

Comune
di Monterenzio



Regione Emilia-Romagna



Città Metropolitana di
Bologna



CITTÀ
METROPOLITANA
DI BOLOGNA

Committente:

RWE

RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.
via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma
P.IVA/C.F. 06400370968

Titolo del Progetto:

PARCO LION STONE

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

N° Documento:

PELI-P04

ID PROGETTO:	PELI-P	DISCIPLINA:	C	TIPOLOGIA:	EI	FORMATO:	A4
--------------	--------	-------------	---	------------	----	----------	----

Elaborato:

(R) - ELABORATI TECNICO DESCRITTIVI
RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

FOGLIO:	1 di 1	SCALA:	-	Nome file:	PELI-P04-0
---------	--------	--------	---	------------	------------

Progettazione:



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy

Progettisti:

(Ing. Mariano Galbo)



Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
0	03/2024	PRIMA EMISSIONE	MG	VF	EG

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO	5
2.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	5
2.2	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	8
2.2.1	<i>Interazione tra le opere ed i bacini idrografici</i>	8
2.2.2	<i>Interferenze del cavidotto con il reticolo idrografico</i>	10
2.3	GEOLOGIA	10
2.4	USO DEL SUOLO	11
3	PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE	13
3.1	APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE.....	13
3.2	INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO	14
3.3	OPERE IDRAULICHE	15
4	INFORMAZIONE IDROLOGICA	20
4.1	METODO TCEV	20
4.2	SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO.....	25
4.3	CALCOLO DELLA C.P.P.....	26
4.4	SUPERFICI DI INFLUENZA	28
5	MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI	30
5.1	METODO DEL CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO	30
5.2	METODO PER LA STIMA DELLE SUPERFICI SCOLANTI	34
5.3	STIMA DEL CURVE NUMBER (CN).....	35
6	VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE	36
6.1	VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA	36
6.2	VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEL RETIKOLO IDROGRAFICO.....	41
6.2.1	<i>Caratteristiche dei bacini e portata di progetto</i>	42
6.2.2	<i>Calcolo idraulico</i>	43
6.3	VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEI PUNTI DI SCARICO	47

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Lion Stone" composto da 7 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 7,2 MW, per una potenza complessiva di 50,4 MW, ubicato nel comune di Monterenzio (BO) e proposto dalla società RWE Renewables Italia S.r.l., con sede legale in Via Andrea Doria, n.41/G, 00192 Roma.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 7,2 MW, con diametro rotore fino a 172 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto. Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori sono *la Collina del Falchetto (PELI-01, PELI-02, PELI-03)* e *Monte Renzio (PELI-04, PELI-05, PELI-06, PELI-07)*. Oltre che dagli aerogeneratori e opere civili connesse, il parco eolico si compone delle seguenti infrastrutture elettriche:

- *cavidotto interno: sistema di cavidotti interrati 36 kV di collegamento tra gli aerogeneratori*
- *cavidotto esterno: cavo 36kV di collegamento tra la cabina utente 36 kV e lo stallo di arrivo produttore a 36 kV su una nuova Stazione Elettrica (SE) 380/36 kV della RTN.*
- *edificio di consegna (cabina utente 36 kV).*

La presente relazione (i) analizza l'interazione tra le opere in progetto ed il reticolo idrografico esistente e (ii) descrive l'approccio utilizzato per la progettazione delle opere idrauliche e gli interventi previsti per il drenaggio e l'allontanamento delle acque meteoriche dalle superfici stradali e dalle piazzole del parco eolico mostrando sia i criteri utilizzati che le risultanze delle analisi. Si anticipa che:

- le scelte progettuali sono state condotte secondo principi di invarianza idraulica (cfr. capitolo 4) così da avere **opere ad "impatto zero"** sull'esistente reticolo idrografico, rispettando il regime idraulico *ante operam* e recapitando le acque superficiali presso gli impluvi ove naturalmente, oggi, sono convogliate;
- il sistema di opere idrauliche previste, in uno con le caratteristiche della viabilità e delle piazzole del parco, non modifica né il reticolo di drenaggio esistente, né la risposta dei bacini per tutti gli aspetti che riguardano i meccanismi di formazione dei deflussi: **non variano le caratteristiche di permeabilità e non si hanno pressoché variazioni della portata Q da scaricare.**

La relazione in oggetto è composta da ulteriori n°6 capitoli; di seguito un breve riepilogo:

- *Capitolo 2 – Inquadramento territoriale ed idrografico:* riporta le informazioni necessarie per l'individuazione cartografica del sito e illustra la posizione dell'impianto rispetto ai bacini idrografici esistenti.

- *Capitolo 3 – Progetto delle opere idrauliche*: illustra i criteri e le linee guida utilizzate per gli interventi in progetto e descrive le opere idrauliche previste.
- *Capitolo 4 – Informazione idrologica*: analisi dei dati esistenti per la stima della curva di probabilità pluviometrica di progetto;
- *Capitolo 5 – Modello afflussi-deflussi*: i metodi utilizzati per il calcolo delle portate di progetto.
- *Capitolo 6– Verifica delle opere progettate*: il capitolo fornisce la descrizione dei calcoli effettuati per il dimensionamento delle opere idrauliche (canalizzazioni e attraversamenti idraulici).

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO

2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori sono la Collina del Falchetto (PELI-01, PELI-02, PELI-03), Monte Renzio (PELI-04, PELI-05, PELI-05, PELI-06, PELI-07).

Di seguito cartografie e fogli di mappa catastali interessati dalle opere:

IGM 25 K:

- 238_SO
- 238_NO

CTRN 10K WGS84:

- 238060
- 238100

Fogli Catastali del Comune di Monterenzio (BO)

- Fogli catastali n. 32, 35, 41, 54, 64, 68, 70

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 32 WGS84 degli aerogeneratori:

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
PELI-01	696354,00	4907612,00	Monterenzio Foglio 54, p.lla: 29
PELI-02	696900,00	4907182,00	Monterenzio Foglio 68, p.lla: 10
PELI-03	697525,00	4906205,00	Monterenzio Foglio 70, p.lla: 37
PELI-04	694814,00	4910190,00	Monterenzio Foglio 35, p.lla: 21
PELI-05	693483,00	4910059,00	Monterenzio Foglio 32, p.lla: 70
PELI-06	693560,00	4908844,00	Monterenzio Foglio 41, p.lla: 68
PELI-07	693427,00	4906754,00	Monterenzio Foglio 64, p.lla: 7

Tabella 2.1 - Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84

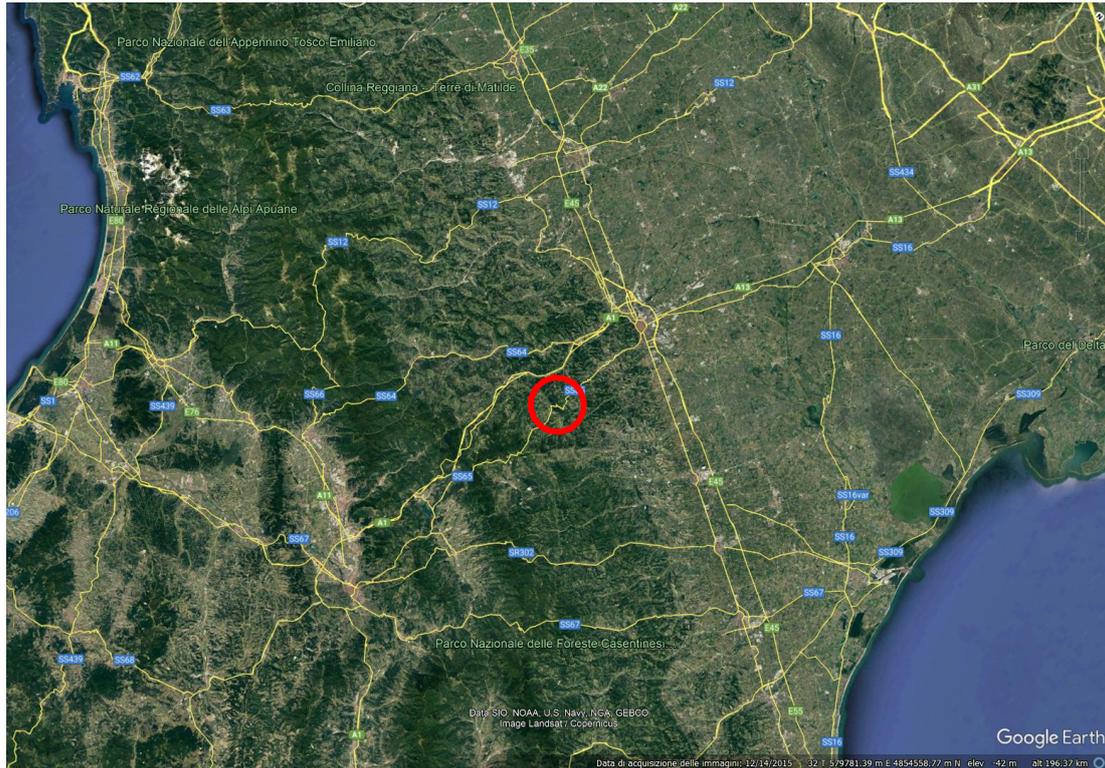


Figura 2.1 - Ubicazione area di impianto da satellite

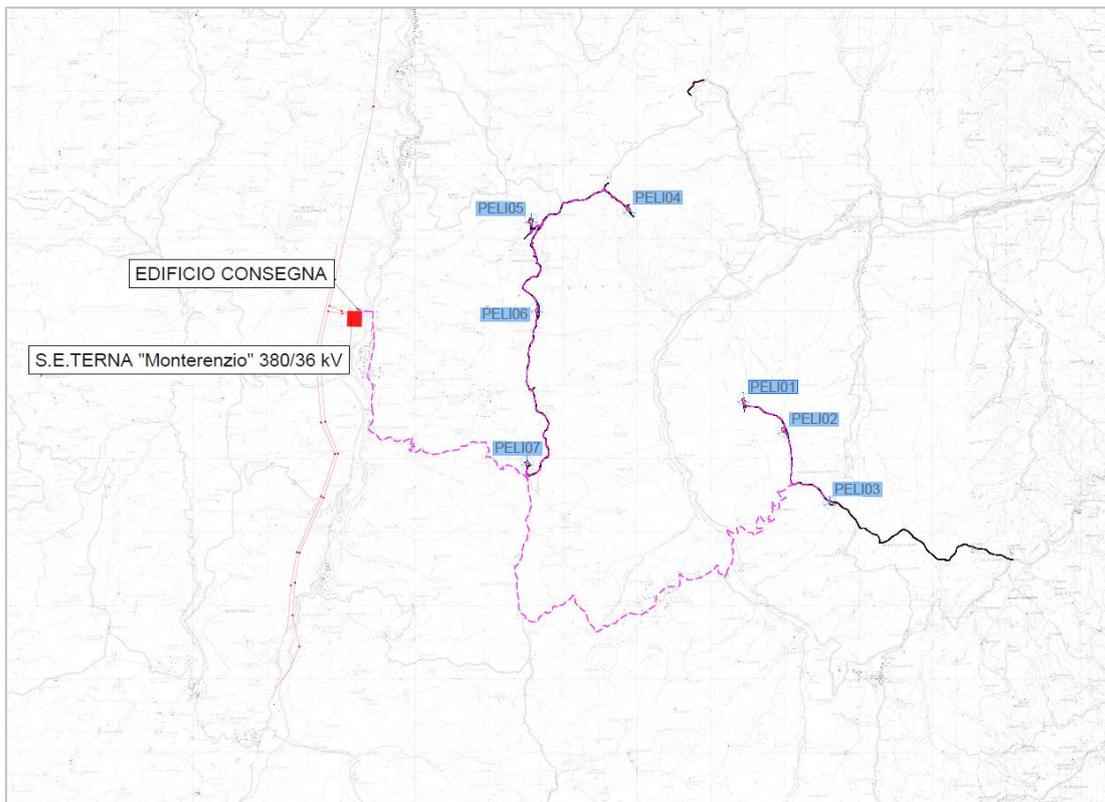


Figura 2.2 - Inquadramento impianto su IGM 1:25.000

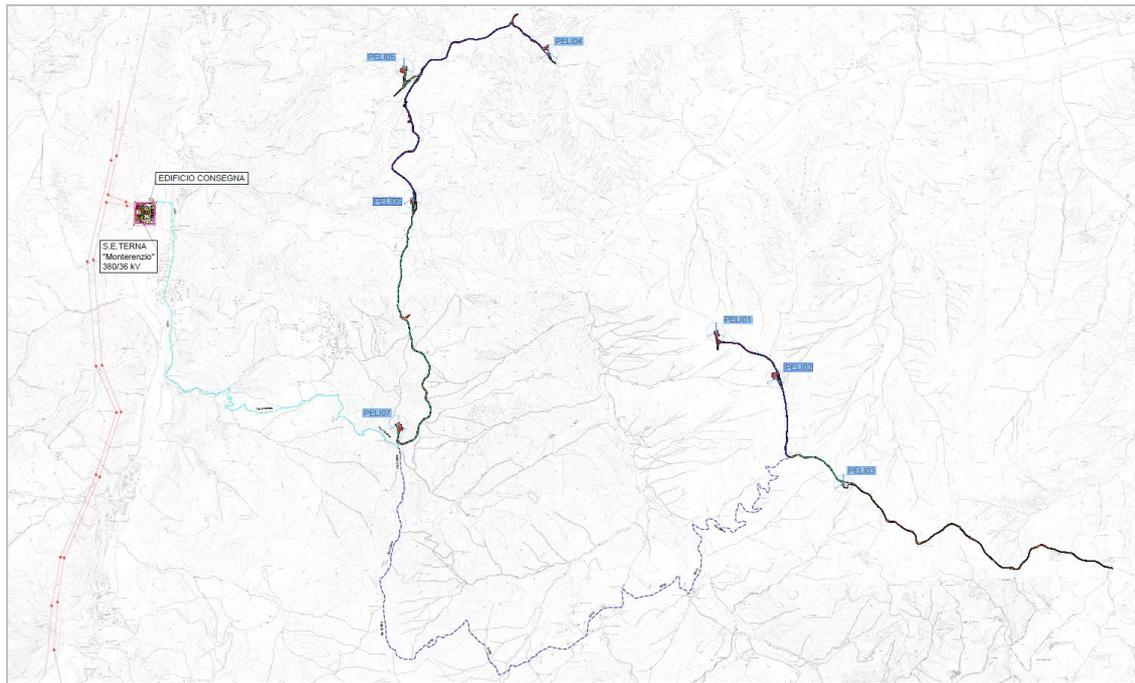


Figura 2.3 - Inquadramento impianto su CTR 1:10.000

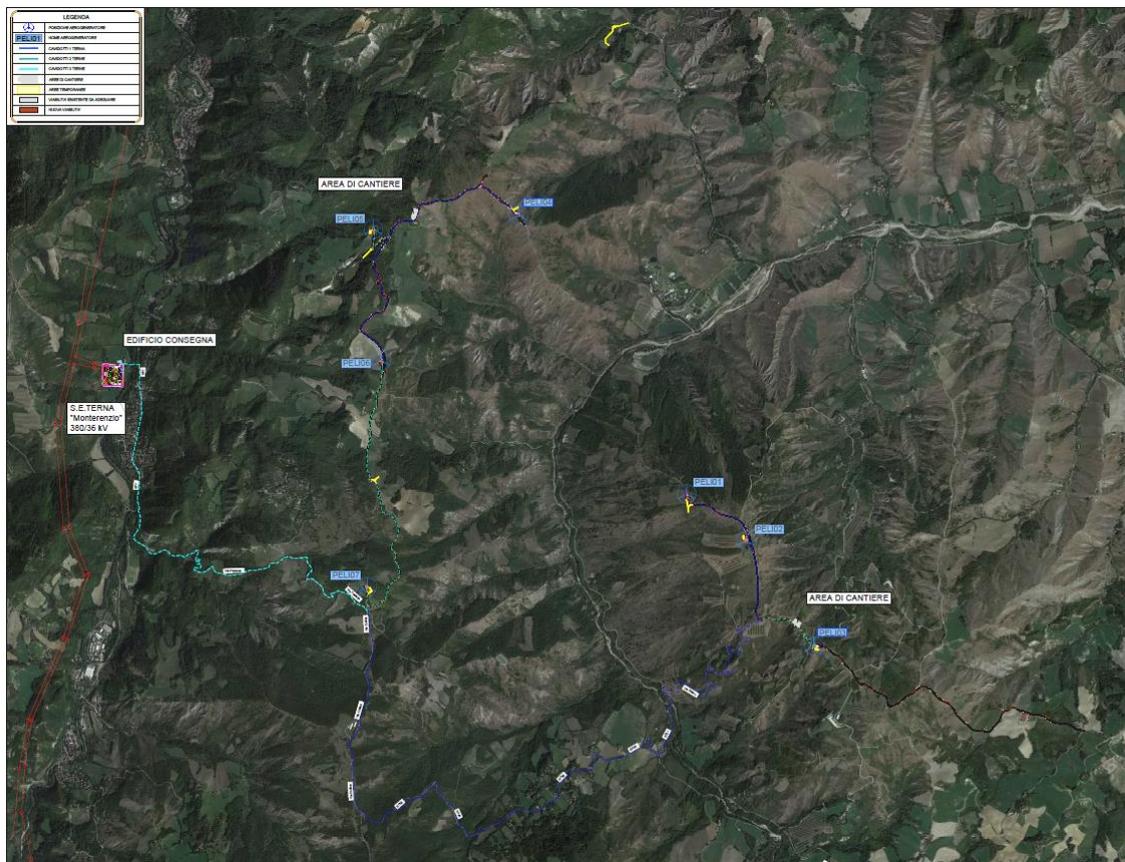


Figura 2.4 - Inquadramento impianto su ortofoto

2.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'area occupata dall'impianto eolico "Lion Stone" si trova all'interno del bacino del Fiume Reno. In particolare, gli aerogeneratori PELI-01, PELI-02, PELI-03, situati sulla Collina del Falchetto, ricadono prevalentemente nel bacino del Torrente Sillaro e lungo la displuviale di questo bacino con quello del Fiume Santerno; gli aerogeneratori PELI-04, PELI-05, PELI-06, PELI-07, collocati sul Monte Renzio, si trovano lungo la displuviale tra il bacino del Torrente Idice e quello del Torrente Sillaro.

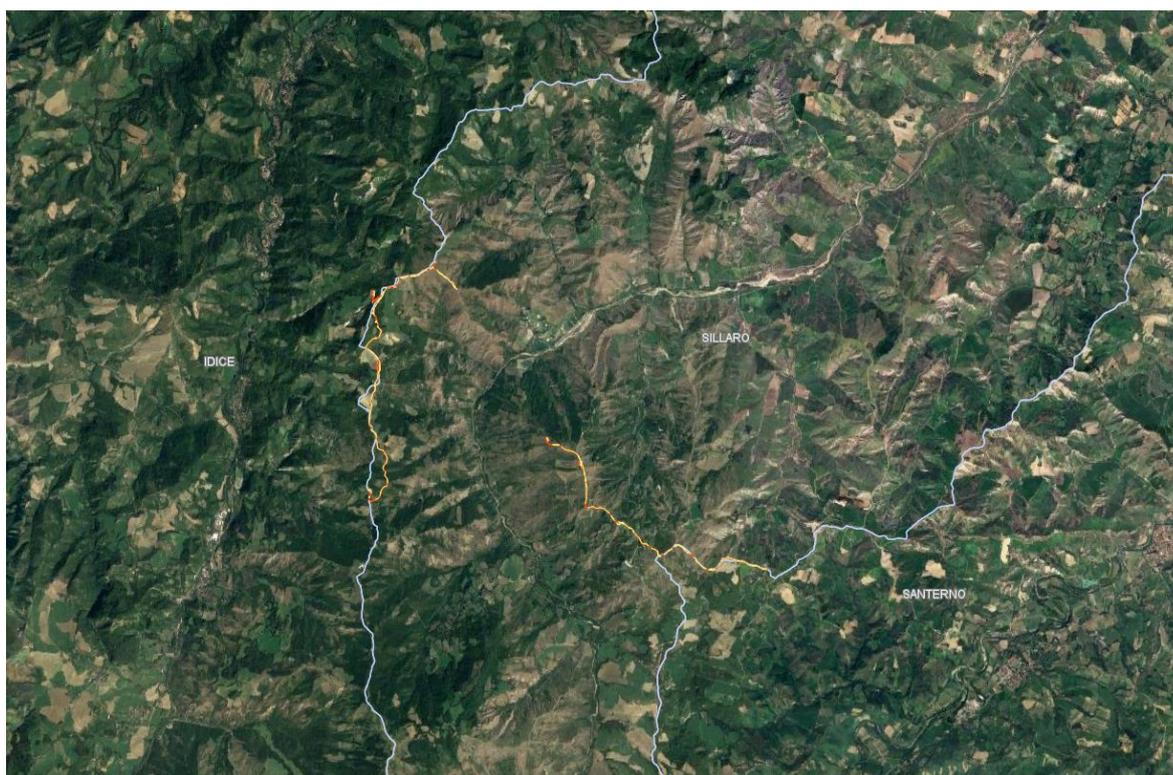


Figura 2.5 Individuazione bacini idrografici secondari su cui ricade l'opera in progetto

2.2.1 Interazione tra le opere ed i bacini idrografici

La viabilità del parco eolico di Lion Stone interferisce con il reticolo idrografico in n° 4 punti, situati in un tratto stradale esistente, che collega gli aerogeneratori PELI06 e PELI07, che sarà adeguato a consentire il passaggio dei mezzi. Nei quattro punti suddetti si prevede l'adeguamento degli attraversamenti idraulici.

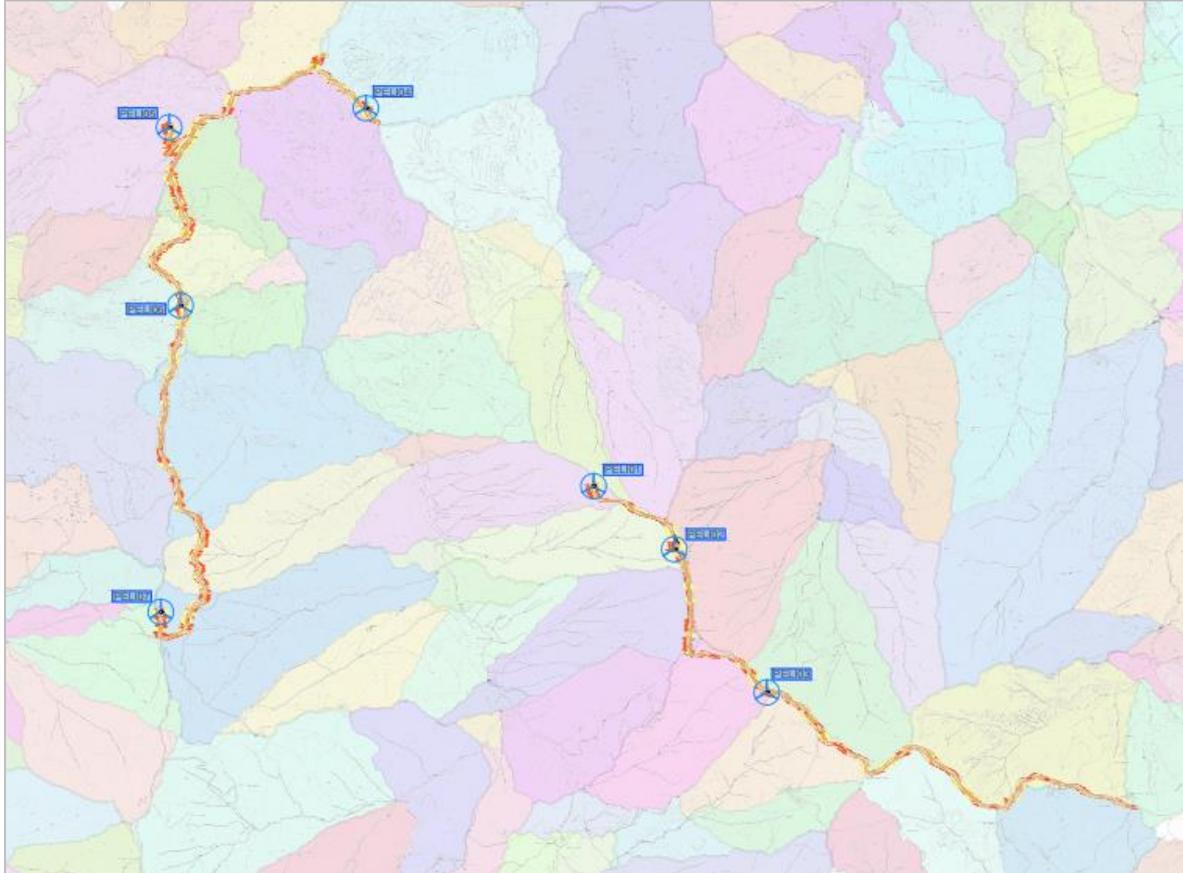


Figura 2.6 - Reticolo idrografico su CTR e bacini con riferimento alle opere oggetto di progettazione definitiva.



Figura 2.7 - Interferenze tra la viabilità di parco e il reticolo idrografico CTR su ortofoto

2.2.2 Interferenze del cavidotto con il reticolo idrografico

Il cavidotto a servizio del parco interferisce in alcuni punti con il reticolo idrografico. Tali interferenze sono state identificate e le modalità di risoluzione definite.

Si rimanda all'elaborato PELI-P55, per ulteriori approfondimenti.

2.3 Geologia

Le opere in progetto ricadono nelle seguenti formazioni geologiche (da nord a sud):

1. Assi viabilità accesso aerogeneratori PELI01, -02, -03:
 - a. Complessi caotici di varie età.
 - b. Unità arenacee e arenaceo-marnose (Miocene medio-inferiore);
2. Assi viabilità accesso aerogeneratori PELI04, -05, -06, -07:
 - a. Marne talora con selce di facies pelagica (Miocene medio-inferiore);
 - b. Marne e marne calcaree di facies pelagica (Paleogene);
 - c. Complessi caotici di varie età.

Di seguito si riportano la carta geologica e geolitologica d'Italia con sovrapposizione delle opere in progetto.

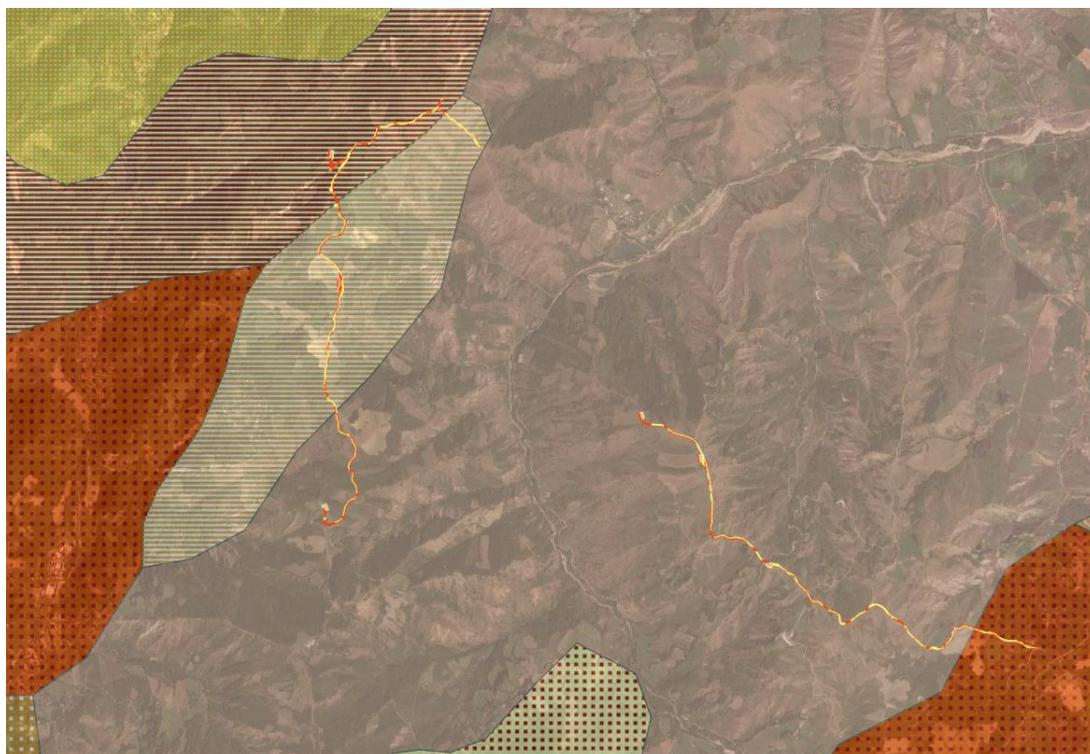


Figura 2.8 Carta geologica

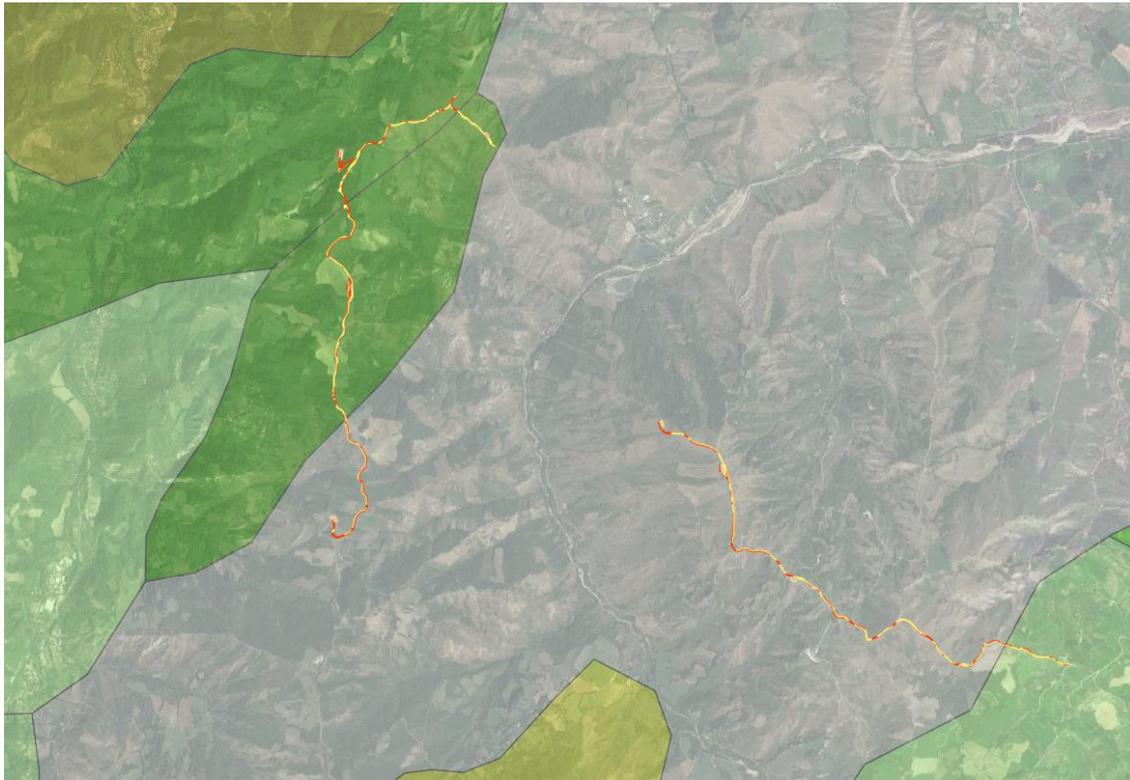


Figura 2.9 Carta geolitologica

2.4 USO DEL SUOLO

Dall'analisi del *Corine Land Cover 2012 IV livello (CLC)* è possibile riscontrare che le aree dove insisterà l'impianto sono così caratterizzate:

1. Assi viabilità accesso aerogeneratori PELI01, -02, -03:
 - a. Area a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione
 - b. Aree a pascolo naturale e praterie
 - c. Boschi di latifoglie
 - d. Aree occupate prevalentemente da colture agrarie
 - e. Seminativi in aree non irrigue
2. Assi viabilità accesso aerogeneratori PELI04, -05, -06, -07:
 - a. Aree a pascolo naturale e praterie
 - b. Seminativi in aree non irrigue
 - c. Boschi di latifoglie
 - d. Aree occupate prevalentemente da colture agrarie

Di seguito si riporta la sovrapposizione delle aree di impianto sulla mappa del *CLC*.

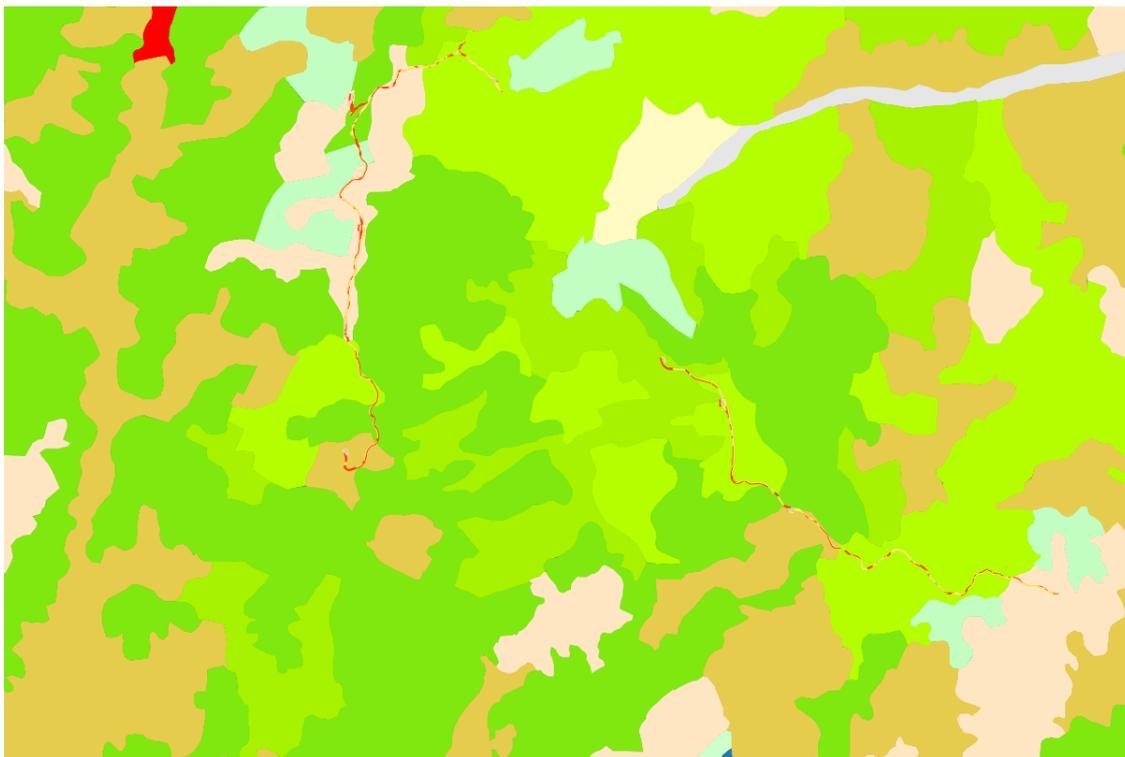


Figura 2.10 - Inquadramento delle opere su Carta uso suolo CLC

- 2.1.1. Seminativi in aree non irrigue
- 2.1.2. Seminativi in aree irrigue
- 2.1.3. Risaie
- 2.2.1. Vigneti
- 2.2.2. Frutteti e frutti minori
- 2.2.3. Oliveti
- 2.2.4. Arboricoltura da legno
- 2.3.1. Prati stabili
- 2.4.1. Colture annuali associate a colture permanenti
- 2.4.2. Sistemi colturali e particellari complessi
- 2.4.3. Aree prevalentemente occupate da colture agrarie
- 2.4.4. Aree agroforestali
- 3.1.1. Boschi di latifoglie
- 3.1.2. Boschi di conifere
- 3.1.3. Boschi misti
- 3.2.1. Aree a pascolo naturale
- 3.2.2. Brughiere e cespuglieti
- 3.2.3. Aree a vegetazione sclerofilla
- 3.2.4. Aree a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione

Figura 2.11 Legenda CLC

3 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE

3.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE

La durabilità delle strade e delle piazzole del “Parco eolico Lion Stone” è garantita da un efficace sistema idraulico di drenaggio delle acque meteoriche. Gli interventi da realizzarsi nell’area in esame sono stati sviluppati secondo due differenti linee di obiettivi:

- **garantire l’invarianza idraulica**, attraverso il mantenimento delle condizioni di “equilibrio idrogeologico” esistenti *ante operam*: le opere in progetto determineranno un incremento trascurabile o nullo della portata di piena dei corpi idrici riceventi i deflussi superficiali originati dalle aree interessate dagli interventi. Tale approccio consentirà di preservare e proteggere i sistemi idrologici naturali nel sito e di garantire la resilienza del sistema per far fronte ai cambiamenti climatici futuri.
- **drenare il sito efficacemente**, attraverso la regimazione e controllo delle acque che defluiscono lungo la viabilità del parco in progetto, mediante una adeguata rete drenante, volta a proteggere le infrastrutture del parco eolico.

Il tracciato delle opere di regimazione è stato definito a partire dal DTM con maglia 5 m della CTR della Regione Emilia-Romagna e dalla progettazione della viabilità del parco, individuando le vie preferenziali di deflusso, gli impluvi (ed i solchi di erosione) interessati dalle opere in progetto nonché le caratteristiche plano-altimetriche dei tracciati.

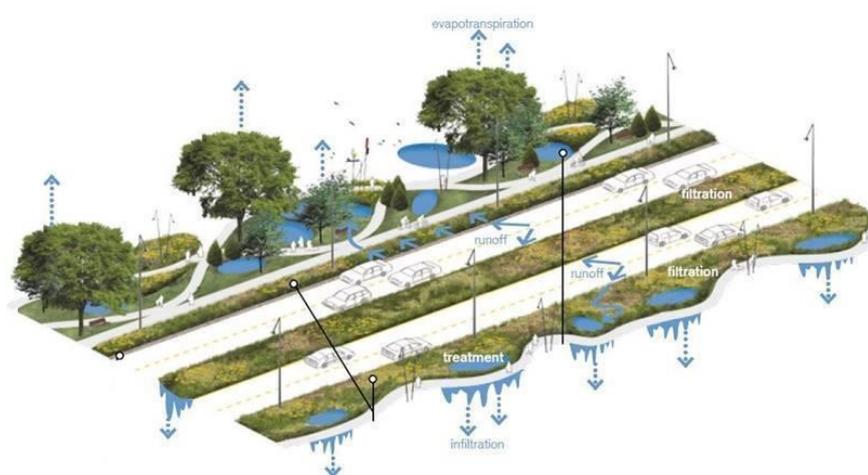


Figura 3.1 - Esempio progettazione stradale in ottica SuDS (Sustainable Drainage Systems), ripensata secondo i principi di invarianza idraulica. Fonte: Huber, J., 2010. *Low Impact Development: a Design Manual for Urban Areas*.

3.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO

Come anticipato, la realizzazione delle opere in progetto mantiene **inalterata, a scala globale, l'equilibrio tra afflussi e deflussi dei bacini sottesi ai punti di immissione nei corpi idrici ricettori**. Le nuove opere a servizio del parco eolico (nuova viabilità e nuove piazzole) rispettano infatti i principi dell'invarianza idraulica; in particolare:

1. le caratteristiche di permeabilità dei diversi bacini interessati dalle opere subiscono modifiche pressoché nulle e, pertanto, la variazione tra la situazione *ante* e *post* interventi è irrilevante e trascurabile. Il coefficiente di afflusso dei bacini (con il quale determinare l'aliquota di afflussi infiltrati) si mantiene infatti sostanzialmente invariato, data la minima (o nulla) variazione della permeabilità delle aree in seguito alla realizzazione degli interventi¹.
2. La realizzazione dell'impianto non prevede elementi impermeabili sul terreno ma opere con inerti, altamente permeabili, in corrispondenza delle piazzole e della viabilità di servizio. In ogni caso, si sottolinea come le aree occupate da strade e piazzole hanno dimensioni trascurabili rispetto ai bacini ove esse scolano (0,2%-4%).
3. Dal momento che la viabilità di progetto non sottende di norma alcun bacino scolante di dimensioni apprezzabili - e considerando che la nuova viabilità presenta dei punti di minimo che coincidono con punti di minimo orografici del terreno - si può affermare che le infrastrutture viarie di parco non modificano la risposta di ciascun bacino per tutti gli aspetti che riguardano i meccanismi di formazione dei deflussi (morfometria, percorsi di corrivazione, permeabilità, etc.) e non determinano alcun aumento di portata, ΔQ , sui corpi idrici ricettori.
4. Le opere idrauliche previste in progetto rispettano il regime idraulico *ante operam*: le acque meteoriche, infatti, vengono sempre recapitate presso gli impluvi naturali ove esse erano già precedentemente e naturalmente convogliate per ragioni orografiche².
I punti di scarico dei fossi di guardia saranno realizzati, ove necessario, in uno con opere di dissipazione finalizzate al rallentamento della corrente idraulica ed alla limitazione dei fenomeni erosivi. Lungo la viabilità di progetto, non si verranno a creare interferenze con impluvi demaniali esistenti o con affluenti di impluvi demaniali esistenti: gli scarichi

¹ Per effetto della presenza di misto stabilizzato compattato, utilizzato come strato di finitura per la nuova viabilità, e le piazzole il coefficiente di afflusso ϕ_p è compreso in un range 0.30-0.35 (strato drenante, da letteratura). **Le caratteristiche di permeabilità delle nuove aree risultano pressoché identiche a quelle del terreno naturale esistente.**

² Si evidenzia che tali scarichi delle acque meteoriche negli impluvi naturali sono di modesta entità in riferimento agli apporti dell'intero bacino scolante.

avverranno in corrispondenza di impluvi naturali (di modesta entità).

Come detto, tali immissioni saranno dotate di sistemi di dissipazione che consentiranno puntualmente l'annullamento dei rischi di fenomeni erosivi nel rispetto dell'equilibrio idrogeologico esistente: verrà garantito il convogliamento delle acque di scarico, prestando attenzione che l'immissione in piccoli impluvi esistenti e/o piccoli solchi di erosione esistenti avvenga con angoli inferiori o uguali ai 30°.

Le opere in progetto, pertanto, non alterano in nessun modo né il reticolo idrografico esistente né le portate che dagli impluvi esistenti arrivano verso i "canali naturali" presenti a valle.

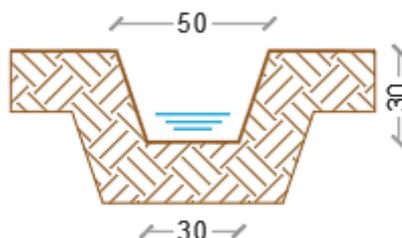
3.3 OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche previste in progetto sono di seguito elencate; per i particolari costruttivi ed ulteriori dettagli si rinvia agli elaborati grafici dedicati.

Fosso di guardia "Tipo A", in terra e rivestito con geostuoia antierosione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

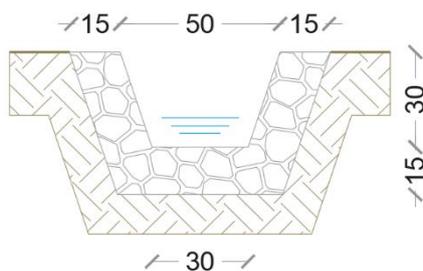
Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,30
Larghezza in superficie [m]	0,50
Altezza [m]	0,30



La geostuoia di rivestimento è ad alto indice di vuoti, in monofilamenti di polipropilene fissati termicamente nei punti di contatto (con spessori variabili).

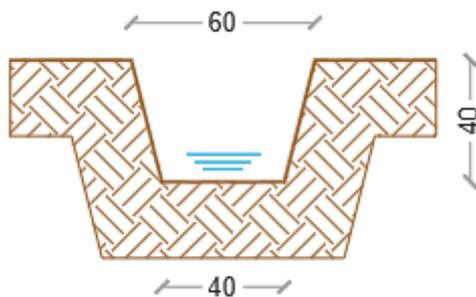
Nei tratti con **pendenze comprese tra 7,00 e 12,50%** tali fossi di guardia in terra non sono rivestiti con geostuoia, ma presentano il fondo e le sponde rivestiti con pietrame di media pezzatura ($d=5-10$ cm), per uno spessore di 15 cm, al fine di ridurre l'azione erosiva della corrente idrica. Tale tipologia è identificata con la denominazione "**fosso di guardia tipo AP**".



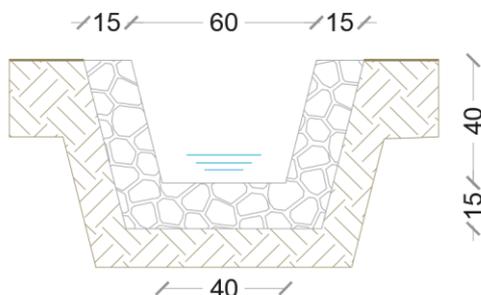
Fosso di guardia “Tipo B”, in terra e rivestito con geostuoia antiersione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,40
Larghezza in superficie [m]	0,60
Altezza [m]	0,40



Anche il fosso di guardia “Tipo B”, nei tratti con pendenze comprese tra 7,00 e 12,50%, non è rivestito con geostuoia ma presenta il fondo e le sponde rivestiti con pietrame di media pezzatura (d=5-10 cm), per uno spessore complessivo di 15 cm, ed assume la denominazione “**fosso di guardia tipo BP**”.



In alcuni tratti con pendenze superiori al 12,50% il fosso di guardia Tipo AP sarà “integrato” con salti di fondo. Il fosso di guardia così realizzato è denominato “Tipo APS”.

Tali salti (Figura 3.2) saranno realizzati in pietrame ed ubicati ad una interdistanza media pari a 4,00 m. Lo scopo è quello di ridurre la pendenza del fosso di guardia, favorendo l'eventuale deposito del materiale solido e limitando così l'azione erosiva della corrente.

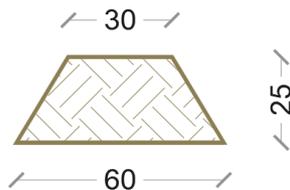


Figura 3.2- Esempi di sistemi di fossi di guardia con fondo rivestito in pietrame e salti

Opere di dissipazione: tali opere sono poste al termine degli scarichi, in modo tale da ridurre l'energia della corrente idrica reimpressa negli impluvi naturali e limitare quindi l'erosione dei versanti. Sono previste opere di dissipazione con pietrame di grandi dimensioni ($D > 40$ cm), con differente geometria in funzione delle caratteristiche della corrente in uscita e del corpo idrico ricettore.

Arginelli in terra aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	0,30
Altezza [m]	0,25



Attraversamenti "Tipo A" in corrispondenza dei punti di scarico: tale tipologia di attraversamento è necessaria per lo scarico delle acque meteoriche (di piattaforma ed eventualmente provenienti dai versanti) intercettate dai fossi di guardia.

Gli attraversamenti sono realizzati con tubazioni in HDPE CRG SN8 (DE variabile) e prevedono (i) in ingresso un pozzetto per ispezione e raccordo con il fosso di guardia ed (ii) in uscita lo scarico diretto presso gli impluvi esistenti (od un altro pozzetto), previa opera di dissipazione in pietrame.

Di seguito (Figura 4.2) si riportano le sezioni longitudinali e trasversali dell'attraversamento tipo ed una pianta dello stesso attraversamento.

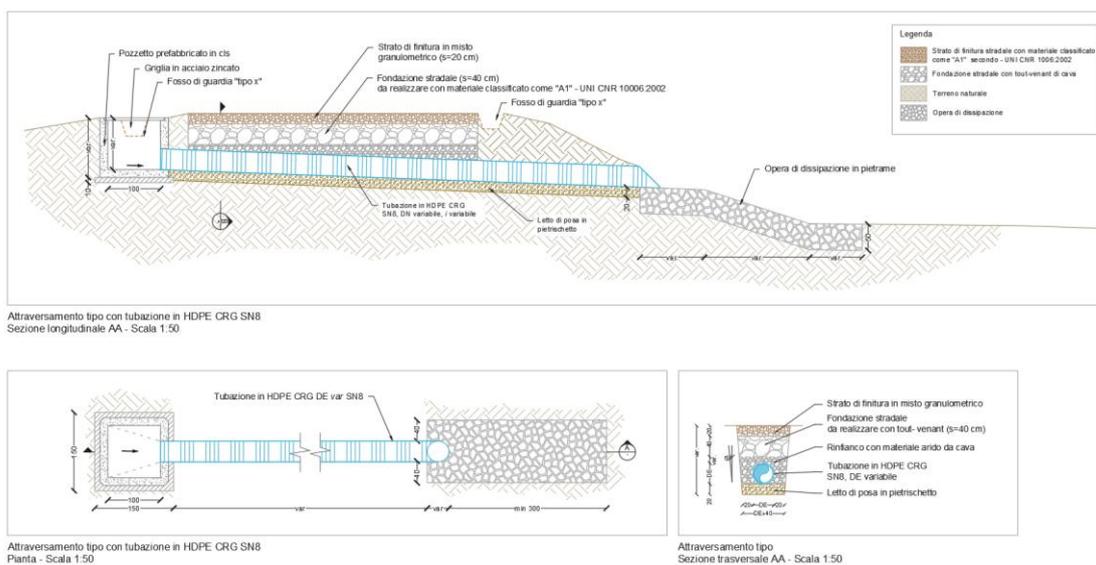


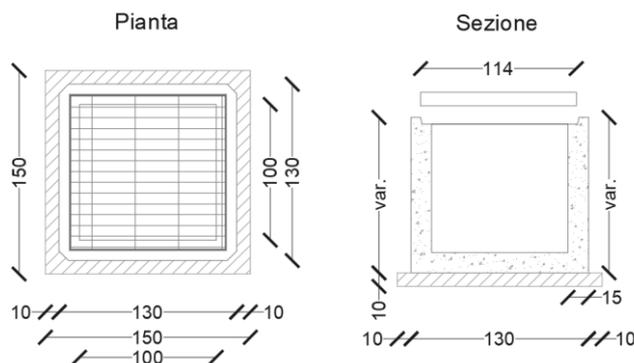
Figura 3.3 - Sezioni longitudinali, trasversali e pianta dell'attraversamento tipo.

Attraversamenti "Tipo AT" in corrispondenza di interferenze con reticolo idrografico: tale tipologia è necessaria per risolvere l'interferenza tra la viabilità e il reticolo idrografico esistente. Gli attraversamenti sono realizzati, tubazione in HDPE CRG SN8. Per maggiori dettagli si rimanda ai paragrafi successivi sugli attraversamenti e agli elaborati grafici.

Attraversamenti con savanella di guado: tale tipologia è necessaria quando la ridotta altezza del rilevato stradale non consente la posa in opera di una tubazione per lo scarico delle acque

meteoriche raccolte dai fossi di guardia. La savanella di guado è realizzata in pietrame e malta e consente una buona fruizione della viabilità in presenza e in assenza di eventi meteorici.

Pozzetti in cls prefabbricato, aventi dimensioni interne 100x100 cm e spessore delle pareti pari a 0,15 m; l'altezza sarà variabile in funzione delle peculiarità delle quote dei fossi di guardia (o delle tubazioni in HDPE CRG/ PEAD Spiralato) in ingresso e uscita.



4 INFORMAZIONE IDROLOGICA

Il presente capitolo ha l'obiettivo di definire la curva di probabilità pluviometrica necessaria alla progettazione delle opere idrauliche a servizio della viabilità e delle piazzole del parco eolico denominato "Lion Stone".

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nei bacini idrografici relativi all'area in esame. I fenomeni meteorologici che generano le precipitazioni sono talmente complessi da non potere essere trattati come un processo deterministico a partire da condizioni iniziali e al contorno note. Pertanto, sotto il profilo pratico, lo studio delle piogge si limita ad utilizzare metodologie statistiche basate sulle osservazioni pluviometriche.

Nel caso in esame, la risposta idrologica dei bacini è condizionata da brevi tempi di corrivazione e, pertanto, le precipitazioni rilevanti sono quelle d'intensità elevata e breve durata. La maggior parte dei metodi che l'idrologia propone per ricostruire eventi di piena sono metodi indiretti, ossia metodi che stimano l'idrogramma di piena utilizzando un modello di trasformazione piogge-portate che prevede, come input, la definizione di un particolare evento di pioggia.

Nel caso in oggetto, infatti, non sono disponibili dati di registrazione delle portate; né, tantomeno, potrebbero essere utilizzati, dal momento che l'obiettivo dell'analisi non è studiare il comportamento idrologico/idraulico dei corsi d'acqua presenti nel territorio, ma approfondire le tematiche idrologiche per il dimensionamento di tutte le opere idrauliche del parco eolico.

In particolare, volendo stimare eventi di piena di dato tempo di ritorno, bisogna prima ricostruire l'evento di pioggia di pari tempo di ritorno (assumendo come vera l'ipotesi che un evento di pioggia di tempo di ritorno T genera un evento di piena con la stessa probabilità di non superamento).

4.1 METODO TCEV

Il modello TCEV (*Two Component Extreme Value Distribution*) permette di determinare le altezze di pioggia h e le relative intensità i , seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici messa a punto dal progetto VAPI³.

³ Il Progetto VAPI (VALutazione PIene) sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e delle piogge intense secondo criteri omogenei.

La regionalizzazione delle piogge mira a superare i limiti relativi alla scarsa informazione pluviometrica (spesso costituita da singole serie di durata limitata e poco attendibili per le elaborazioni statistiche), utilizzando in modo coerente tutta l'informazione pluviometrica disponibile sul territorio, per individuare la distribuzione regionale delle caratteristiche delle precipitazioni.

La peculiarità del modello TCEV è quella di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità del tipo Gumbel. La prima, denominata *componente base*, assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda (*componente straordinaria*) genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti (appartenenti ad una differente fenomenologia metereologica). La TCEV rappresenta pertanto la distribuzione del massimo valore di una combinazione di due popolazioni ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (Gumbel, Log-Normale, etc.) riescono a rendere conto.

Per il calcolo delle curve di probabilità pluviometrica si farà riferimento agli studi condotti dall'U.O. 1.31 (ENEL S.p.a. Unità di Idrologia di Mestre) e dell'U.O. 1.41 (DISTART Università di Bologna) per l'area di indagine, che comprende parte dell'Emilia-Romagna e l'intera regione Marche (SIMN Bologna), gran parte della regione Toscana (SIMN Pisa), l'intera regione Umbria e parte della regione Lazio (SIMN Roma), è stata inoltre successivamente estesa ad alcuni bacini idrografici di competenza dell'Ufficio Idrografico del Po di Parma, così da ricoprire totalmente la regione Emilia-Romagna. In particolare, si farà riferimento alla procedura descritta nello studio "La valutazione delle piogge intense su base regionale" (A. Brath, M. Franchini, 1998) che ha come oggetto la particolarizzazione del Metodo VAPI-piogge al territorio appartenente alle regioni amministrative Emilia-Romagna e Marche.

I modelli regionali VAPI si basano sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte e idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata curva di crescita.

L'intero territorio indagato risulta suddiviso in 7 SZO omogenee nei confronti delle precipitazioni intense, che si riportano di seguito, le cui curve di crescita, che determinano in maniera univoca la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente probabilistico di crescita K_T sono espresse dalla seguente:

$$T = \frac{1}{1 - F_k(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_l^{\frac{l}{\theta_*}} e^{-\frac{\eta k}{\theta_*}})}$$

Per ciascuna sottozona le curve di crescita risultano completamente definite dai parametri riportati in Tab. 5.1. Poiché per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile, nella Tab. 5.2 sono riportati i valori di K_T ottenuti numericamente dalla relazione sopra riportata per i valori del periodo di ritorno di maggior interesse pratico.

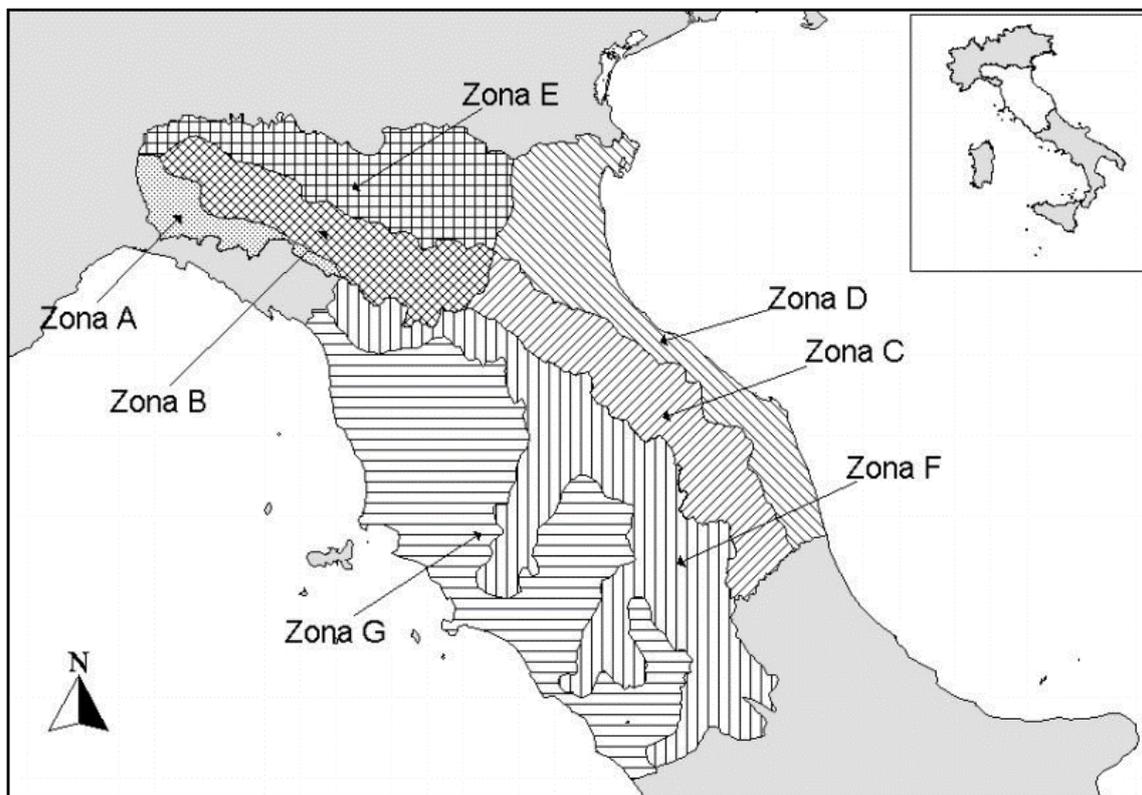


Figura 4.1 Sottozone pluviometriche omogenee

Sottozona	Λ^*	θ^*	Λ_l	η
A	0.109	2.361	24.70	4.001
B	1.528	1.558	39.20	5.335
C	1.528	1.558	25.70	4.913
D	0.361	2.363	29.00	4.634
E	0.044	3.607	30.45	4.135
F	0.144	2.042	33.03	4.321
G	0.221	3.322	30.78	4.628

Tab. 5.1. Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge giornaliere nelle 7 SZO.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
SZO A	0.93	1.24	1.46	1.70	1.78	1.95	2.04	2.34	2.68	3.18	3.57
SZO B	1.01	1.30	1.51	1.71	1.77	1.90	1.97	2.17	2.37	2.63	2.83
SZO C	1.01	1.33	1.55	1.77	1.84	1.98	2.05	2.27	2.48	2.77	2.99
SZO D	0.87	1.19	1.44	1.72	1.82	2.02	2.13	2.45	2.79	3.23	3.57
SZO E	0.93	1.22	1.43	1.64	1.72	1.89	1.98	2.32	2.78	3.53	4.13
SZO F	0.93	1.23	1.43	1.65	1.72	1.87	1.95	2.20	2.47	2.86	3.17
SZO G	0.88	1.22	1.50	1.87	2.01	2.32	2.47	2.96	3.46	4.12	4.61

Tab. 5.2 Valori del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge giornaliere, per i valori del periodo di ritorno T di maggior interesse operativo.

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento ad una espressione semplificata del tipo:

$$K_T = \left(\frac{\theta^* \text{Ln} \Lambda^*}{\eta} + \frac{\text{Ln} \Lambda_l}{\eta} \right) + \frac{\theta^*}{\eta} \text{Ln} T$$

che, sostituendo gli opportuni valori dei parametri, conduce alle seguenti espressioni approssimanti, il cui uso comporta comunque per periodi di ritorno superiori a 50 anni errori sempre inferiori al 10%:

$$\text{SZO A: } K_T = -0.5064 + 0.590 \text{ Ln } T \quad (5.3a)$$

$$\text{SZO B: } K_T = 0.8115 + 0.292 \text{ Ln } T \quad (5.3b)$$

$$\text{SZO C: } K_T = 0.7952 + 0.317 \text{ Ln } T \quad (5.3c)$$

$$\text{SZO D: } K_T = 0.2071 + 0.510 \text{ Ln } T \quad (5.3d)$$

$$\text{SZO E: } K_T = -1.8986 + 0.872 \text{ Ln } T \quad (5.3e)$$

$$\text{SZO F: } K_T = -0.1064 + 0.473 \text{ Ln } T \quad (5.3f)$$

$$\text{SZO G: } K_T = 0.3431 + 0.718 \text{ Ln } T \quad (5.3g)$$

Per ottenere il valore della precipitazione indice di durata d cui fare riferimento per calcolare il

valore della precipitazione di assegnata durata e tempo di ritorno per la regione in esame si propone l'utilizzo di una formulazione analoga alla classica curva di possibilità climatica del tipo:

$$m(h_d) = m(h_1)d^n$$

$$n = (\text{Ln}[m(h_g)] - \text{Ln}[m(h_1)] - \text{Ln } r) / \text{Ln}24$$

In cui:

$m(h_d)$: media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione di durata d (ore);

$m(h_g)$: media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione giornaliera;

$m(h_1)$: media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione in 1 ora;

$$r = \frac{m(h_g)}{m(h_{24})} = 0.89 \text{ nella regione esaminata.}$$

Per una pratica applicazione delle equazioni sopra riportate, vengono fornite le mappe isoparametriche di $m(h_1)$ e di $m(h_g)$ per l'intero territorio di indagine.

La stima dell'altezza di precipitazione puntuale di durata d e tempo di ritorno T si ottiene moltiplicando il fattore di crescita opportuno, da selezionare fra quelli indicati in Tabella 5.2, per la precipitazione indice deducibile tramite le equazioni sopra riportate:

$$h_{d,T} = K_T m(h_d)$$

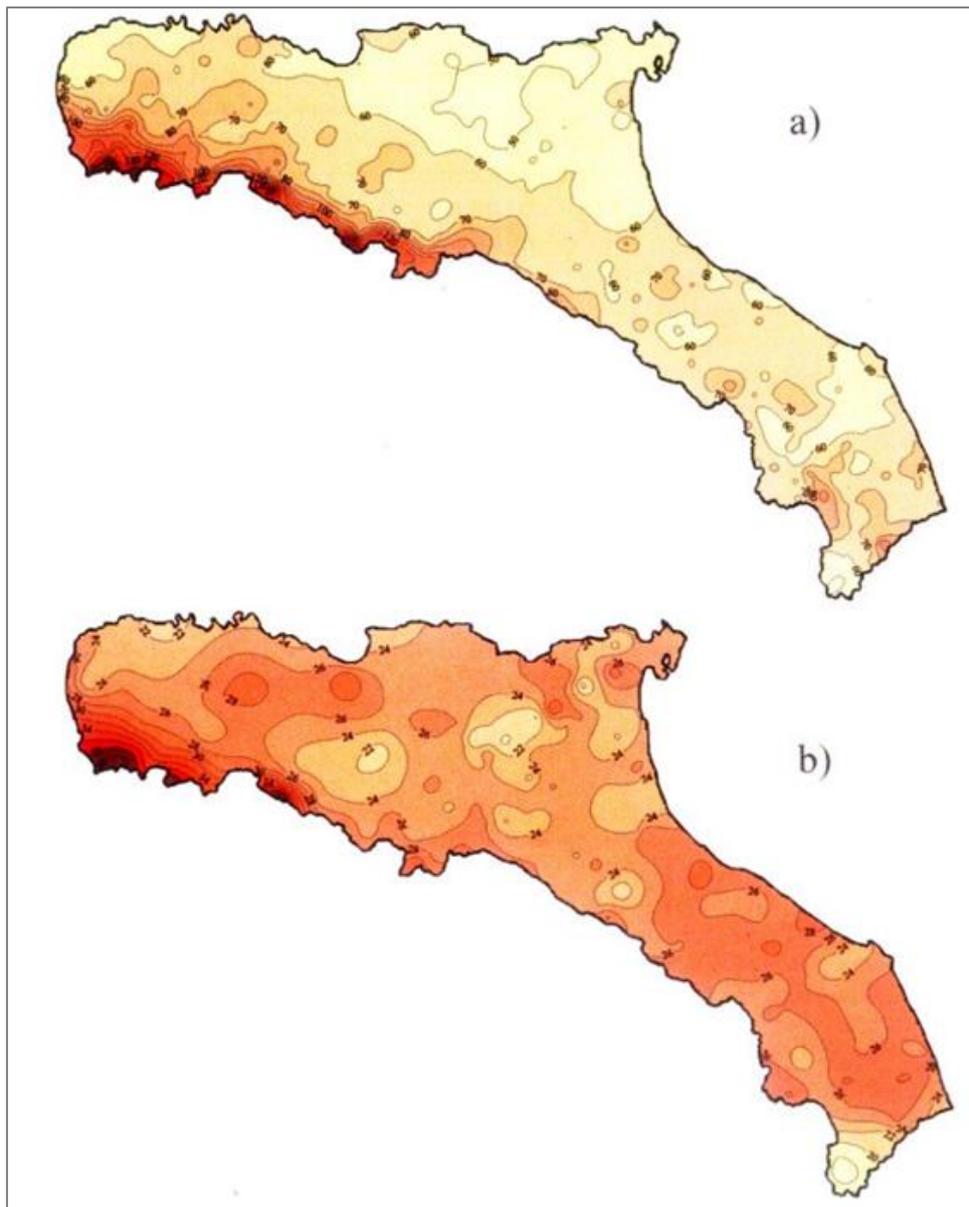


Figura 4.2 Isolinee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di 1 giorno (a) e 1 ora (b).

4.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il tempo di ritorno, per la sua definizione, è un parametro legato alla vita utile dell'opera e al potenziale rischio (e conseguente danno) relativo al verificarsi di eventi con probabilità di accadimento superiori. Il tempo di ritorno T adottato per il dimensionamento delle opere idrauliche è stato considerato pari a 25 anni per i fossi di guardia e di 200 anni per gli attraversamenti in corrispondenza del reticolo idrografico, in riferimento alla normativa vigente in tema di attraversamenti idraulici.

4.3 CALCOLO DELLA C.P.P.

I bacini oggetto del presente studio si trovano nella sottozona pluviometrica omogenea C: il fattore di crescita è ricavato a partire dai dati presentati nel capitolo precedente. Di seguito si riportano i valori di K_T per i tempi di ritorno di interesse:

	T=25 anni	T=200 anni
K_T	1.84	2.48

Dalle mappe isoparametriche sono recuperati i valori di $m(h_1)$ e di $m(h_g)$ nelle aree dei bacini interessati dalle opere; sono, quindi, calcolati i valori medi, distinti per i due crinali sul quale si sviluppa il parco eolico.

Di seguito si riportano i valori assunti per il presente studio per il calcolo dell'altezza di pioggia puntuale:

	$m(h_1)$	$m(h_g)$	r	n
Bacini area PELI01, -02, -03	23.75	74	0.89	0.394
Bacini area PELI04, -05, -06, -07	23.5	71		0.385

È quindi possibile individuare la curva di probabilità pluviometrica per il sito in esame, attraverso la procedura prima descritta, corrispondente ai tempi di ritorno $T=25$ e 200 anni. Si riportano di seguito i grafici delle curve di probabilità pluviometrica relativi alle altezze di pioggia e alle intensità, per le due aree interessate dalle opere in progetto.

L'espressione analitica della legge di probabilità pluviometrica (espressa in termini di altezza di pioggia), per ciascun T , è la seguente:

	AREA PELI01, -02, -03	AREA PELI04, -05, -06, -07
T = 25 ANNI	$h(t)=43.70 t^{0.394}$	$h(t)=43.24 t^{0.385}$
T = 200 ANNI	$h(t)=58.90 t^{0.394}$	$h(t)=58.28 t^{0.385}$

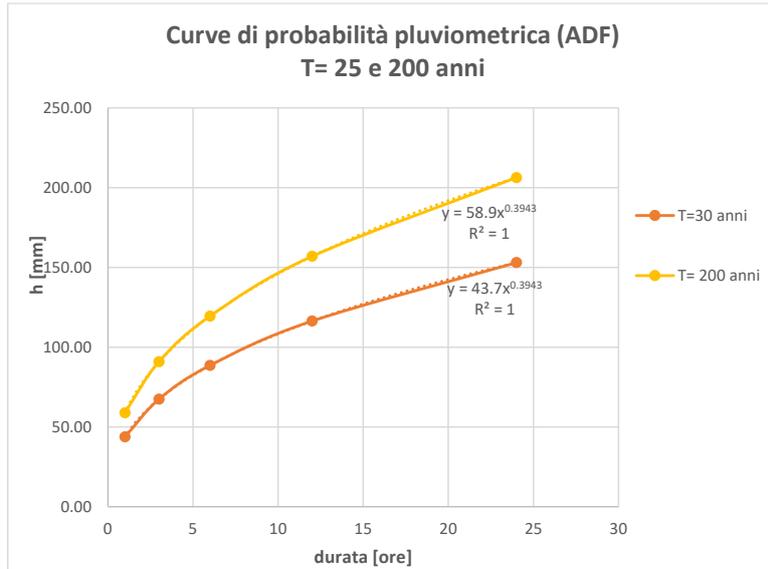


Figura 4.3 - AREA PELI01, -02, -03: Curva di probabilità pluviometrica ADF (Altezza-Durata-Frequenza) relative all'area oggetto di studio e per i tempi di ritorno di progetto (T=25 e 200 anni).

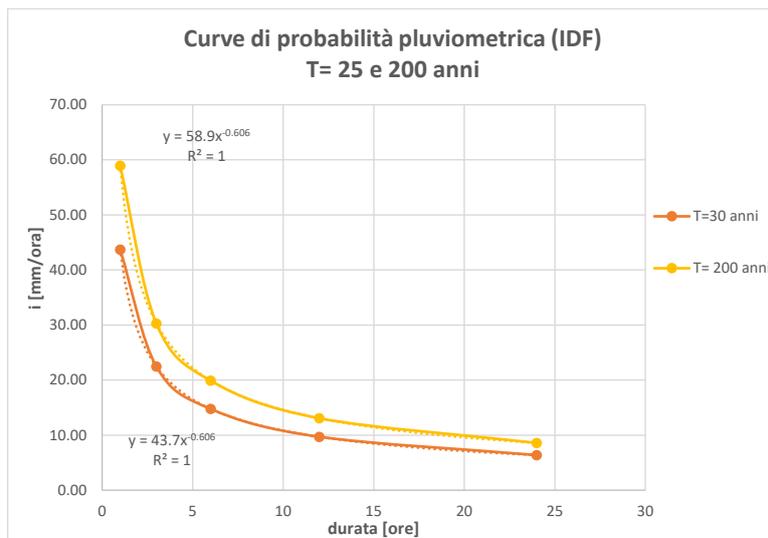


Figura 4.4 - AREA PELI01, -02, -03: Curva di probabilità pluviometrica IDF (Intensità-Durata-Frequenza) relative all'area oggetto di studio e per i tempi di ritorno di progetto (T=25 e 200 anni).

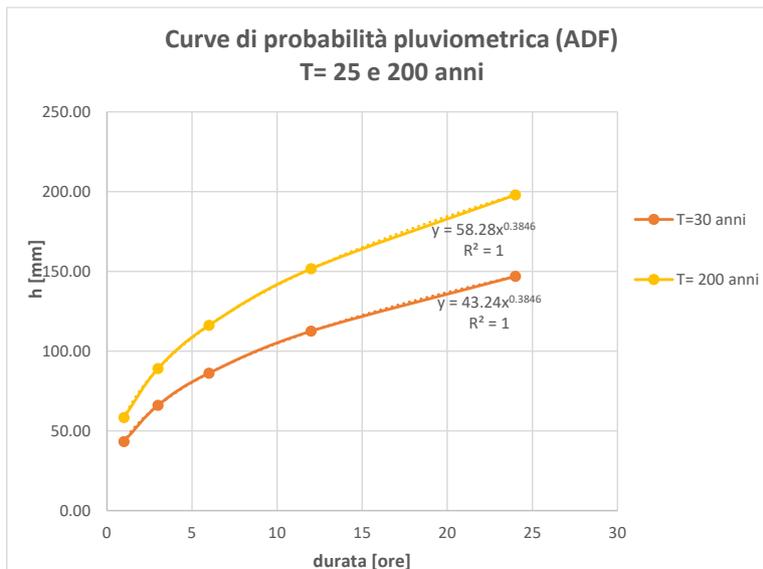


Figura 4.5 – AREA PELI04, -05, -06, -07: Curva di probabilità pluviometrica ADF (Altezza-Durata-Frequenza) relative all'area oggetto di studio e per i tempi di ritorno di progetto (T=25 e 200 anni).

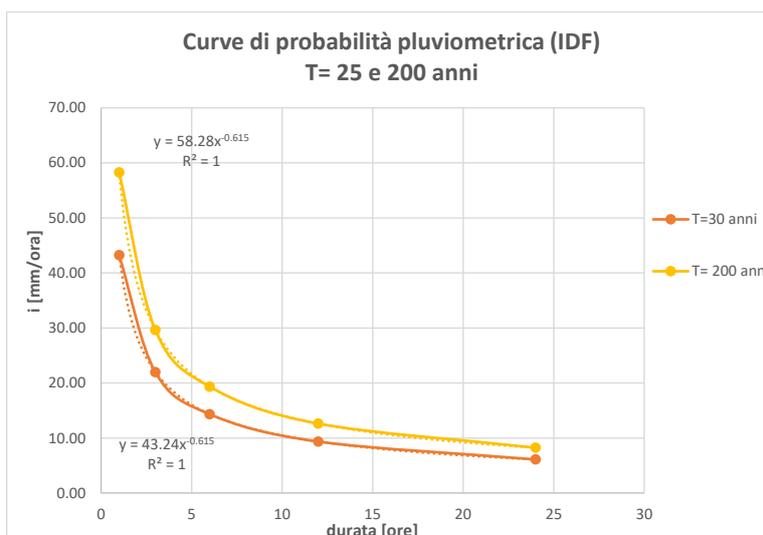


Figura 4.6 - AREA PELI04, -05, 06, -07: Curva di probabilità pluviometrica IDF (Intensità-Durata-Frequenza) relative all'area oggetto di studio e per i tempi di ritorno di progetto (T=25 e 200 anni).

4.4 SUPERFICI DI INFLUENZA

La principale caratteristica delle misure di precipitazione è di essere *puntuali*, cioè di riferirsi al punto in cui è posizionato lo strumento. La quantità di precipitazione che affluisce in un fissato intervallo di tempo in una data *area* deve essere valutata, in linea di principio, a partire dalle misure puntuali effettuate dalle stazioni di misura ricadenti nell'area o in essa limitrofe.

Tuttavia, data la vicinanza della stazione considerata ai bacini scolanti e le ridotte dimensioni di tali bacini, non si individuano le superfici di influenza nell'ipotesi che le caratteristiche di

precipitazione all'interno del bacino siano legate esclusivamente a quelle della stazione pluviometrica in esame.

Inoltre, date le ridotte dimensioni dei bacini ($S < 10 \text{ km}^2$), non verrà effettuato il ragguglio spaziale delle precipitazioni ($ARF=1$).

5 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI

Le portate di progetto sono state calcolate attraverso *metodi indiretti*, che consentono la determinazione delle portate di piena a partire dalle precipitazioni che si abbattano sui diversi bacini. Nello specifico, si è valutata la portata di piena con il *metodo SCS-CN (Soil Conservation Service)*.

Il metodo del *Soil Conservation Service* è una procedura che consente la ricostruzione delle piene nei bacini idrografici di superficie non superiore a 15-20 km². Il metodo consente sia la semplice determinazione del volume della piena o della sua portata al colmo sia la completa ricostruzione dell'idrogramma di piena.

Tale metodo si colloca a metà strada fra i modelli basati sul calcolo delle perdite per infiltrazione in un punto, quindi coerentemente utilizzabili solo in approcci distribuiti e semi-distribuiti, ed i modelli formulati in maniera da essere specificatamente utilizzati in approcci integrati. Dal punto di vista matematico, si fa riferimento al calcolo del flusso superficiale come differenza fra precipitazione e perdite, inglobando però adesso in un unico termine di perdita anche gli altri fattori, oltre all'infiltrazione (*Soil Conservation Service, 1968*).

5.1 METODO DEL CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

La determinazione delle portate di piena, il metodo si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

avendo indicato con V il volume di deflusso, con P_n la precipitazione netta, con W l'invaso del suolo, cioè il volume idrico effettivamente immagazzinato nel suolo, e con S il valore massimo del suddetto invaso.

La precipitazione netta si ottiene sottraendo alla precipitazione totale P le perdite iniziali I_a dovute *all'immagazzinamento superficiale*, imputabili per esempio, alla presenza sulla superficie del bacino di zone che, per la loro morfologia, consentono l'accumulo di volumi idrici, *all'intercettazione* operata dalla copertura vegetale presente e *all'infiltrazione* prima della formazione del deflusso. La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

Sostituendo il valore di W ricavato in precedenza, si ottiene:

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

Poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo (relazione, in pratica, costante per ogni bacino) $I_a = 0.2S$, e tenendo conto che $P_n = P - I_a$, si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

L'applicazione dell'espressione ottenuta presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale P la stima del massimo invasore S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) e infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S viene condotta mediante la seguente relazione:

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

in cui figura un parametro CN , denominato *curve number*, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati in un'apposita tabella, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino.

La stima del CN presuppone, inizialmente, la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l'appropriato CN sulla base di quelli riportati in letteratura; il valore di CN_b dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Per la stima del CN si distinguono i seguenti quattro gruppi idrologici denominati A, B, C e D.

- *Gruppo A: Bassa capacità di formazione del deflusso. Suoli con elevata infiltrabilità anche in condizioni di completa saturazione. Si tratta di sabbie o ghiaie profonde molto ben drenate. La conducibilità idrica alla saturazione è elevata.*
- *Gruppo B: Suoli con modesta infiltrabilità se saturi. Discretamente drenati e profondi sono caratterizzati da una tessitura medio-grossa e da una conducibilità idrica non molto elevata.*
- *Gruppo C: Suoli con bassa infiltrabilità se saturi. Sono per lo più suoli con uno strato che impedisce il movimento dell'acqua verso il basso (a drenaggio impedito) oppure suoli con tessitura medio-fine e bassa infiltrabilità. La conducibilità idrica è bassa.*

- **Gruppo D:** Suoli ad elevata capacità di formazione del deflusso. Appartengono a questo gruppo i suoli ricchi di argilla con capacità rigonfianti, i suoli con uno strato di argilla presso la superficie, i suoli poco profondi su substrati impermeabili. La conducibilità idrica è estremamente bassa.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'inizio dell'evento (*Antecedent Moisture Conditions*, AMC) e a tal fine va precisato che i valori di CN riportati si riferiscono a condizioni medie del parametro AMC denominate AMCII.

La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta nei cinque giorni precedenti l'evento in esame che consente di definire la condizione di umidità antecedente l'evento (AMCI, AMCII, AMCIII).

Periodo vegetativo	Riposo vegetativo	AMC
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, minore di 35 mm.	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, minore di 13 mm.	I
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, tra 35 e 53 mm.	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, tra 13 e 28 mm.	II
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, maggiore di 53 mm	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, maggiore di 28 mm.	III

Nel caso in cui si ricada nella condizione AMCI (secca) o in quella AMCIII (umida), i valori di CN devono essere corretti utilizzando adeguati fattori di correzione.

Tipologia di Uso del Suolo	Tipo idrologico di suolo			
	A	B	C	D
Area Urbana (tessuto denso) ¹	77	85	90	92
Area Urbana (tessuto rado) ²	61	75	83	87
Aree industriali ³	89	92	94	95
Autostrade, ferrovie ⁴	87	91	93	94
Porti, aeroporti ⁵	98	98	98	98
Aree in trasformazione ⁶	77	86	91	94
Zone verdi urbane ⁷	39	61	74	80
Aree sportive e ricreative ⁸	49	69	79	84
Seminativo in aree non irrigue ⁹	55	69	78	83
Vigneti ¹⁰	67	78	85	89
Frutteto ,Uliveto ¹¹	62	71	78	81
Prati stabili ¹²	30	58	71	78
Zone agricole eterogenee ¹³	67	78	85	89
Zone boscate ¹⁴	25	55	70	77
Area a Pascolo naturale e praterie d'alta quota ¹⁵	49	69	79	84
Aree a vegetazione sclerofilla ¹⁶	30	51	63	70
Aree a vegetazione bosc. e a arbus. in evoluzione ¹⁷	45	66	77	83
Spiagge, dune , sabbie ¹⁸	98	98	98	98
Rocce nude falesie, rupi, affioramenti ¹⁹	77	86	91	94
Aree con vegetazione rada ²⁰	63	77	85	88
Aree percorse da incendi ²¹	45	66	77	83
Paludi interne	25	25	25	25
Paludi salmastre	25	25	25	25
Saline	25	25	25	25
Corsi d'acqua canali e idrovore	98	98	98	98
Bacini d'acqua	25	25	25	25
Lagune	55	55	55	55

¹Zone residenziali, lotti fino a 500 m2 (area imp. 65%)

²Zone residenziali,lotti da 500 a 1000 m2 (area imp. 38%)

³Zone commerciali e industriali (area imp. 72%)

⁴Autostrade ferrovie

⁵Strade, ferrovie, porti, aeroporti.

⁶Suoli rimaneggiati, discariche, aree estrattive (terreno nudo)

⁷Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 e il 75%

⁸Spazi aperti con manto erboso maggiore del 75%

⁹Leguminose o prato a rotazione per traverso in buone condizioni

¹⁰Filari a ritocchino in buone condizioni

¹¹Filari per traverso in buone condizioni

¹²Prato protetto dal pascolo e soggetto a fienaggione

¹³Filari a ritocchino in buone condizioni

¹⁴Bosco in buone condizioni

¹⁵Pascolo in discrete condizioni

¹⁶Macchia arbustiva in discrete condizioni

¹⁷Bosco in cattive condizioni

¹⁸Spiagge, dune , sabbie

¹⁹Maggese nudo o arato a ritocchino

²⁰Vegetazione desertica in cattive condizioni

²¹Bosco in cattive condizioni

Figura 5.1 - Valori caratteristici del parametro CN per i suoli.

Per il calcolo della portata al colmo Q_p si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata t_a (*tempo di accumulo*) e una fase di esaurimento di durata t_e (*tempo di esaurimento*) e il cui volume V ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{2}(t_a + t_e) = \frac{Q_p t_b}{2}$$

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37,5 % del volume totale V di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0,375 volte la durata dell'evento di piena t_b e pertanto $t_b = 2,67 t_a$.

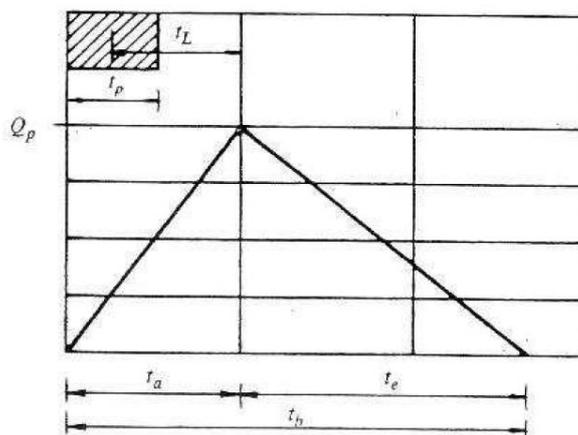


Figura 5.2 -

Utilizzando tali espressioni, esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo t_a in ore, l'area A del bacino in km^2 , si ottiene:

$$Q_p = 0.208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p pari al tempo di corrivazione del bacino idrografico e indicando con t_L il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello istogramma e il picco dell'idrogramma triangolare), si effettua con la semplice relazione:

$$t_a = 0.5t_p + t_L$$

Nel metodo SCS-CN il rapporto t_L/t_p è costante e pari a 0,6. Per la determinazione del tempo di ritardo, espresso in ore, si utilizza la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

in cui s è la pendenza del bacino espressa in % ed L è la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in km.

5.2 METODO PER LA STIMA DELLE SUPERFICI SCOLANTI

Per individuare le superfici scolanti per i calcoli necessari al dimensionamento delle opere idrauliche è stato utilizzato il software QGIS e il Modello Digitale del Terreno (MDT) della Carta Tecnica Regionale 2014. In particolare, è stato utilizzato il tool *r.watershed* che

opportunamente settato ha restituito i bacini che insistono sulle aree oggetto di intervento.

5.3 STIMA DEL CURVE NUMBER (CN)

In accordo con quanto riportato nel paragrafo precedente (cfr. paragrafo 5.1) la stima del *CN* presuppone, inizialmente, la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino (si fa riferimento a quattro gruppi: A, B, C e D) e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica.

Per la scelta del CNII è stata condotta un'analisi della geologia, della geolitologia e dell'uso del suolo individuato mediante l'analisi del CLC.

Nel caso in esame il gruppo idrologico risulta compatibile con il gruppo C.

Inoltre, il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'inizio dell'evento (*Antecedent Moisture Conditions*, AMC) e a tal fine va precisato che i valori di CN utilizzati per il dimensionamento delle opere si riferiscono a condizioni umide del parametro AMC denominate AMCIII.

Per il calcolo del CNIII si è utilizzata la seguente:

$$CNIII = \frac{CNII}{0.43 + 0.0057CNII}$$

6 VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE

6.1 VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA

Il dimensionamento delle opere idrauliche è stato condotto in due differenti fasi: una prima fase di pre-dimensionamento e una seconda di verifica.

Nella fase di pre-dimensionamento è stata assegnata una sezione "tipo" a ciascuna opera idraulica, in funzione dell'orografia, della pendenza, delle necessità tecniche e della estensione delle superfici scolanti sottese alla sezione di scarico. Tale assegnazione è stata effettuata anche grazie a un grafico $Q(i)$ (Figura 6.1 -) nel quale, in funzione della superficie del bacino drenato (S) e della pendenza i del fosso di guardia, è possibile individuare la sezione tipo dell'opera idraulica da prevedere (dimensioni, caratteristiche del rivestimento e presenza di salti di fondo).

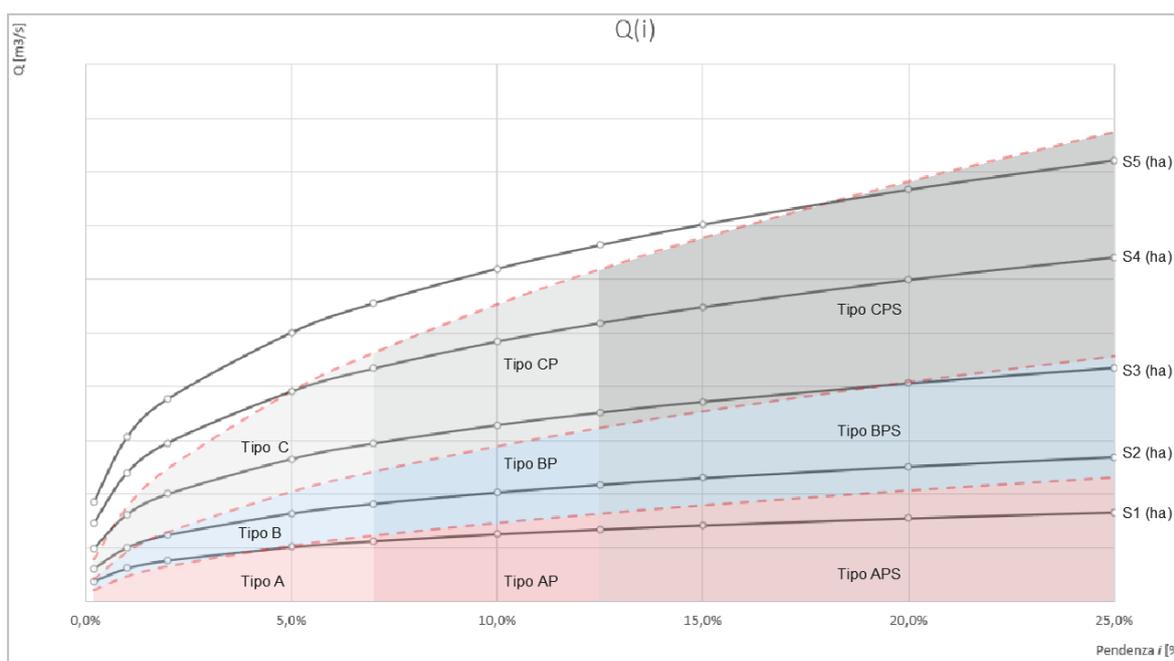


Figura 6.1 - Tipologia di grafico $Q(i)$ con individuazione delle zone omogenee per il pre-dimensionamento dei fossi di guardia.

La verifica della capacità idraulica dei fossi di guardia è stata effettuata prevedendo un franco minimo di 4 cm per ragioni di sicurezza, in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- Q è la portata che defluisce nel fosso di guardia (m^3/s);
- χ è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata (in m^2);
- R è il raggio idraulico (in m), dato dal rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato P;
- i è la pendenza del canale.

Per il valore del coefficiente χ , si è scelto di usare la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

in cui k_s è l'indice di scabrezza di *Gauckler-Strickler*, (in $m^{1/3} \cdot s^{-1}$); in questo caso l'espressione della scala delle portate di moto uniforme si semplifica, risultando particolarmente adeguata ai problemi di progetto:

$$Q = k_s \cdot A \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

La scelta della formula per il calcolo del coefficiente χ ha un'importanza marginale rispetto alla possibilità di scegliere un valore adeguato dell'indice di scabrezza che vi figura; i valori sono stati desunti da Chow W.T. (*Applied hydrology*, 1988). Per i fossi di guardia è stato scelto un indice di scabrezza k_s pari a $36 m^{1/3} \cdot s^{-1}$ nell'ipotesi di canale in terra con fondo in ciottoli e sponde pulite.

Per la verifica dei fossi di guardia Tipo A, B sono stati selezionati dei bacini *rappresentativi*⁴ tra quelli presenti nel progetto, uno per ciascuna tipologia di opera idraulica e in relazione ai valori di CNIII; per tali bacini i valori delle portate corrispondenti al tempo di ritorno di interesse (T=25 anni), insieme agli altri parametri posti alla base del calcolo, sono riassunti nelle tabelle sottostanti.

Nello specifico, le grandezze caratteristiche poste a base dei calcoli, insieme alle rispettive U.M. sono:

- ID Bacino (la perimetrazione ha riguardato i bacini che insistono su viabilità e piazzole del Parco Eolico "Lion Stone");

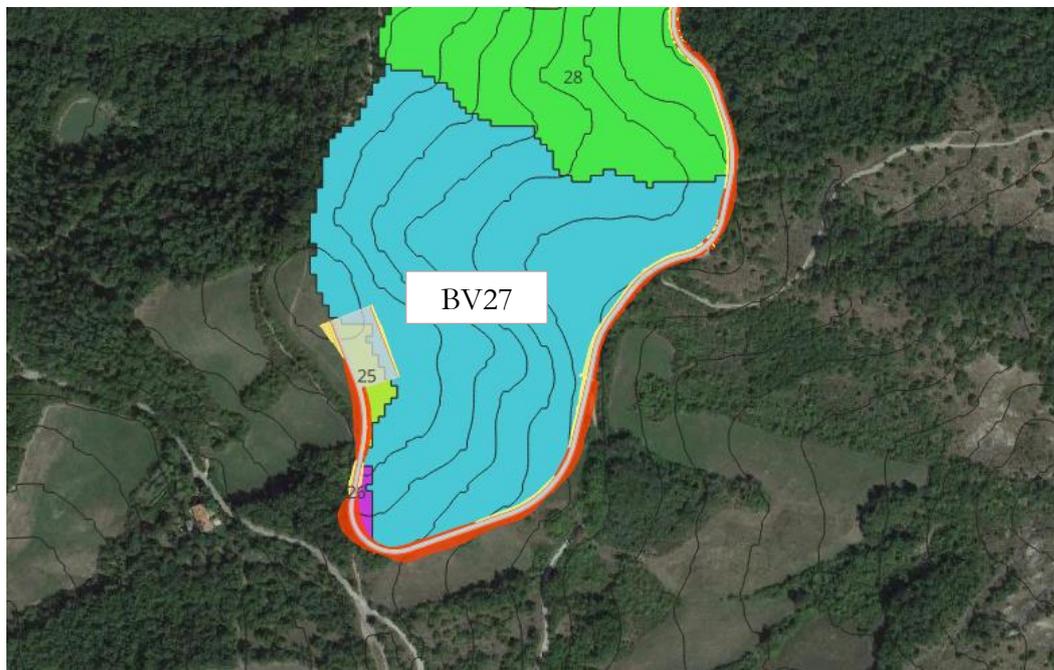
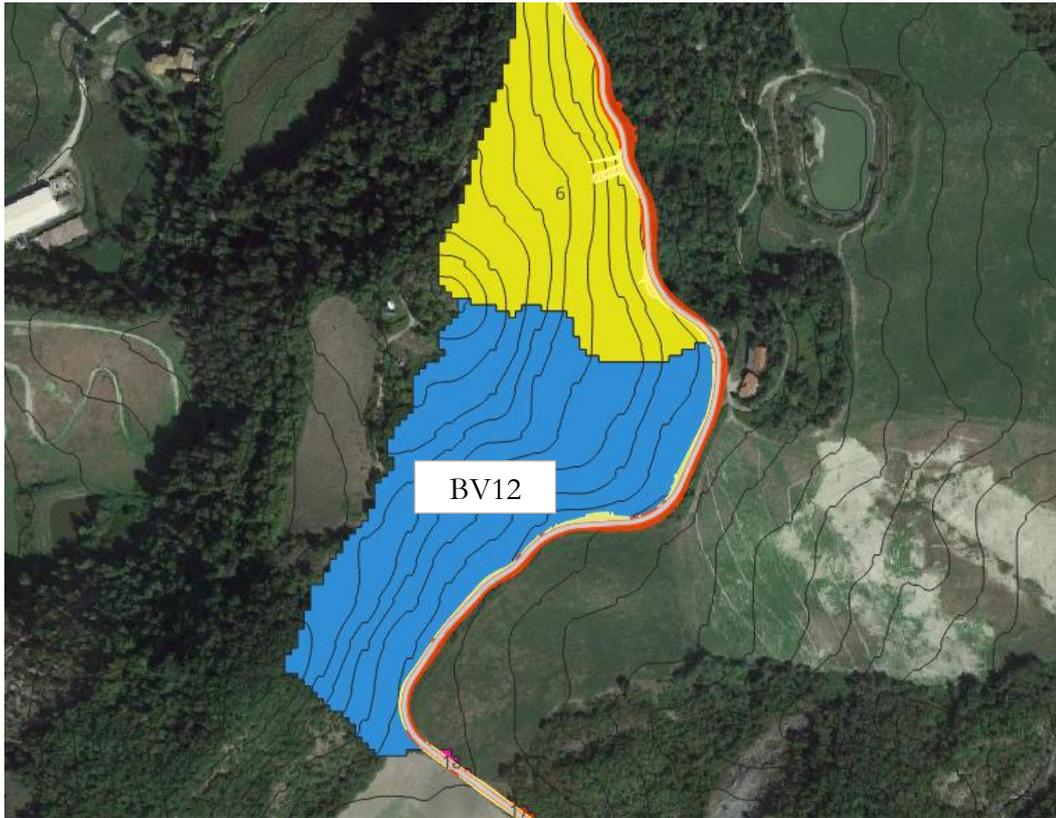
⁴ I bacini "*rappresentativi*" (BV) sono quelli, tra i bacini afferenti alla viabilità di progetto, che determinano il valore maggiore di portata di deflusso, in funzione della loro superficie/pendenza; con riferimento a tale portata, ogni fosso di guardia risulta idraulicamente e tecnicamente compatibile.

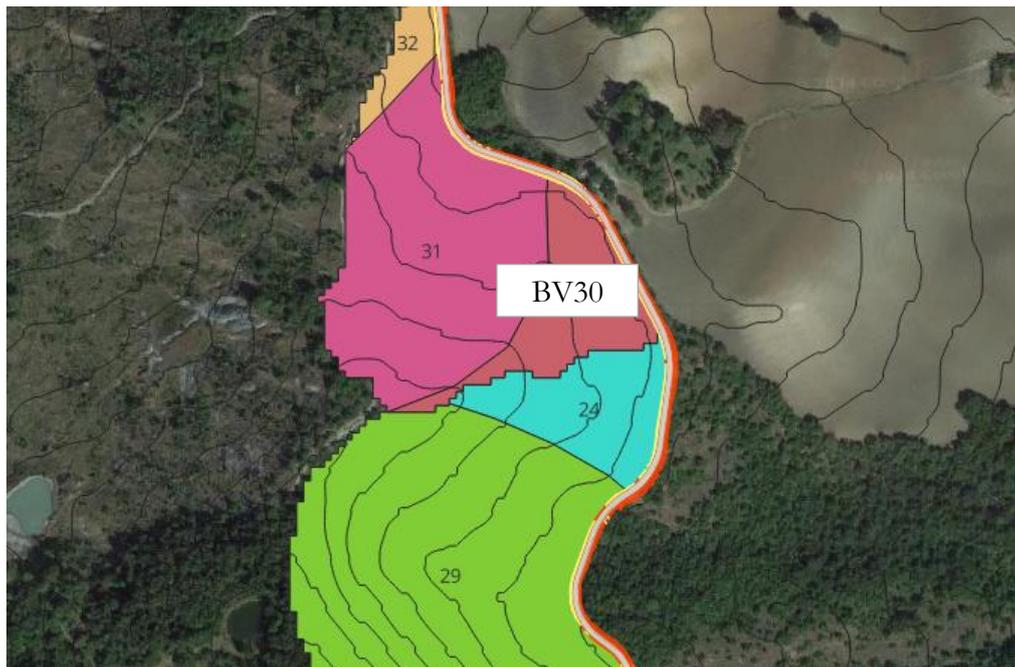
- Superficie del bacino drenante S (sia in m², che in ha e che in km²);
- Lunghezza dell’asta principale, L (in m);
- Quota massima dell’asta principale, H_{max} (m);
- Quota minima dell’asta principale, H_{min} (m);
- Dislivello geodetico tra gli estremi dell’asta, Δh (m);
- Pendenza media del percorso, i (%);
- Parametro CNII;
- Parametro CNIII;
- Tempo di ritardo, t_L (hr);
- Tempo di corrivazione, t_p (hr);
- Tempo di accumulo, t_a (hr);
- Tempo di esaurimento, t_b (hr);
- Precipitazione lorda, P_{lorda} (mm);
- Massimo invaso del suolo, S (mm);
- Precipitazione netta, P_{netta} (mm)
- Coefficiente udometrico, u_d (l/s*ha);
- Portata al colmo della piena, Q_p (in m³/s);

Le tabelle che seguono sono pertanto relative al calcolo della portata di progetto (relativa a ciascun bacino BV) causata da un evento pluviometrico critico di fissato tempo di ritorno T.

ID Bacino	Caratteristiche del bacino																Coefficiente udometrico u _d	Portata Q _p	
	Superficie S			Lunghezza asta L	H max	H min	Δh	Pendenza media i	CNII	CNIII	Tempo di Lag t _L	Tempo di picco t _p	Tempo di accumulo t _a	Tempo di base t _b	Precipitazione P	S			Pnetta
	[m ²]	[ha]	[km ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[hr]	[hr]	[hr]	[hr]	[mm]	[mm]			[mm]
BV12	53596.3	5.36	0.0536	224.0	601.3	497.0	104.30	46.56	70	84	0.03	0.05	0.06	0.15	13.92	46.81	0.40	14.56	0.08
BV27.1	28269.0	2.83	0.0283	240.0	566.5	488.2	78.30	32.63	85	93	0.03	0.05	0.05	0.14	13.37	19.27	3.15	125.81	0.36
BV30.1	4898.6	0.49	0.0049	196.0	535.4	496.4	39.00	19.90	80	90	0.03	0.06	0.06	0.17	14.45	27.31	2.23	72.78	0.04

Di seguito si riporta un’immagine con l’individuazione dei bacini “*rappresentativi*”, utilizzati per il dimensionamento delle opere idrauliche previste nel presente progetto.





Una volta stimate le portate di progetto è stata condotta la verifica dei fossi di guardia. In particolare, per ciascun fosso, sono riportati i seguenti elementi:

- Tipologia del fosso di guardia adottato;
- Bacino scolante;
- Tirante idrico h (m), sezione idrica A (m²), contorno bagnato P (m), raggio idraulico R (m) con riferimento alla portata di progetto;
- Pendenza i dell'opera idraulica (%)
- Portata di progetto $Q_{max,T}$ in m³/s;
- Velocità con cui defluisce la portata di progetto (m/s);
- Grado di riempimento del fosso di guardia, dato dal rapporto tra il tirante idrico di progetto e l'altezza della sezione;
- Franco (espresso in m) dato dalla differenza tra l'altezza della sezione ed il tirante corrispondente alla portata di progetto.

Le verifiche sono risultate positive, rispettando gli opportuni franchi di sicurezza; le tipologie di opere idrauliche individuate in fase di pre-dimensionamento sono risultate aderenti alle necessità di controllo e di smaltimento delle acque meteoriche verso gli impluvi naturali del sito in esame⁵. Per far sì che il sistema di fossi di guardia possa raccogliere e

⁵ Si evidenzia che la scelta delle tipologie di opere, sia in termini di geometria che di materiali, non è legata ad un mero dimensionamento di tipo idraulico. Sono state tenute in considerazione infatti, anche se non direttamente esplicitate nei calcoli, caratteristiche come (i) l'interrimento fisiologico delle opere idrauliche

scaricare in maniera ottimale le acque di deflusso, alcune delle portate di progetto sono state divise in base al numero di scarichi previsti negli stessi fossi di guardia. Per evitare dunque che i canali veicolassero volumi idrici troppo elevati (che si sarebbero tradotti in dimensioni dei fossi di guardia estremamente elevati) si è dunque deciso di piazzare degli scarichi intermedi, laddove necessario, lungo lo sviluppo dei fossi di guardia, in accordo con l'andamento topografico del terreno.

A scopo esemplificativo, si riportano i calcoli effettuati per le portate relative a tutti i bacini investigati con i quali sono state dimensionate tutte le tipologie (geometriche) di fossi di guardia previste nel presente progetto.

Caratteristiche del canale				Verifica/Progetto					Parametri di verifica		
Tipologia sezione	Bacino scolante	Pendenza del canale, i	Portata di progetto, Q_p	Tirante idrico h	Area A	Perimetro bagnato P	Raggio idraulico R	Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	Velocità v	Grado di riempimento h/H	Franco f
		[%]	[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m/s]	[-]	[m]
AP/APS	BV12	7.00%	0.078	0.15	0.05	0.61	0.08	0.078	1.52	0.49	0.15
BP/BPS	BV27.1	9.00%	0.356	0.31	0.15	1.03	0.14	0.357	2.44	0.77	0.09
A	BV30.1	0.90%	0.036	0.15	0.05	0.62	0.09	0.036	0.68	0.50	0.15

6.2 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Dall'analisi dell'interazione della viabilità di parco con il reticolo idrografico è emersa la necessità di adeguare **n° 4 attraversamenti**, denominati rispettivamente AT01, AT02, AT03 e AT04, corrispondenti rispettivamente alle interferenze 25, 26, 27 e 28 (cfr. elaborato PELI55). Di seguito si riporta l'inquadramento delle interferenze suddette su CTR e ortofoto.

(benché mantenute con regolarità), (ii) il carattere delle precipitazioni in accordo al *climate changing* (precipitazioni di notevole intensità e breve durata con tempi di ritorno elevati) e (iii) le dimensioni "minime" legate alle effettive funzioni alle quali le opere devono assolvere (indipendentemente, quindi, dal tirante idrico di moto uniforme derivante dal calcolo).

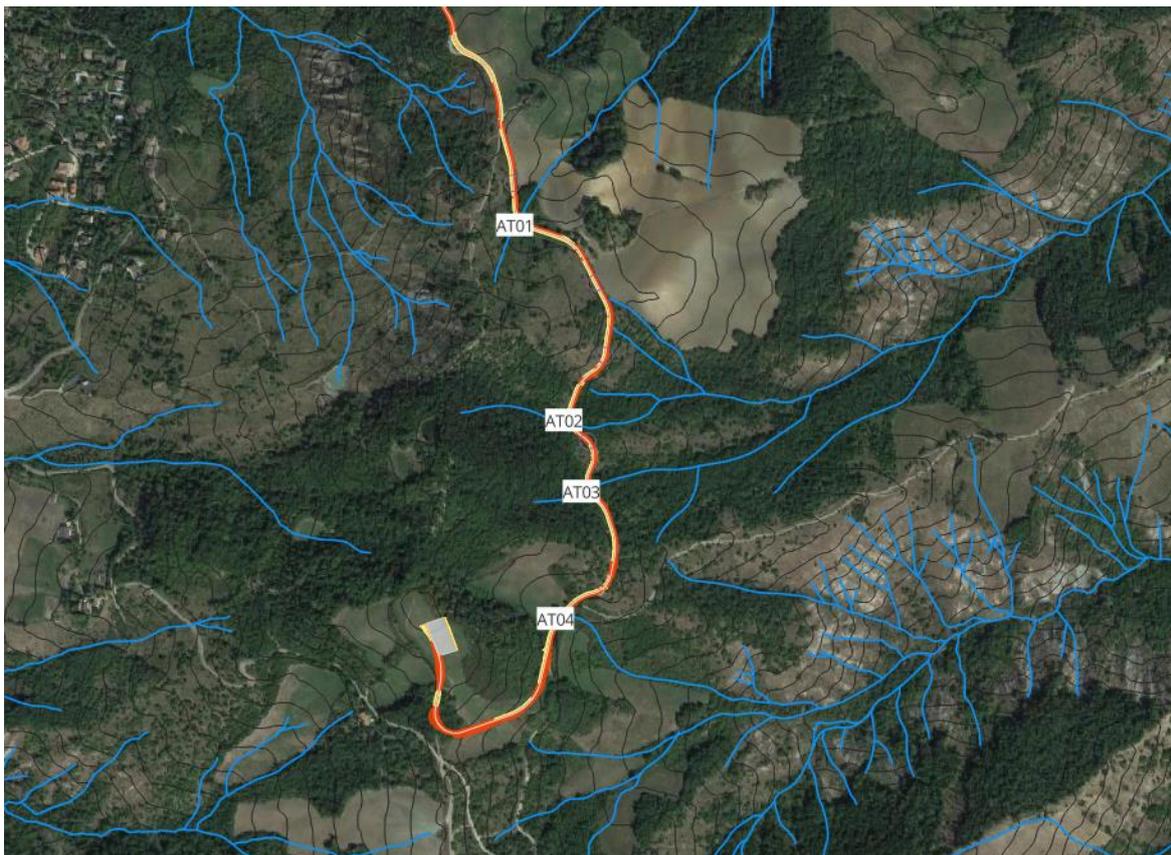


Figura 6.2 – Individuazione degli attraversamenti in corrispondenza del reticolo idrografico

Per il dimensionamento di tali opere si fa riferimento al *D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)* ed alla *Circolare esplicativa del 11/02/2019 – Punto C5.1.2.3 “Compatibilità idraulica”*.

I disposti normativi appena citati prevedono che il tombino abbia un tirante idrico, con riferimento ad evento con Tempo di ritorno pari a 200 anni, non superiore ai 2/3 dell’altezza della sezione, con un franco minimo pari a 0.5 m.

Nel caso in esame, si prevede di realizzare gli attraversamenti con tubazione in PEAD CRG SN8 con diametri variabili tra DE800 e DE1000.

6.2.1 Caratteristiche dei bacini e portata di progetto

Di seguito si riportano i bacini sottesi dalle sezioni degli attraversamenti in progetto e la tabella con le caratteristiche degli stessi e la corrispondente portata di deflusso calcolata con i metodi esposti nel capitolo 6, per il tempo di ritorno di interesse pari a 200 anni.

Si riporta la tabella relativa al calcolo della portata di progetto (per i bacini in esame) causata da un evento pluviometrico critico di fissati tempi di ritorno T e per CNIII considerando una tipologia di suolo C.

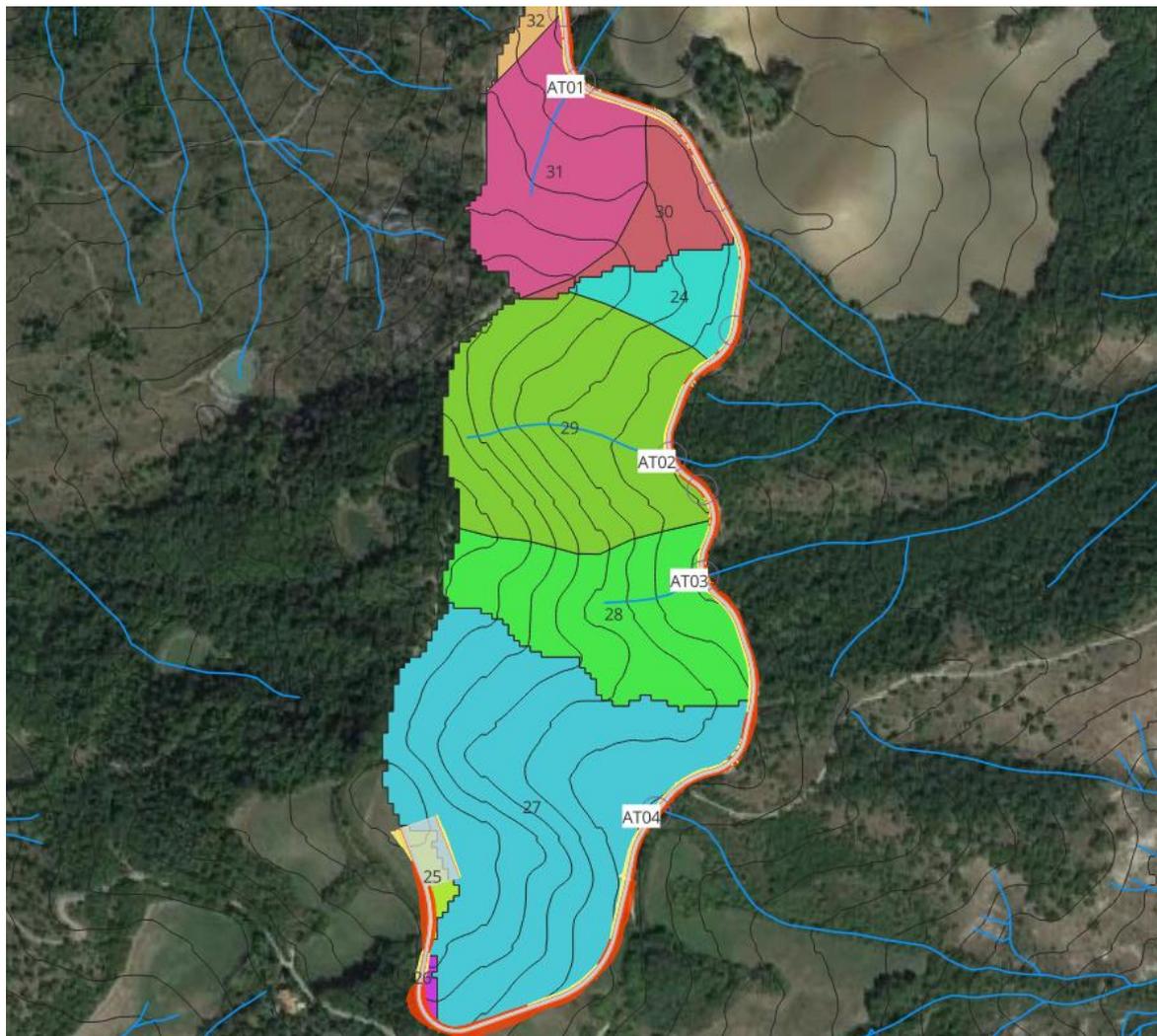


Figura 6.3 - Individuazione dei bacini sottesi dalle sezioni di attraversamento AT01, -02, -03, -04

Caratteristiche del bacino																			
ID Bacino	Superficie S			Lunghezza asta L	H max	H min	Δh	Pendenza media i	CNII	CNIII	Tempo di Lag tL	Tempo di picco tp	Tempo di accumulo ta	Tempo di base tb	Precipitazione P	S	Pnetta	Coefficiente udometrico U _d	Portata Qp
	[m ²]	[ha]	[km ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[hr]	[hr]	[hr]	[hr]	[mm]	[mm]	[mm]	[l/s·ha]	[m ³ /s]
B_AT01	71423.9	7.14	0.0714	205.0	535.4	488.1	47.30	23.07	79	90	0.03	0.06	0.06	0.17	19.36	29.03	4.31	143.22	1.023
B_AT02	30831.0	3.08	0.0308	225.0	562.0	487.4	74.60	33.16	70	84	0.04	0.06	0.07	0.18	20.05	46.81	1.99	60.23	0.186
B_AT03	45267.8	4.53	0.0453	260.0	561.9	488.2	73.74	28.36	70	84	0.05	0.08	0.08	0.22	21.60	46.81	2.54	63.36	0.287
B_AT04	26845.0	2.68	0.0268	270.0	566.5	498.6	67.85	25.13	85	93	0.04	0.06	0.07	0.17	19.65	19.27	7.12	227.22	0.610

6.2.2 Calcolo idraulico

Noto il valore di portata di progetto, il dimensionamento è stato effettuato in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di *Chezy*:

$$Q = k_s \cdot A \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

avendo utilizzato, per la determinazione del coefficiente di scabrezza χ , la formula di Gauckler-Strickler. I diversi termini che compaiono nella formula di Chezy sono stati in

precedenza esplicitati nel paragrafo 6.1.

Per quanto riguarda l'indice di scabrezza k_s , per materiali di tipo plastico, esso è posto pari a $100 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (valore medio relativo a pareti lisce internamente).

Di seguito si riporta la tabella con i dati relativi alle verifiche idrauliche e la scala delle portate di moto uniforme.

Le verifiche sono risultate positive, rispetto alle prescrizioni normative prima menzionate.

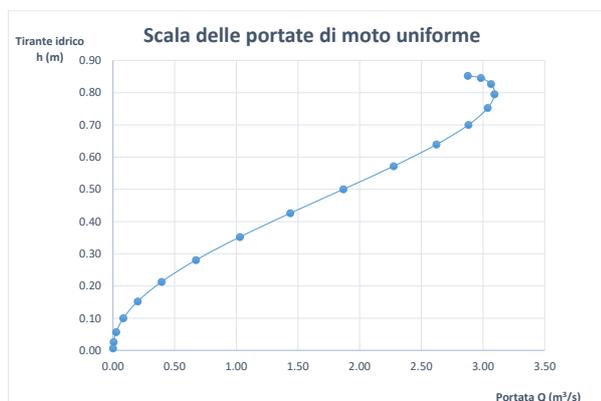
6.2.2.1 Attraversamento AT01

Caratteristiche della sezione

Tipologia sezione	Circolare HDPE CRG SN 8	
Diametro esterno, D_e	1000	[mm]
	1.00	[m]
Diametro interno, D_i	852	[mm]
	0.85	[m]
Coefficiente di scabrezza di Strickler k_s	100	$[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$
Pendenza, i	2.00%	[%]

Verifica/Progetto

Portata di progetto, Q_p	1.02	$[\text{m}^3/\text{s}]$
Tirante idrico, h	<u>0.35</u>	[m]
α	2.79	[rad]
Area, A	0.22	$[\text{m}^2]$
Perimetro bagnato, P	1.19	[m]
Raggio idraulico, R	0.19	[m]
Portata in condizioni di moto uniforme Q_{\max}	1.02	$[\text{m}^3/\text{s}]$
Velocità	4.61	$[\text{m}/\text{s}]$
Grado di riempimento, h/D	0.41	[-]
Grado di riempimento, $2/3 h/r$	0.55	[-]
Franco f	0.50	[m]



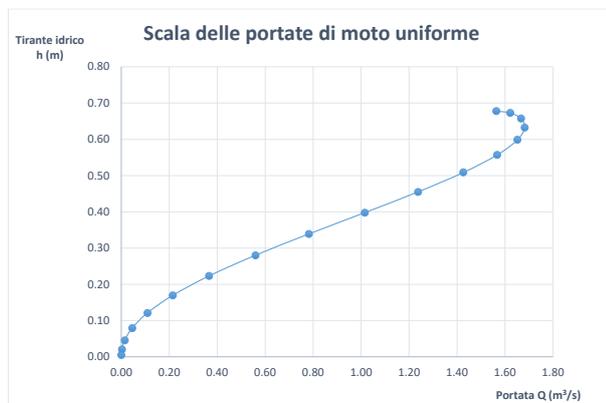
6.2.2.2 Attraversamento AT02

Caratteristiche della sezione

Tipologia sezione	Circolare HDPE CRG SN 8	
Diametro esterno, D_e	800	[mm]
	0.80	[m]
Diametro interno, D_i	678	[mm]
	0.68	[m]
Coefficiente di scabrezza di Strickler k_s	100	[m ^{1/3} /s]
Pendenza, i	2.00%	[%]

Verifica/Progetto

Portata di progetto, Q_p	0.19	[m ³ /s]
Tirante idrico, h	<u>0.16</u>	[m]
α	2.03	[rad]
Area, A	0.06	[m ²]
Perimetro bagnato, P	0.69	[m]
Raggio idraulico, R	0.09	[m]
Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	0.19	[m ³ /s]
Velocità	2.93	[m/s]
Grado di riempimento, h/D	0.24	[-]
Grado di riempimento, $2/3 h/r$	0.31	[-]
Franco f	0.52	[m]



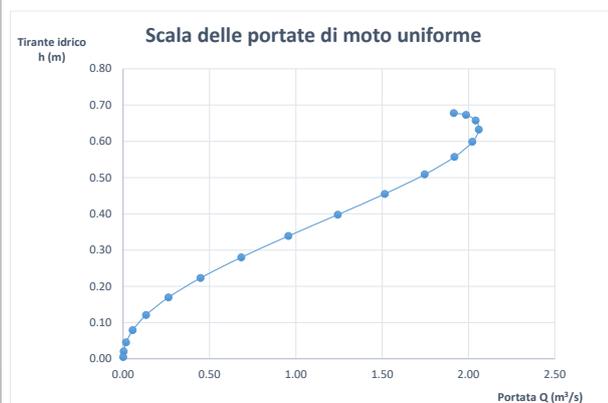
6.2.2.3 Attraversamento AT03

Caratteristiche della sezione

Tipologia sezione	Circolare HDPE CRG SN 8	
Diametro esterno, D_e	800	[mm]
	0.80	[m]
Diametro interno, D_i	678	[mm]
	0.68	[m]
Coefficiente di scabrezza di Strickler k_s	100	[m ^{1/3} /s]
Pendenza, i	3.00%	[%]

Verifica/Progetto

Portata di progetto, Q_p	0.29	[m ³ /s]
Tirante idrico, h	<u>0.18</u>	[m]
α	2.15	[rad]
Area, A	0.08	[m ²]
Perimetro bagnato, P	0.73	[m]
Raggio idraulico, R	0.10	[m]
Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	0.29	[m ³ /s]
Velocità	3.83	[m/s]
Grado di riempimento, h/D	0.26	[-]
Grado di riempimento, $2/3 h/r$	0.35	[-]
Franco f	0.50	[m]



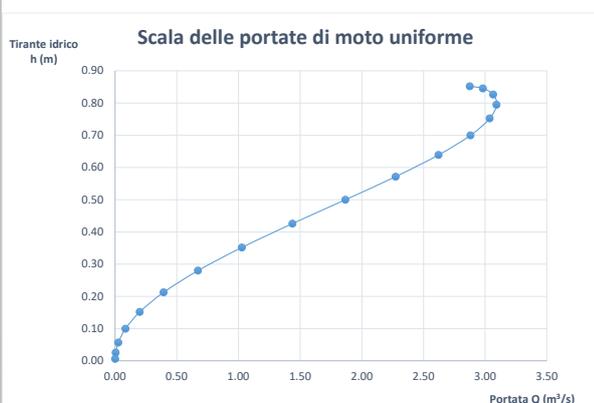
6.2.2.4 Attraversamento AT04

Caratteristiche della sezione

Tipologia sezione	Circolare HDPE CRG SN 8	
Diametro esterno, D_e	1000	[mm]
	1.00	[m]
Diametro interno, D_i	852	[mm]
	0.85	[m]
Coefficiente di scabrezza di Strickler k_s	100	[m ^{1/3} /s]
Pendenza, i	2.00%	[%]

Verifica/Progetto

Portata di progetto, Q_p	0.61	[m ³ /s]
Tirante idrico, h	<u>0.27</u>	[m]
α	2.37	[rad]
Area, A	0.15	[m ²]
Perimetro bagnato, P	1.01	[m]
Raggio idraulico, R	0.15	[m]
Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	0.61	[m ³ /s]
Velocità	4.00	[m/s]
Grado di riempimento, h/D	0.31	[-]
Grado di riempimento, $2/3 h/r$	0.42	[-]
Franco f	0.59	[m]



6.3 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEI PUNTI DI SCARICO

Gli attraversamenti di tipo A in corrispondenza dei punti di scarico sono stati verificati per una portata corrispondente a un evento con tempo di ritorno T pari a 25 anni, analogamente a quanto effettuato per i fossi di guardia.

Si è scelto di utilizzare tubazioni in polietilene CRG SN8, in quanto forniscono buone prestazioni meccaniche e durabilità, soprattutto nei confronti dell'abrasione.

Il dimensionamento consiste nel determinare le dimensioni da assegnare alla sezione in modo tale che la portata di progetto Q_p possa transitare con un tirante idrico h in grado di assicurare un adeguato franco di sicurezza.

Date le caratteristiche del materiale solido trasportato dalla corrente, per evitare il rischio di occlusione ed interrimento, si prevede un grado di riempimento massimo pari a 0,85h.

Anche in questo caso, la verifica della capacità idraulica degli attraversamenti è stata effettuata utilizzando la formula di Chezy per la determinazione della scala delle portate di moto uniforme:

$$Q = k_s \cdot A \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

avendo utilizzato, per la determinazione del coefficiente di scabrezza χ , la formula di Gauckler-Strickler. I diversi termini che compaiono nella formula di Chezy sono stati esplicitati nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda l'indice di scabrezza k_s , per materiali di tipo plastico, esso è posto pari a $100 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (valore medio relativo a pareti lisce internamente).

La pendenza minima richiesta è pari al 2% affinché la sezione sia adeguata al transito della portata di progetto.

Per gli attraversamenti previsti in progetto è stata prevista una tubazione in PEAD CRG SN8 DE500. Si riporta la scala delle portate di moto uniforme per il diametro e la pendenza scelta (2%).

