o esistenti e pertanto con caratteristiche geometriche e idrauliche note. L'approccio è quello di verifica della rete, ossia alla valutazione dell'evoluzione nel tempo e nello spazio dei processi idraulici ed idrologici che avvengono in essa, perseguita mediante modelli matematici fisicamente basati. La modellistica idrodinamica a base fisica permette una conoscenza di dettaglio del moto vario che si instaura nella rete in occasione delle precipitazioni. Tali modelli dinamici, basati sull'integrazione numerica delle equazioni complete del moto vario all'interno dei condotti del sistema fognario, permettono pertanto un'accuratezza progettuale altrimenti non conseguibile con modelli tradizionali.

Il modello SWMM della Stazione Terna (Figura 5-4) è composto da 4 sottobacini caratterizzati dai seguenti parametri:

Sottobacino	Sup (ha)	% imperm	CN	pendenza %
S1	0.25	100	98	1.5
S2	0.34	100	98	1.5
S3	0.41	100	98	1.5
S4	0.27	100	98	1.5

Tabella 5-3 Parametri caratteristici dei sottobacini del modello

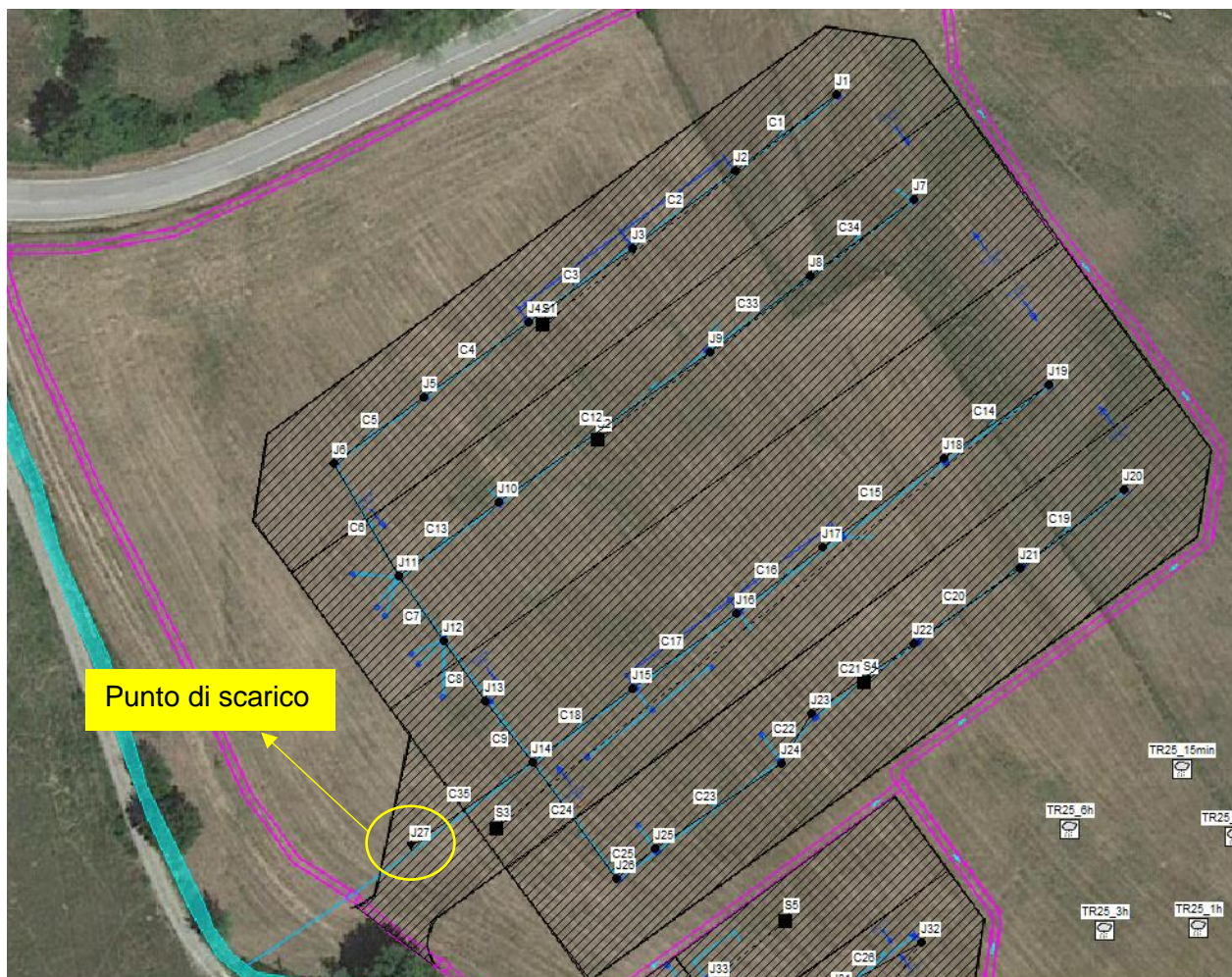


Figura 5-4 Modello SWMM della Stazione Terna



In corrispondenza del punto di scarico della rete fognaria (nodo J27) l'andamento delle portate è rappresentato in Figura 5-5 con le portate massime di Tabella 5-4.

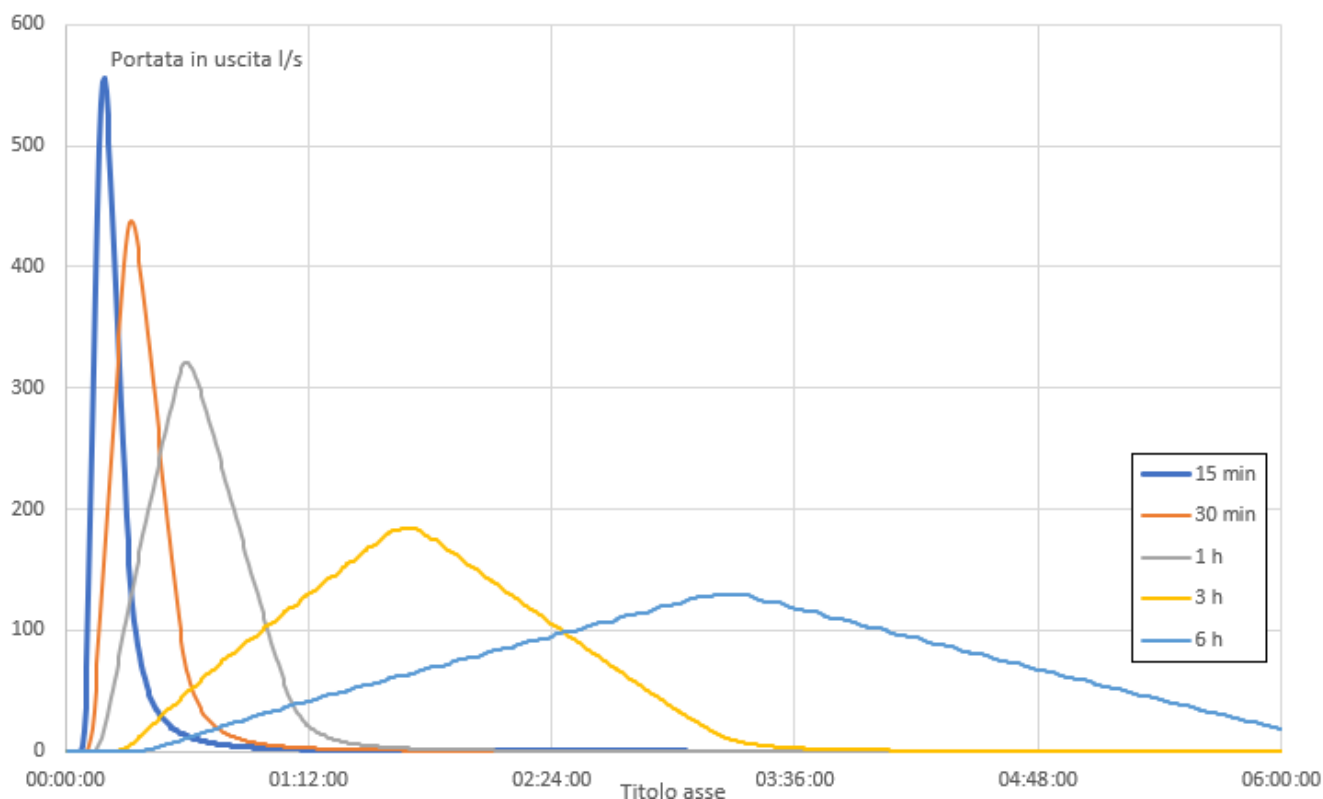


Figura 5-5 Portate in uscita dall'impianto fognario della Stazione Terna

Durata	15 min	30 min	1 h	3 h	6 h
Qmax (l/s)	555.85	438.56	321.54	185.51	129.81

Tabella 5-4 Portate massime in uscita dall'impianto per le durate considerate (nodo J27)

Per i vari input meteorici, i riempimenti che si verificano nei nodi della rete sono riportati in Tabella 5-5. Il riempimento massimo si verifica per la precipitazione di durata 15 minuti (per la quale si verifica anche il massimo della portata in uscita) in corrispondenza dei nodi J19 e J20 con un riempimento pari al 69.5% della sezione.

In considerazione dei risultati ottenuti si riscontra come il tempo di corrivazione del bacino sia più prossimo ai 15 minuti, per il quale si verifica l'evento relativamente più gravoso.

Nodo	15 min		30 min		1 ora		3 ore		6 ore	
	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%
J1	0.26	54.7	0.22	46.3	0.19	40.0	0.14	29.5	0.12	25.3
J2	0.26	54.7	0.22	46.3	0.19	40.0	0.14	29.5	0.12	25.3
J3	0.26	54.7	0.22	46.3	0.19	40.0	0.14	29.5	0.12	25.3
J4	0.25	52.6	0.22	46.3	0.18	37.9	0.14	29.5	0.12	25.3
J5	0.24	50.5	0.21	44.2	0.18	37.9	0.13	27.4	0.11	23.2
J6	0.38	47.5	0.31	38.8	0.25	31.3	0.16	20.0	0.12	15.0
J7	0.3	63.2	0.26	54.7	0.22	46.3	0.16	33.7	0.14	29.5
J8	0.3	63.2	0.26	54.7	0.22	46.3	0.16	33.7	0.14	29.5
J9	0.3	63.2	0.26	54.7	0.22	46.3	0.16	33.7	0.14	29.5
J10	0.28	58.9	0.25	52.6	0.21	44.2	0.16	33.7	0.13	27.4
J11	0.43	53.8	0.36	45.0	0.29	36.3	0.2	25.0	0.17	21.3
J12	0.45	56.3	0.38	47.5	0.31	38.8	0.22	27.5	0.18	22.5



J13	0.47	58.8	0.4	50.0	0.33	41.3	0.24	30.0	0.2	25.0
J14	0.48	60.0	0.42	52.5	0.35	43.8	0.26	32.5	0.22	27.5
J15	0.3	63.2	0.27	56.8	0.23	48.4	0.17	35.8	0.15	31.6
J16	0.32	67.4	0.28	58.9	0.24	50.5	0.18	37.9	0.15	31.6
J17	0.32	67.4	0.29	61.1	0.24	50.5	0.18	37.9	0.15	31.6
J18	0.33	69.5	0.29	61.1	0.25	52.6	0.18	37.9	0.15	31.6
J19	0.33	69.5	0.29	61.1	0.25	52.6	0.18	37.9	0.15	31.6
J20	0.3	63.2	0.24	50.5	0.2	42.1	0.15	31.6	0.12	25.3
J21	0.3	63.2	0.24	50.5	0.2	42.1	0.15	31.6	0.12	25.3
J22	0.3	63.2	0.24	50.5	0.2	42.1	0.15	31.6	0.12	25.3
J23	0.29	61.1	0.24	50.5	0.2	42.1	0.14	29.5	0.12	25.3
J24	0.29	61.1	0.24	50.5	0.19	40.0	0.14	29.5	0.12	25.3
J25	0.27	56.8	0.22	46.3	0.19	40.0	0.14	29.5	0.12	25.3
J26	0.44	55.0	0.37	46.3	0.31	38.8	0.22	27.5	0.18	22.5
J27	0.45	56.3	0.4	50.0	0.34	42.5	0.25	31.3	0.21	26.3

Tabella 5-5 Riempimenti massimi nei nodi della rete fognaria per i vari input meteorici

5.3.1.2 Rete Fognaria Sottostazione Elettrica

Il sistema fognario della Sottostazione Elettrica (Figura 5-6) è composto da 3 collettori circolari in PVC di diametro interno 0.3804 m e spessore 9.8 mm.

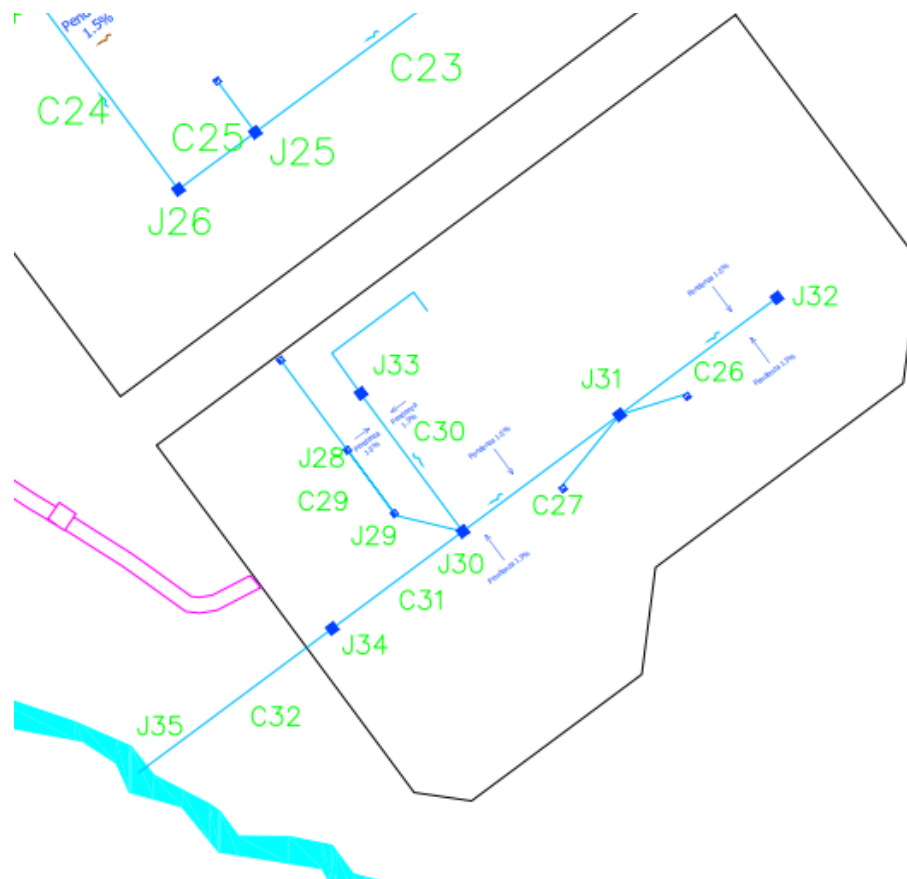


Figura 5-6 Impianto fognario Sottostazione Elettrica

Le quote dei nodi ed i rispettivi ricoprimenti sono stati calcolati a partire dal punto di scarico della fognatura, ad una quota di 431.8 m s.l.m. Per tutte le condotte in PVC si è sempre cercato di garantire un ricoprimento di almeno 0.9 m per proteggere le tubazioni dalle sovrappressioni indotte dal passaggio dei mezzi specializzati in servizio alla stazione. Le sovrappressioni indotte potrebbero difatti danneggiare le tubazioni, causando schiacciamenti, rotture delle condotte e dei giunti.



Analogamente al progetto fognario della Stazione Terna, le tubazioni sono state dimensionate considerando un riempimento massimo del 70% per tutte le precipitazioni di progetto investigate.

L'impianto fognario non prevede l'installazione di vasche di prima pioggia o altri sistemi di gestione delle acque di prima pioggia. In accordo con le disposizioni dell'art.1 lettera bb) del D.lgs. 152/99 e di quanto contenuto nel capitolo 8 punto I del DGR 286/2005, le acque in uscita dall'impianto non vengono considerate come “scarico” in quanto l'acqua meteorica non va lavare, neanche in modo discontinuo, superfici esterne che potrebbero costituire un fattore di inquinamento della risorsa.

Nodo	Q. scorr. (m s.l.m.)	H max (m)
J32	431.9217	2.0783
J31	431.89	2.11
J33	431.89	2.11
J28	431.884	2.116
J29	431.872	2.128
J30	431.861	2.139
J34	431.837	2.163
J35	431.8	

Tabella 5-6 Quote dei nodi della rete

Condotta	D. interno (m)	D. esterno (m)	Lunghezza (m)	Ricoprimenti (m)	Pendenza	Materiale	Coeff. di Manning ($s/m^{1/3}$)
C26	0.3804	0.4	15.85	1.6783	2 per mille	PVC	0.01
C27	0.3804	0.4	14.83	1.71	2 per mille	PVC	0.01
C30	0.3804	0.4	9.2	1.71	2 per mille	PVC	0.01
C29	0.3804	0.4	6.26	1.717	2 per mille	PVC	0.01
C28	0.3804	0.4	5.54	1.728	2 per mille	PVC	0.01
C31	0.3804	0.4	12.22	1.739	2 per mille	PVC	0.01
C32	0.3804	0.4	18.694	1.763	2 per mille	PVC	0.01

Tabella 5-7 Condotte dimensionate della rete fognaria

5.3.1.2.1 Modello di simulazione SWMM

Il modello SWMM della Sottostazione Elettrica (Figura 5-4) è composto da 3 sottobacini caratterizzati dai seguenti parametri:

Sottobacino	Sup (ha)	% imperm	CN	pendenza %
S5	0.06	100	98	1.5
S6	0.02	100	98	1.5
S7	0.1	100	98	1.5

Tabella 5-8 Parametri caratteristici dei sottobacini del modello

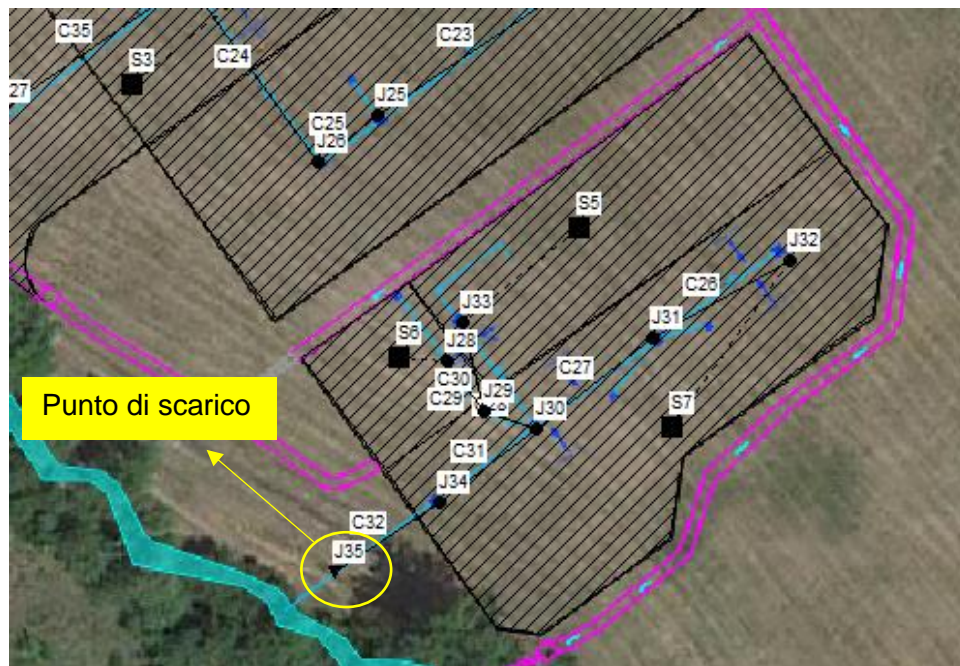


Figura 5-7 Modello SWMM della Sottostazione Elettrica

In corrispondenza del punto di scarico della rete fognaria (nodo J35) l'andamento delle portate è rappresentato in Figura 5-8 con le portate massime di Tabella 5-9.

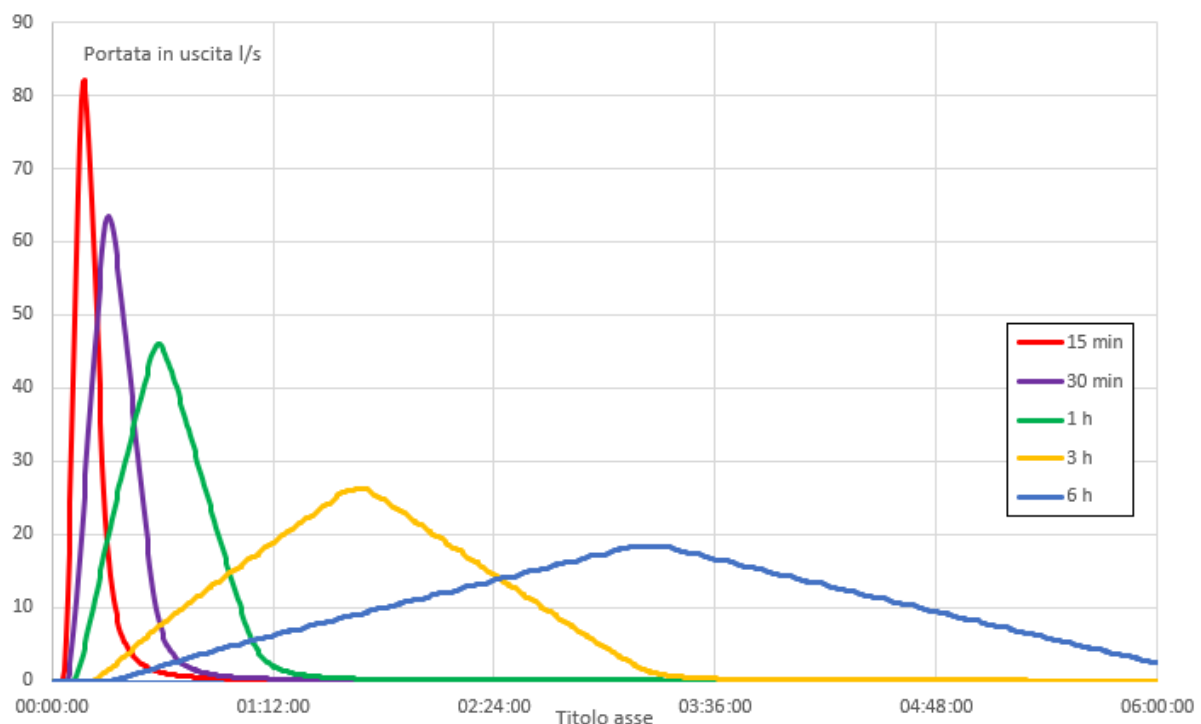


Figura 5-8 Portate in uscita dall'impianto fognario della Sottostazione Elettrica

Durata	15 min	30 min	1 h	3 h	6 h
Qmax (l/s)	82.19	63.57	46.04	26.2	18.32

Tabella 5-9 Portate massime in uscita dall'impianto per le durate considerate (nodo J35)

Per i vari input meteorici, i riempimenti che si verificano nei nodi della rete sono riportati in Tabella 5-10. Il riempimento massimo si verifica per la precipitazione di durata 15 minuti (per la quale si verifica anche il massimo della portata in uscita) in corrispondenza del nodo J30 con un riempimento pari al 63.1% della sezione.



In considerazione dei risultati ottenuti si riscontra come il tempo di corrivazione del bacino sia più prossimo ai 15 minuti, per il quale si verifica l’evento relativamente più gravoso.

Nodo	15 min		30 min		1 ora		3 ore		6 ore	
	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%	Riempim. max (m)	%
J28	0.22	57.8	0.18	47.3	0.15	39.4	0.11	28.9	0.08	21.0
J29	0.23	60.5	0.19	49.9	0.16	42.1	0.12	31.5	0.1	26.3
J30	0.24	63.1	0.2	52.6	0.17	44.7	0.13	34.2	0.11	28.9
J31	0.21	55.2	0.18	47.3	0.15	39.4	0.11	28.9	0.09	23.7
J32	0.19	49.9	0.17	44.7	0.13	34.2	0.1	26.3	0.08	21.0
J33	0.21	55.2	0.18	47.3	0.14	36.8	0.1	26.3	0.08	21.0
J34	0.23	60.5	0.2	52.6	0.17	44.7	0.12	31.5	0.1	26.3
J35	0.21	55.2	0.18	47.3	0.15	39.4	0.11	28.9	0.1	26.3

Tabella 5-10 Riempimenti massimi nei nodi della rete fognaria per i vari input meteorici

5.3.2 Modellazione Rio Cà Nuova

5.3.2.1 Delimitazione del Bacino Idrografico del Rio Cà Nuova

La Delimitazione del Bacino Idrografico del Rio Cà Nuova (Figura 5-9, Figura 5-10, Figura 5-11 e Figura 5-12) è stata definita tramite algoritmi presenti in ambiente GIS che, sulla base del DTM dell’area in oggetto, permettono di individuare le linee di crinale restituendo diversi DTM. In Figura 5-9 è rappresentata la sovrapposizione delle opere di progetto con il DTM rappresentativo del parametro “valley depth” (restituito dall’algoritmo utilizzato), calcolato come la differenza fra la quota del crinale interpolato e la quota terreno puntuale contenuta nel DTM di input. In blu nella stessa figura è rappresentato il bacino idrografico del Rio Cà Nuova, delimitato sul DMT precedentemente descritto tenendo in considerazione delle approssimazioni dovute al processo di calcolo ed all’utilizzo di un DTM di input di risoluzione spaziale 5 m.

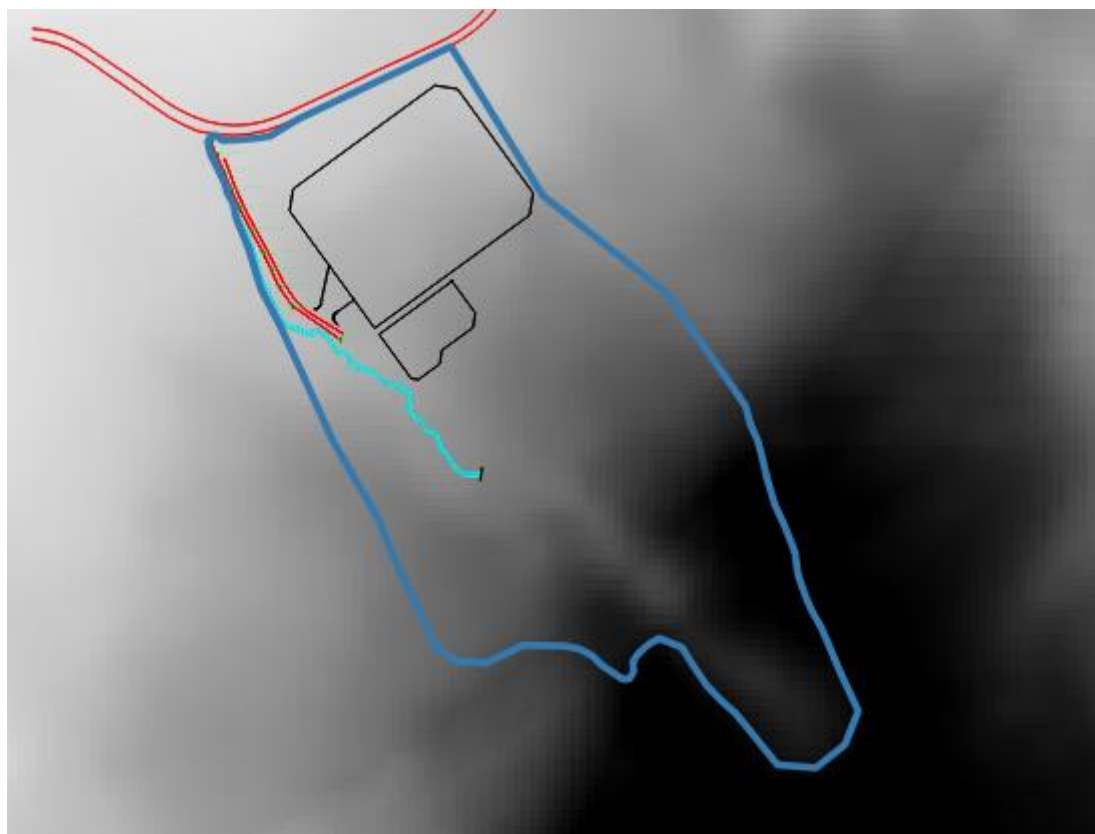


Figura 5-9 Opere di progetto sovrapposte a DTM “Valley depth”



Si sottolinea come, in riferimento alla bassa risoluzione spaziale del DTM a disposizione in rapporto all'area in oggetto, l'utilizzo di algoritmi di tipo “Flow Direction” o “Flow Accumulation” per la determinazione delle linee di deflusso e delle aree contribuenti al deflusso avrebbe portato a risultati non ottimali ed a tempi computazionali decisamente più elevati rispetto il metodo utilizzato.

Le elaborazioni condotte portano alla ricostruzione di un bacino di circa 96000 m², caratterizzato dal punto di vista idraulico da 3 tipi di suolo: Aree Boscate, Aree coltivate e Prati.

In riferimento al metodo SCS per la valutazione delle perdite idrologiche i 3 tipi di terreno, considerati di classi idrologica C, sono caratterizzato da valori di CN differenti (Tabella 5-11).

Tipo di Suolo	Superficie (ha)	CN(II)	Classe Idrologica
Aree Boscate	2.82	70	C
Aree Coltivate	4.23	88	C
Prati	0.83	71	C

Tabella 5-11 Parametri CN per i tipi di suolo individuati

In accordo alle disposizioni dello “United States Department of Agriculture” il terreno viene definito come di classe idrologica C quando caratterizzato da elevato potenziale di deflusso superficiale e costituito da terreni superficiali caratterizzati da percentuali elevati di argille e colloidali.

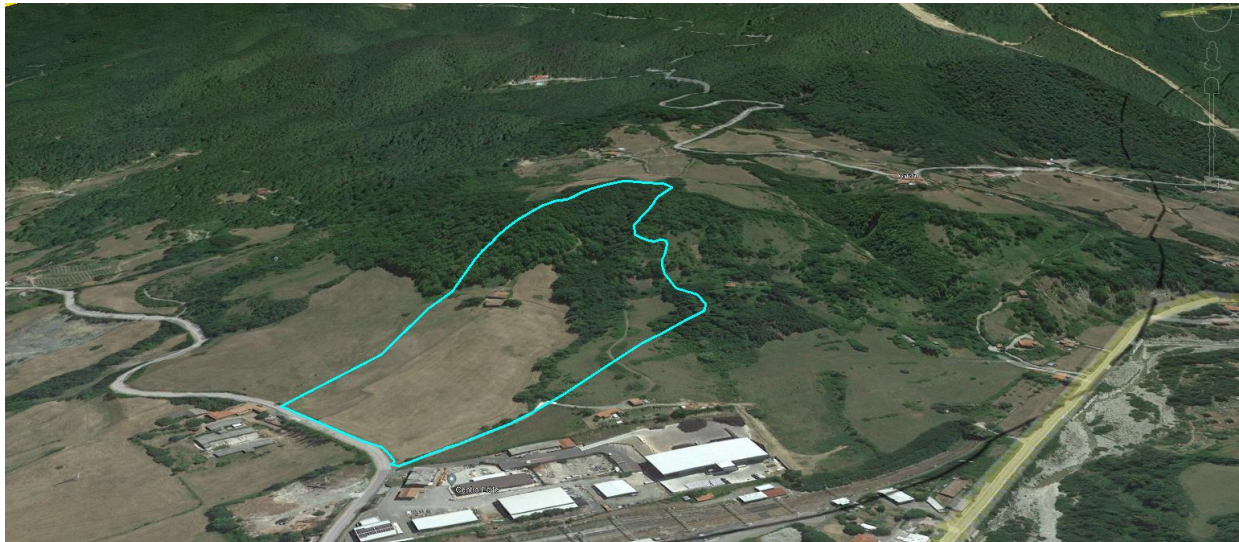


Figura 5-10 Punto di vista 1 del bacino idrografico del Rio Cà Nuova

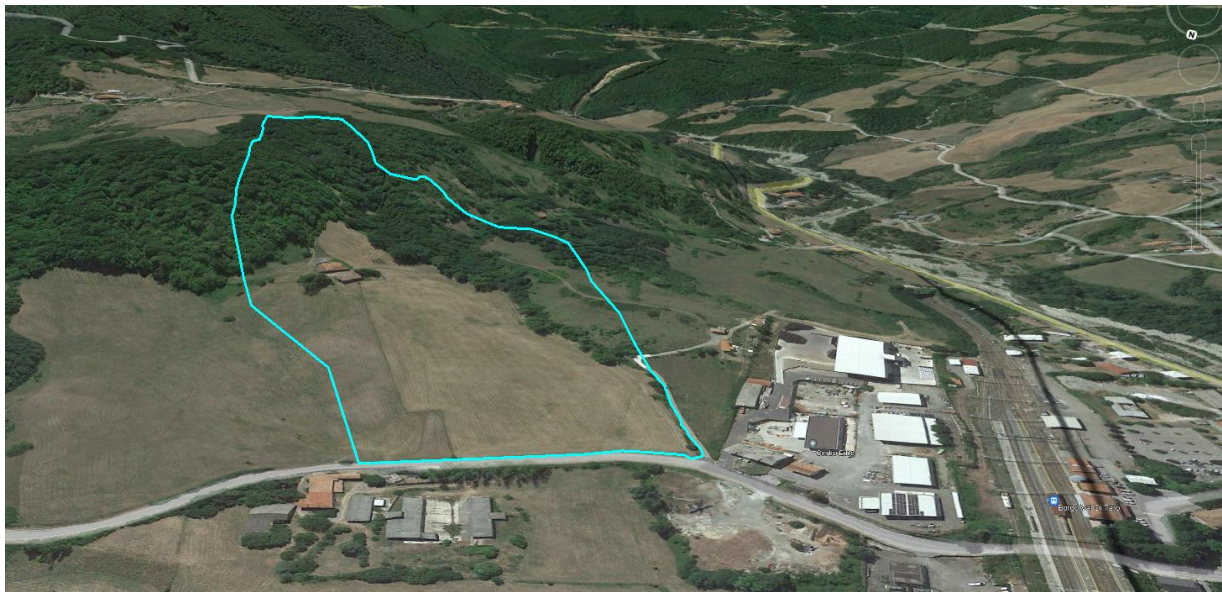


Figura 5-11 Punto di vista 2 del bacino idrografico del Rio Cà Nuova

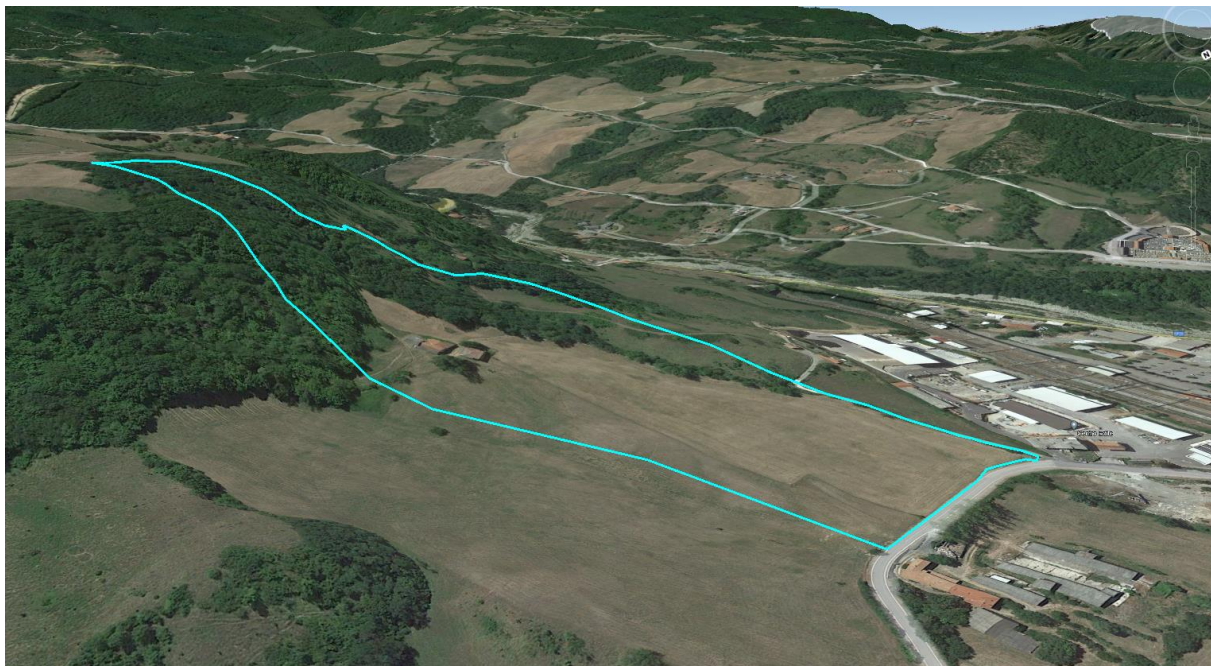


Figura 5-12 Punto di vista 3 del bacino idrografico del Rio Cà Nuova

5.3.2.2 Modello di simulazione SWMM situazione ante operam

Il comportamento del canale demaniale Rio Cà Nuova è stato investigato con gli stessi input meteorici utilizzati per il dimensionamento delle fognature delle due stazioni sul bacino idrografico definito nel capitolo precedente. Nella situazione attuale in corrispondenza del punto di intersezione con la rete stradale, il canale viene intubato per un tratto di circa 400 m fino al punto di scarico nel torrente Tarodine. La tubazione di riferimento è di forma circolare e caratterizzata da un diametro interno di 0.8 m.

L'andamento della portata scaricata dal Rio demaniale nel collettore è raffigurato in Figura 5-13 con le portate massime riportate in Tabella 5-12.

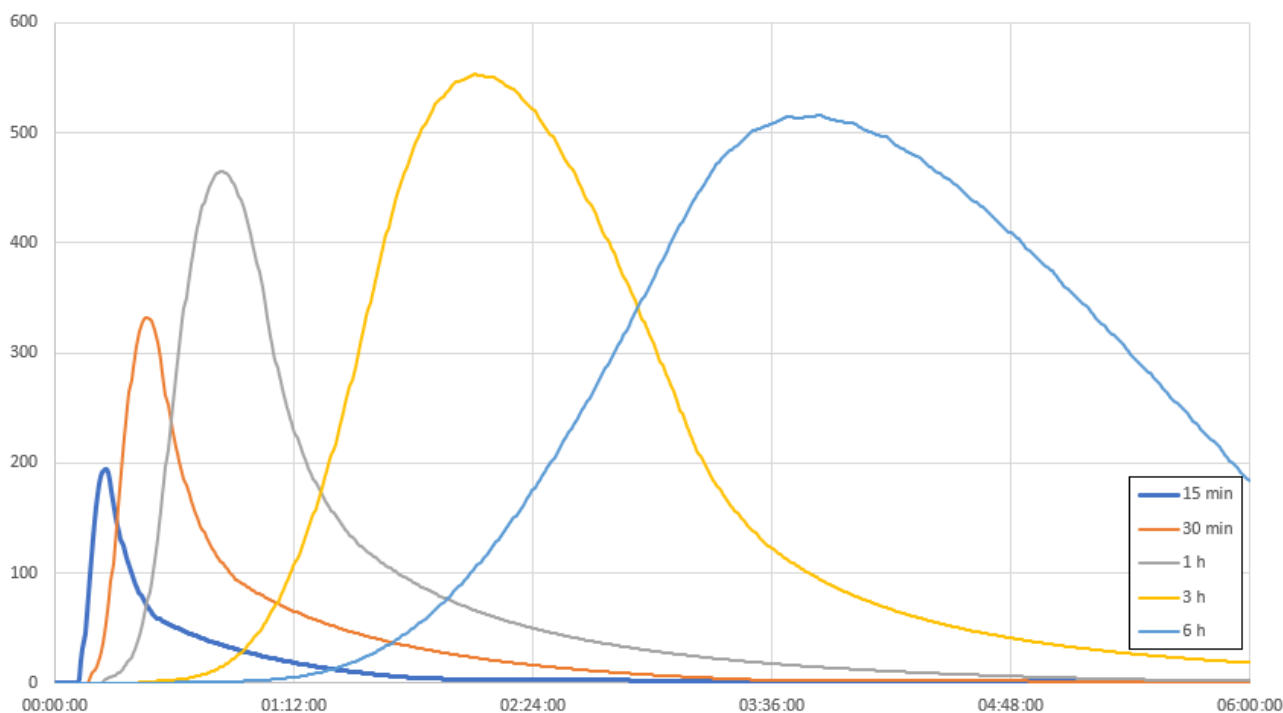


Figura 5-13 Portate convogliate dal Rio Cà Nuova per diversi input meteorici



Tabella 5-12 Portate massime transitanti all'interno del Rio Cà Nuova



J1	426.169 m s.l.m	C10	37.57 m
J2	422.034 m s.l.m	C9	14.86 m
J3	420.587 m s.l.m	C8	9.81 m
J4	419.552 m s.l.m	C7	10.39 m
J5	418.439 m s.l.m	C6	15.09 m
J6	416.892 m s.l.m	C5	16.64 m
J7	415.576 m s.l.m	C4	11.79 m
J8	414.748 m s.l.m	C3	11.85 m



J9	413.928 m s.l.m	C2	11.72 m
J10	413.276 m s.l.m	C1	7.29 m
J11	412.831 m s.l.m		

Tabella 5-13 Talweg Rio Ca Nuova

5.3.2.2.1 Verifica del collettore esistente

In mancanza di dati topografici ed altimetrici approfonditi, la verifica del collettore esistente è stata condotta in condizione di moto uniforme ipotizzando classi di gradiente comprese fra il 2% ed il 2 per mille. La portata di verifica è 553.74 l/s, corrispondente al massimo della portata transitante nel Rio Cà Nuova per precipitazione di durata 3 h (Tabella 5-12).

Q_{max} (l/s)	553.74
K_s ($m^{\frac{1}{3}}/s$)	80
D (m)	0.8
A (m²)	0.502
R (m)	0.2

Tabella 5-14 Caratteristiche collettore esistente

Nel campo della progettazione di sistemi fognari si considerano ottimali i valori di riempimento (h/d) compresi fra 0.65 e 0.75 con velocità ottimali comprese fra i 0.5 m/s ed i 2 m/s. In genere una velocità tra i 0.6 e 0.9 m/s è sufficiente per evitare la sedimentazione nel caso di un carico non elevato di solidi sospesi. Il valore minimo della velocità per evitare la crescita di vegetazione dipende dalla qualità dell'acqua trasportata ed è generalmente minore per le acque torbide rispetto quelle chiare e trasparenti, per le quali è sufficiente che sia maggiore di 0.75 m/s. Nel caso di condotte o alvei non erodibili si possono eventualmente superare i 2 m/s, purché non vi siano pericoli di stabilità dell'opera, per esempio dovute a spinte su punti singolari della condotta o scalzamento degli elementi del rivestimento.

i	Q_r (l/s)	Q/Q_r	h/d	V/V_r	V (m/s)
1 per mille	434.89	1.27	>1	>1	0.87
1.5 per mille	532.63	1.04	>1	>1	1.07
2 per mille	615.03	0.90	0.742	1.13	1.4
10 per mille	1375.24	0.4	0.441	0.94	2.75
20 per mille	1944.89	0.28	0.364	0.86	3.34

Tabella 5-15 Verifiche in moto uniforme del collettore esistente

Dall'osservazione dei risultati (Tabella 5-15) si riscontra come i valori di riempimento ottimali si verificano esclusivamente per pendenze prossime al 2 per mille. Pendenze inferiori presentano invece valori di riempimento eccessivi (h/d > 1, condotta in pressione) e velocità ridotte che potrebbero causare il deposito del materiale granulare più grossolano. Per le sezioni circolari il valore massimo della portata si ha per un'altezza idrica pari a 0.94 D ed è circa pari a 1.076 volte la portata a massimo riempimento. Il valore massimo della velocità si ha per un'altezza idrica pari a 0.81 D ed è circa pari a 1.14 volte la velocità a massimo riempimento.

Importante considerare come la portata di verifica non tenga in considerazione della portata derivante dalla rete di drenaggio stradale e dai sistemi di drenaggio urbano che scaricano le acque meteoriche nel collettore, la verifica rappresenta pertanto una sottostima della situazione reale. A seguito di tali considerazioni si può perciò affermare come la computazione di tali portate potrebbe portare a livelli di riempimento eccessivi oltre il campo ottimale di progettazione, il collettore presente si considera pertanto sottostimato (e pertanto inadeguato) per il conferimento delle portate considerate.

5.3.2.3 Verifica dello scatolare di progetto

Sulla base delle conclusioni riportate nel capitolo precedente, il collettore presente necessita di operazioni di adeguamento per garantire il conferimento delle portate di progetto con livelli di velocità

e riempimento ottimale (Figura 5-15). Nella situazione post operam si verificherà inoltre un incremento della portata scaricata, data dall'impermeabilizzazione del terreno necessario per la realizzazione della Stazione Terna e della Sottostazione Utente. In sostituzione del collettore si prevede la realizzazione di uno scatolare quadrato in cls di lato interno 1.5 m che garantirà il conferimento delle portate di progetto con riempimenti e velocità consoni ai valori ottimali di progettazione.

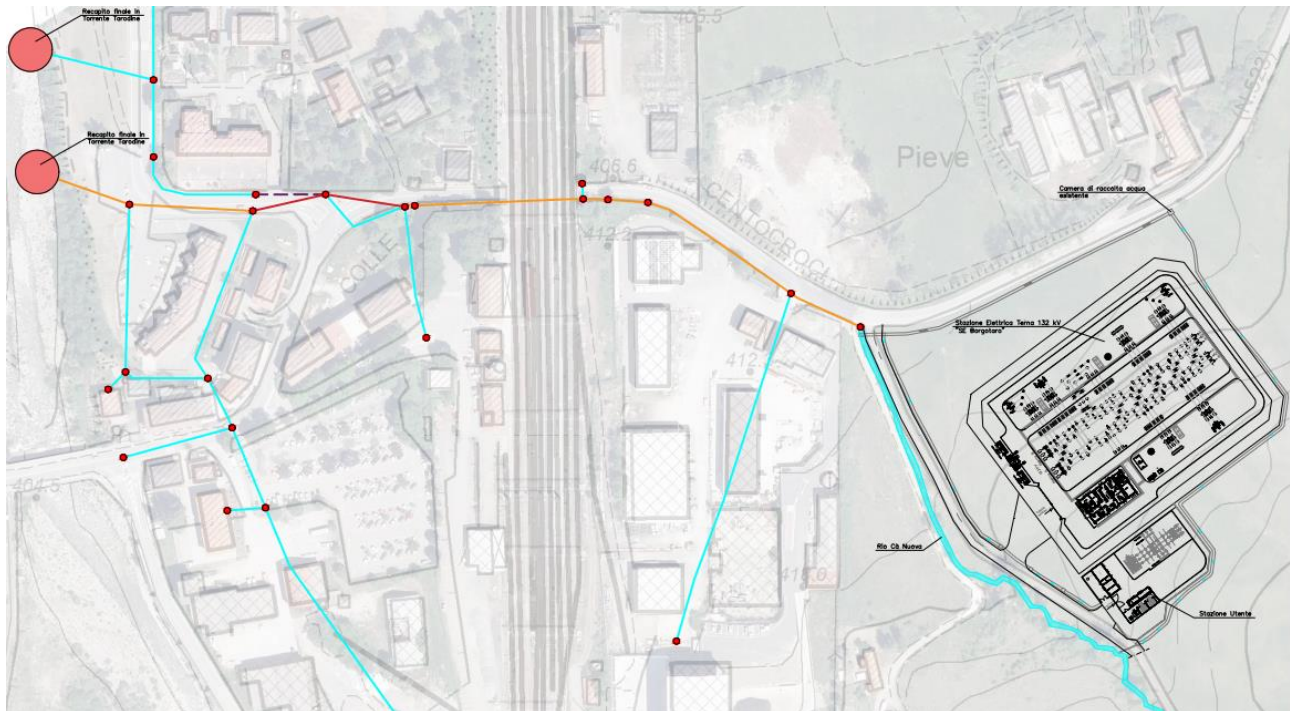


Figura 5-15 Interventi di adeguamento e sostituzione fognatura esistente

La portata di verifica del collettore è stata determinata considerando la contemporaneità dei picchi di portata scaricata dal bacino del canale demaniale Rio Ca Nuova e dai sottobacini impermeabilizzati della Stazione Terna e della Sottostazione Utente. Tale ipotesi risulta altamente cautelativa in quanto i picchi di portata scaricata non sono contemporanei (Figura 5-16), in quanto riferiti a bacini con diverso tempo di corrivazione. Il tempo di corrivazione del bacino del Rio Cà Nuova risulta difatti pari a circa 3 ore, mentre il tempo di corrivazione dei sottobacini impermeabilizzati si attesta sui 15 minuti. La portata di verifica (data dalla somma dei massimi in uscita dai 3 bacini) si considera perciò pari a 1191.78 l/s.

Anche in questo caso non conoscendo il preciso andamento altimetrico del terreno, la verifica dello scatolare è stata condotta in moto uniforme calcolando la massima portata che può essere convogliata dallo stesso per diversi valori di pendenza adottando un franco di sicurezza pari al 25% dell'intera sezione. L'altezza idraulica massima all'interno dello scatolare si considera pertanto pari a 1.13 m. Il franco di sicurezza ha la funzione non solo di margine di sicurezza sulle altezze idriche, le quali possono essere differenti da quelle di progetto sia per effetto di fenomeni di moto vario sia per le incertezze del metodo di calcolo, ma anche, nel caso di condotte chiuse, di spazio libero per l'alimentazione di aria. Se tale alimentazione non fosse sufficiente potrebbero verificarsi fenomeni di depressione della corrente con conseguente funzionamento irregolare.

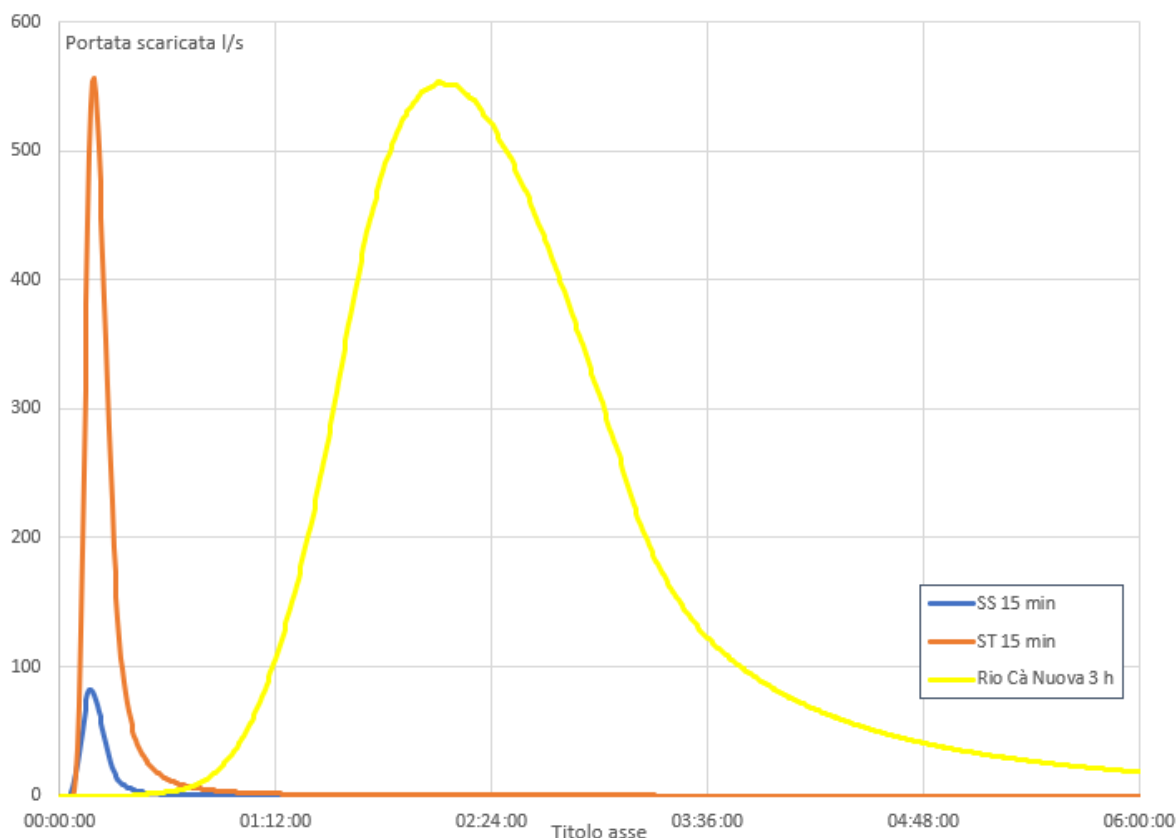


Figura 5-16 Portate in uscita dai 3 bacini

Le caratteristiche dello scatolare sono riportate nella tabella seguente:

b	1.5 m
h	1.13m
A	1.6875 m ²
P	3.75 m
ks	65 m ^{1/3} /s
R	0.45 m

Tabella 5-16 Caratteristiche dello scatolare di progetto

	i	V (m/s)	Q (l/s)
1 per mille	0.001	1.21	2036.88
1.5 per mille	0.0015	1.48	2494.66
2 per mille	0.002	1.71	2880.58
5 per mille	0.005	2.70	4554.60
10 per mille	0.01	3.82	6441.18
20 per mille	0.02	5.40	9109.21

Tabella 5-17 Portate massime convogliate dallo scatolare

Da Tabella 5-17 si riscontra come per tutti i valori di pendenza esaminata la portata massima convogliata dallo scatolare è sempre maggiore alla portata di verifica (pari a 1191.78 l/s). Si sottolinea ulteriormente come tutte le portate siano state calcolate considerando un franco di sicurezza pari al 25% dell'intera altezza ($h=1.13$), per un'area bagnata di 1.6875 m^2 ed un perimetro bagnato di 3.75 m .

5.4 Dimensionamento degli attraversamenti

Le dimensioni degli attraversamenti sono state determinate considerando il caso più sfavorevole costituito dall'attraversamento del tratto iniziale del Rio di Cravile in vicinanza all'aerogeneratore BT04, estendendo i risultati ottenuti a tutti gli altri rii ed impluvi.

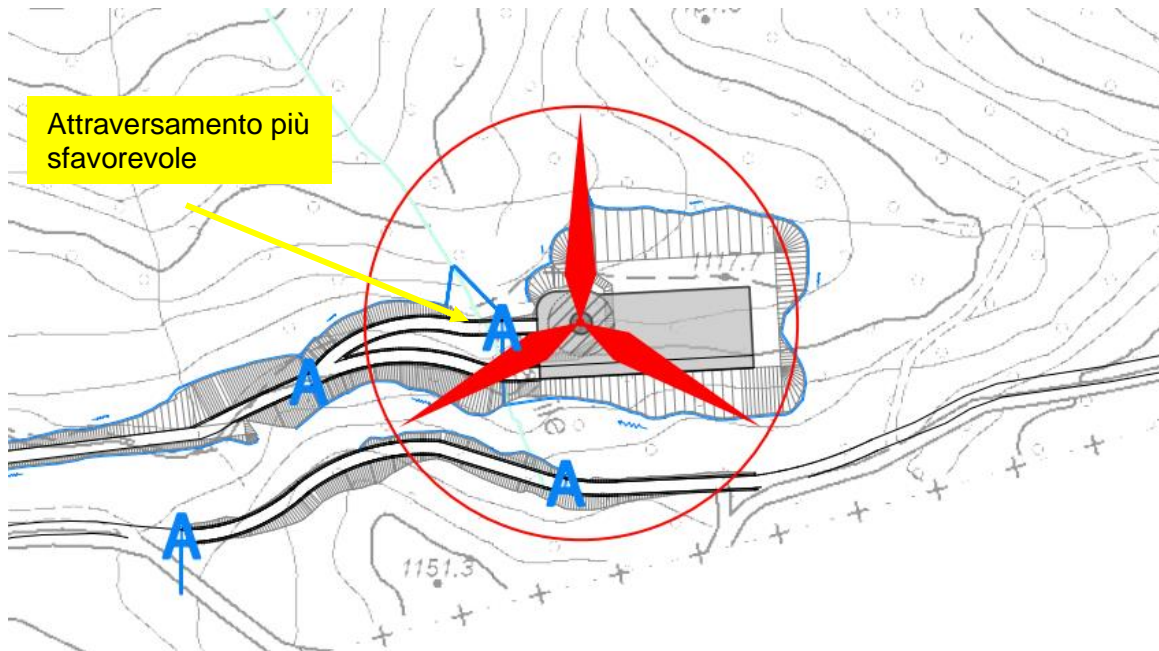


Figura 5-17 Attraversamento più sfavorevole

5.4.1 Identificazione sottobacino Rio di Cravile alla sezione di chiusura

La delimitazione del bacino idrografico del Rio di Cravile è stata condotta in ambiente GIS tramite algoritmi che permettono l'individuazione delle linee di crinale sulla base del DTM dell'area in oggetto. Il sottobacino a monte dell'attraversamento è stato poi delimitato sulla base delle curve di livello presenti ottenendo una superficie di 78181 m², dei quali 42915 m² considerati boscati ed i restanti prateria.



Figura 5-18 Bacino Rio di Cravile (blu) e sottobacino a monte dell'attraversamento (giallo)



Figura 5-19 Bacino e sottobacino individuati (vista 2)

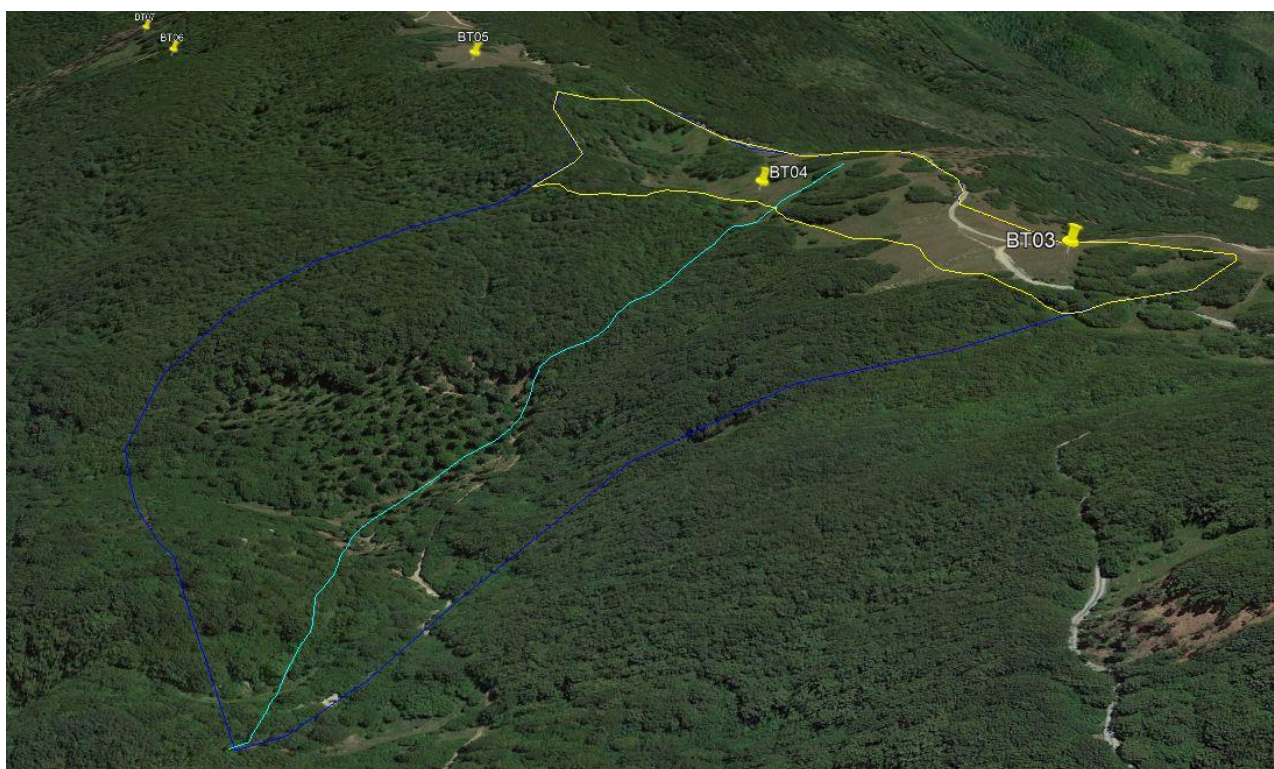


Figura 5-20 Bacino e sottobacino individuati (vista 3)

5.4.2 Calcolo delle portate critiche

La portata critica in corrispondenza dell'attraversamento è stata calcolata con il metodo di corrivazione (curva aree-tempi lineare e piogge costanti).

$$q_c(T) = \frac{1}{3,6} C \cdot i(T, t_c) \cdot A_{tot}$$



Dove nella formula $i(T, t_c)$ è l'intensità di pioggia pari al tempo di corrivazione del sottobacino per assegnato tempo di ritorno T e C è un coefficiente di proporzionalità adimensionale ($0 < C \leq 1$) che assume il significato di coefficiente di afflusso (*runoff coefficient*) che tiene conto di tutti fenomeni per i quali la portata di deflusso è inferiore alla portata di pioggia (es. perdite idrologiche, ragguaglio all'area, ecc.). Quest'ultimo può essere scritto come:

$$C = \varphi(T) \cdot ARF$$

Dove $\varphi(T)$ è il coefficiente di afflusso ed ARF è il coefficiente di ragguaglio sull'area (ipotizzato pari a 0.99 vista la superficie di bacino ridotta).

Tempo di ritorno (anni)	20	50	100
a (mm/ora⁻ⁿ)	50.269	60.341	66.265
n	0.4669	0.4757	0.4786
Parametri ragguagliati			
a (mm/ora⁻ⁿ)	49.766	59.737	66.602
n	0.4669	0.4757	0.4786

Tabella 5-18 Parametri ragguagliati

5.4.2.1 Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione del sottobacino è stato calcolato tramite l'utilizzo di 3 formule empiriche:

- 1) Formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A_{tot}} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{z'}}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km²), L è la lunghezza dell'asta principale (km) e z' è l'altitudine media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

Dall'utilizzo della formula di Giandotti si ricava un tempo di corrivazione di 0.384 h, pari a 23.07 minuti.

- 2) Formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108}{\sqrt{i_a}} (A_{tot} \cdot L)^{1/3}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km²) ed i_a è la pendenza media dell'asta principale (-) calcolata in questo caso con la formula di Taylor-Schwartz sulla base dell'andamento altimetrico del corso d'acqua.

Dall'utilizzo della formula di Giandotti si ricava un tempo di corrivazione di 0.33 h, pari a 19.83 minuti.

- 3) Formula di Tournon:

$$t_c = 0.396 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \left(\frac{A_{tot}}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{i_a}}{\sqrt{i_b}} \right)^{0.72}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km²), L è la lunghezza dell'asta principale (km), i_a è la pendenza media dell'asta principale (-) e i_b è la pendenza media del bacino.



Dall'utilizzo della formula di Giandotti si ricava un tempo di corrivazione di 0.506 h, pari a 30.35 minuti.

Il tempo di corrivazione impiegato è stato calcolato come media dei 3 valori ricavati dalle formule empiriche, ottenendo un tempo di corrivazione di 0.407 h corrispondente a 24.42 minuti.

5.4.2.2 Calcolo delle perdite idrologiche

Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso e finisce nella rete di drenaggio concorrendo alla formazione delle portate di piena: questa parte viene chiamata precipitazione netta e lo ietogramma corrispondente ietogramma netto. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette perdite idrologiche, dovute a vari fenomeni come l'evaporazione, l'intercettazione vegetale, la formazione sulla superficie del bacino di un velo idrico, l'immagazzinamento in avvallamenti superficiali isolati che non producono deflusso, l'infiltrazione nel terreno ecc.

Il fenomeno più importante dal punto di vista quantitativo è l'infiltrazione, influenzante la dinamica temporale dell'evento di piena sulle superfici permeabili. Il modello di infiltrazione utilizzato è quello proposto dal *Soil Conservation Service* (SCS), denominato “*Curve Number*” (CN-SCS).

Tutti i suoli vengono considerati di classe idrologica C a potenzialità di deflusso moderatamente elevata. Essi comprendono suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali con scarsa capacità di infiltrazione e saturazione. Le condizioni precedenti la precipitazione vengono considerate molto umide (tipo III), i valori di CN vengono pertanto corretti con la relazione:

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

Tipo di terreno	Area (m ²)	Classe idrologica	CN II	CN III
Aree boscate	42915	C	70	84.29
Praterie	35266	C	86	93.39

Tabella 5-19 Parametri CN utilizzati

Il parametro CN III complessivo dell'intero sottobacino calcolato come media pesata sui due tipi di area è pari a 88.4.

Tempo di ritorno (anni)	25	50	100
T _c (h)	0.407	0.407	0.407
Pioggia totale (mm)	32.7	38.95	43.315
Pioggia efficace (mm)	11.41	15.88	19.18
Φ (-)	0.35	0.4	0.44

Tabella 5-20 Coefficienti di afflusso calcolati

5.4.2.3 Calcolo portate di piena e dimensionamento attraversamenti

Sulla base dei risultati precedentemente riportati è stato possibile calcolare le portate di piena del Rio di Cravile per i tempi di ritorno investigati:

Tempo di ritorno (anni)	25	50	100
Q _c (m ³ /s)	0.603	0.84	1.014
Q _c (l/s)	603	850	1014

Tabella 5-21 Portate di piena calcolate per i vari tempi di ritorno

Gli attraversamenti saranno realizzati con la messa in opera di condotte di calcestruzzo circolari DN100 che, con una pendenza del 5%, considerando un coefficiente di scabrezza di Strickler di 65 e grado di riempimento h/d del 70%, sono in grado di smaltire una portata di 3791.756 l/s. La portata convogliabile risulta notevolmente superiore rispetto quelle calcolate per i vari tempi di ritorno, il dimensionamento risulta dettato principalmente da esigenze legate alla necessità di consentire, durante l'esercizio del parco, le opere di manutenzione degli attraversamenti ed alla possibilità di



soportare parziali ostruzioni delle condotte, dovute a trasporto solido elevato, senza che sia impedito il passaggio delle portate in arrivo.



6 Impianto di trattamento dei reflui domestici

Le acque reflue domestiche in uscita dalla Stazione Terna verranno trattate singolarmente ante scarico nel canale recettore Rio Cà Nuova, a sua volta affluente del torrente Tarodine. Si veda PA-Tav. 13.1 e PA-Tav. 13.2 per la rappresentazione planimetrica del sistema di scarico e dell'adeguamento della rete fognaria comunale. Vista la soluzione progettuale intrapresa, gli scarichi saranno considerati come “scarico in corpo idrico superficiale” di insediamenti, installazioni o edifici/nuclei isolati. In riferimento alla realizzazione degli impianti di trattamento varranno le disposizioni dell'art. 4.7 “Scarichi di insediamenti, installazioni o edifici/nuclei isolati” punto IV del D.G.R. 1053/2003. Come definito dallo stesso articolo, i valori limite di emissioni previsti dalla tabella D del D.G.R. “Valori limite di emissione da applicarsi agli scarichi degli insediamenti/nuclei isolati di cui al punto 4.7 con recapito in corpi idrico superficiali” non si applicano agli scarichi derivanti dagli insediamenti, edifici/nuclei isolati di consistenza inferiore a 50 AE. Il titolare dello scarico dovrà comunque garantire nel tempo il corretto stato di conservazione, manutenzione e funzionamento degli impianti ed il rispetto di ogni altra condizione prevista dal procedimento di autorizzazione.

Secondo la definizione contenuta nell'art. 74 comma 1.g del D.lgs. 152/2006, le acque reflue domestiche vengono definite come “Acque reflue provenienti da insediamenti di tipi residenziale e da servizi e derivanti prevalentemente da metabolismo umano e da attività domestiche”. Nonostante questo tipo di acque possano contenere molteplici composti, i contaminanti più comuni che possono peggiorare la qualità dei corpi idrici recettori e creare problemi per l'uso della risorsa idrica da parte dell'uomo, che quindi devono essere eliminati in via prioritaria sono:

- Sostanza organica misurata tramite i coefficienti BOD5 (Richiesta biochimica di ossigeno) e COD (richiesta chimica di ossigeno);
- Solidi sospesi;
- Azoto (N);
- Fosforo (P);
- Microorganismi patogeni (Escherichia coli);

L'impianto di trattamento è stato dimensionato considerando 2 AE, le stazioni previste sono:

1. Degrassatore; costituito da un pozzetto con la funzione di separare oli e grassi vegetali dall'acqua. Tale stazione permetterà inoltre una prima separazione da tensioattivi (detersivi, saponi, ecc.) e schiume. Il degrassatore viene posizionato generalmente a monte dell'impianto con lo scopo di smorzare la turbolenza del flusso in entrata;
2. Fossa Imhoff; costituita da una vasca interrata ispezionabile dall'alto. In essa avrà luogo una prima sedimentazione e depurazione del refluo, con una riduzione dal 30% al 35% del carico inquinante in ingresso e del 55-65% dei solidi sospesi totali;
3. Filtro percolatore aerobico posizionato a valle della fossa Imhoff. Tale sistema di trattamento consente di raggiungere un'elevata efficienza depurativa (superiore a quella del filtro anaerobico) tale da conseguire facilmente il rispetto dei valori di legge per lo scarico in acque superficiali. Le acque reflue vengono immerse attraverso una tubazione orizzontale forata per un'uniforme distribuzione all'interno della massa filtrante, costituita da corpi di riempimento su cui tende a svilupparsi una pellicola di film biologico. Lo scarico della vasca avviene dal fondo attraverso una tubazione orizzontale forata innestata all'interno del manufatto, a valle della vasca verrà posizionata una pompa di rilancio.
4. Sedimentatore finale; utilizzata per garantire la rimozione finale di solidi sospesi grossolani, quali per esempio fanghi parzialmente mineralizzati e digeriti. Come sedimentatore potrà essere utilizzato una vasca Imhoff di dimensioni minori o una vasca a 2/3 scomparti sifonati;

Si veda POR-Tav. 26.1 per la rappresentazione dell'impianto di trattamento dimensionato.



6.1 Dimensionamento delle stazioni di trattamento

6.1.1 Degrassatore

Come definito dalla Tabella A “Definizione e caratterizzazione dei sistemi di trattamento delle acque reflue domestiche derivanti da insediamenti, installazioni ed edifici isolati con recapito diverso dalla rete fognaria” del D.G.R. 1053/2003, il volume del degrassatore si definisce sulla base degli AE asserviti:

AE	Volume (l)
5	250
7	350
10	550
15	1000
20/30	1700
35/45	2500

Tabella 22 AE volume del degrassatore

Il volume minimo del degrassatore dovrà pertanto essere di 0.25 m³.

6.1.2 Fossa Imhoff

Per il corretto dimensionamento della fossa Imhoff si è fatto riferimento alle disposizioni contenute nel D.G.R. 1053/2003 “Direttiva concernente indirizzi per l’applicazione del D.lgs. 11 maggio 1999 n.152 come modificato dal D.lgs. 18 agosto 2000 n. 258 in materia di tutela delle acque dall’inquinamento” e successivamente alla “Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall’inquinamento del 4 febbraio 1977”. In particolare, le fosse Imhoff sono costituite da due diversi comparti: un comparto di sedimentazione in testa ed un comparto di digestione fanghi sottostante. I due comparti sono idraulicamente collegati tra loro tramite l’opportuna sagomatura a tramoggia del comparto di testa e la presenza di setti interni. Nel comparto di testa (comparto di sedimentazione) avviene la separazione gravimetrica dei solidi sospesi sedimentabili ed una prima separazione da oli, tensioattivi e schiume, che tendono ad accumularsi sulla superficie del comparto. I solidi sedimentabili convergono per gravità al comparto di digestione anaerobica, dove si ispessiscono con una diminuzione di volume del 50% e subiscono un processo di degradazione anaerobica riducendone il carico inquinanti ed il contenuto di solidi sospesi. Come contenuto nella Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dell’inquinamento del 4 febbraio 1977 “Come valori medi del comparto di sedimentazione si hanno circa 40-50 l per utente; in ogni caso, anche per le vasche più piccole, la capacità non dovrebbe essere inferiore a 250-300 l complessivi”. Il volume minimo del comparto di sedimentazione dovrà pertanto essere di 0.25 m³.

Analogamente dalla deliberazione “Per il comparto del fango si hanno 100-120 l pro capite in caso di due estrazioni all’anno; per le vasche più piccole è consigliato adottare 180-200 l pro capite con un’estrazione all’anno [...]”. In questo caso il volume minimo del comparto del fango dovrà essere di 0.36 m³ (un’estrazione annua).

6.1.3 Filtro batterico aerobico

Il filtro è costituito da ghiaia di pezzatura variabile o altro materiale sintetico ad elevata superficie di contatto sostenuto da una piastra forata in materiale anticorrosivo. I criteri di dimensionamento sono analoghi a quelli del filtro anaerobico, il volume della massa filtrante è proporzionale agli AE serviti in ragione di 1 m³. Per questi filtri non sono auspicabili altezze inferiori ad 1 m. Il volume minimo del filtro batterico aerobico sarà di 2 m³ con un’altezza di progetto di 1.8 m.

6.2 Titolo Autorizzativo Pertinente – Autorizzazione allo scarico

Con la L.R. 3/99 e successive modifiche la Regione Emilia-Romagna ha provveduto a ridisciplinare le competenze fra gli Enti locali per l’autorizzazione agli scarichi di acque reflue. Al Comune compete il rilascio dell’autorizzazione allo scarico di acque reflue domestiche in corpi idrici superficiali e nel



suolo. Le Province ed i Comuni definiscono in accordo con le rispettive Sezioni Provinciali ARPA gli ambiti e le modalità dell'attività di supporto tecnico da svolgersi da parte delle stesse Sezioni per il rilascio ed il rinnovo delle autorizzazioni allo scarico, in coerenza con quanto previsto dall'Accordo di Programma - ex art. 3 L.R. 44/95, approvato con Decreto del Presidente della Giunta Regionale n. 53 del 12 marzo 2002. Sono fatte salve le prescrizioni contenute nel parere espresso dall'ARPA.