

"PARCO EOLICO SENNORI (SS)"

Progetto per la realizzazione di un parco eolico con potenza pari a 42 MW sito nel Comune di Sennori (SS) con opere di connessione alla RTN nel Comune di Tergu (SS)

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE

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



TITOLO ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

SCALA

COMMESSA

SVIL- 1000190562

CODIFICA DOCUMENTO

SEN-PD-R19_00

4

3

2

1

0

PRIMA EMISSIONE

Luglio 2024

VP

VF

MG

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

Questo disegno non può essere riprodotto, nè utilizzato altrove, nè ceduto a terzi in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori

INDICE

INDICE.....	2
1 PREMESSA.....	3
2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO	4
2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
2.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	7
2.2.1 Interazione tra le opere ed i bacini idrografici	7
2.2.2 Interferenze del cavidotto con il reticolo idrografico	7
3 INFORMAZIONE IDROLOGICA.....	8
3.1 METODO TCEV SARDEGNA	8
3.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO.....	12
3.3 CALCOLO DELLA C.P.P.	12
3.4 SUPERFICI DI INFLUENZA	14
4 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI	15
4.1 METODO DEL CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO	15
4.2 STIMA DEL CURVE NUMBER (CN).....	19
4.3 IL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA E DEL COEFFICIENTE UDOMETRICO.....	20
4.3.1 Fossi di guardia.....	21
5 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE	24
5.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE.....	24
5.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO.....	24
5.3 OPERE IDRAULICHE	26
6 VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE.....	30
6.1 PRE-DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA	30
6.2 VERIFICA FOSSI DI GUARDIA	31
6.3 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEI PUNTI DI SCARICO	33

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Sennori (SS)" composto da 6 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 7,0 MW, per una potenza complessiva di 42 MW, ubicato nel comune di Sennori (SS) e proposto dalla società Edison Rinnovabili S.p.A., facente parte del Gruppo Edison, con sede legale in Milano via Foro Buonaparte 31, 20121.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 7,0 MW, con diametro rotore fino a 163 m e altezza massima al top della pala pari a 180,0 m. per l'aerogeneratore SEN01 e pari a 200,0 m per gli aerogeneratori SEN02-SEN03-SEN04-SEN05 e SEN 06. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto.

Oltre che degli aerogeneratori, il progetto si compone dei seguenti elementi:

- elettrodotto interrato con cavi a 36 kV, di collegamento tra gli aerogeneratori e la nuova Stazione Elettrica di Terna 150/36KV "Tergu";
- edificio di consegna;
- nuova Stazione Elettrica di Terna 150/36KV "Tergu"; da inserire in entra – esce alla linea RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e "Ploaghe Stazione – Tergu" (progetto in capo ad un altro proponente);
- raccordi di connessione AT a 150 kV, tra la stazione 150 KV "Tergu" le linee RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e Ploaghe Stazione – Tergu" (progetto in capo ad un altro proponente).

Si precisa che la progettazione della futura stazione elettrica di Terna 150/36KV "Tergu" e dei relativi raccordi aerei da inserire in entra – esce alla linea RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e "Ploaghe Stazione – Tergu", riportati nella documentazione progettuale, sono in carico ad altro produttore avente ruolo di capofila nei confronti di Terna S.p.A.

La seguente relazione riporta lo studio idrologico ed idraulico relativo alla progettazione delle opere idrauliche di parco.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO

2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori ricadono nelle contrade Su Pezzu Sa Rughe (SEN-01 e SEN-02), Badde Iscorigosu (SEN-03), M. Balvarigas (SEN-04), Funtana Ruja (SEN-05), Sa Coa De Renau (SEN-06 e Edificio Consegna).

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

IGM 25 K:

- 441_II_Sorso
- 442_III_Sèdini
- 459_I_Sassari
- 460_IV_Osilo

CTRN 10K WGS84:

- 442090
- 442130
- 441160
- 459040
- 460010

Catastali

- Comune di Sennori - Fogli 24,21,15,14,9,8,5 e 4
- Comune di Osilo -Fogli 29, 21, 5, 21
- Comune di Tergu (B)— Fogli 2
- Comune di Tergu (C) - Fogli 5,3,2,1

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

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
SEN-01	467572	4514323	Sennori-Foglio 24, p.lla: 39-38
SEN-02	468077	4514587	Sennori-Foglio 24, p.lla: 34
SEN-03	468245	4515046	Sennori-Foglio 21, p.lla: 39
SEN-04	468583	4515434	Sennori-Foglio 21, p.lle: 33
SEN-05	468479	4516040	Sennori-Foglio 21, p.lla: 75
SEN-06	468528	4516546	Sennori-Foglio 21, p.lla: 14
Edificio Consegna	468439	4516796	Sennori-Foglio 14, p.lla: 105

Tabella 1 - Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84

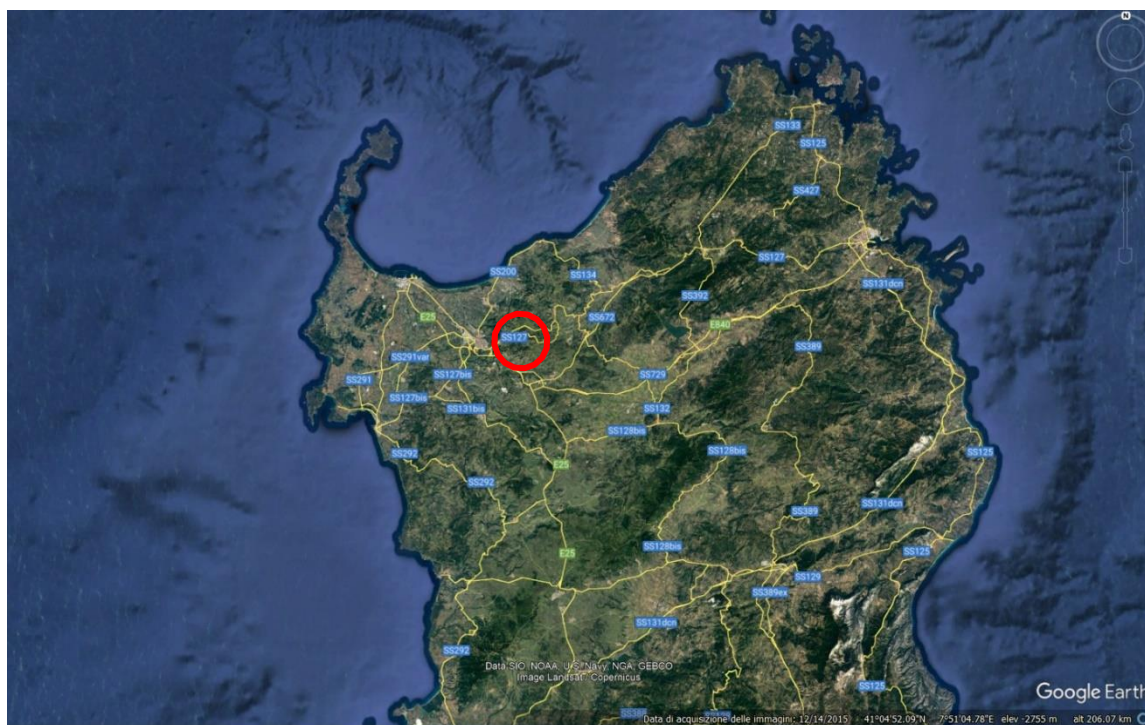


Figura 1 - Ubicazione area di impianto da satellite

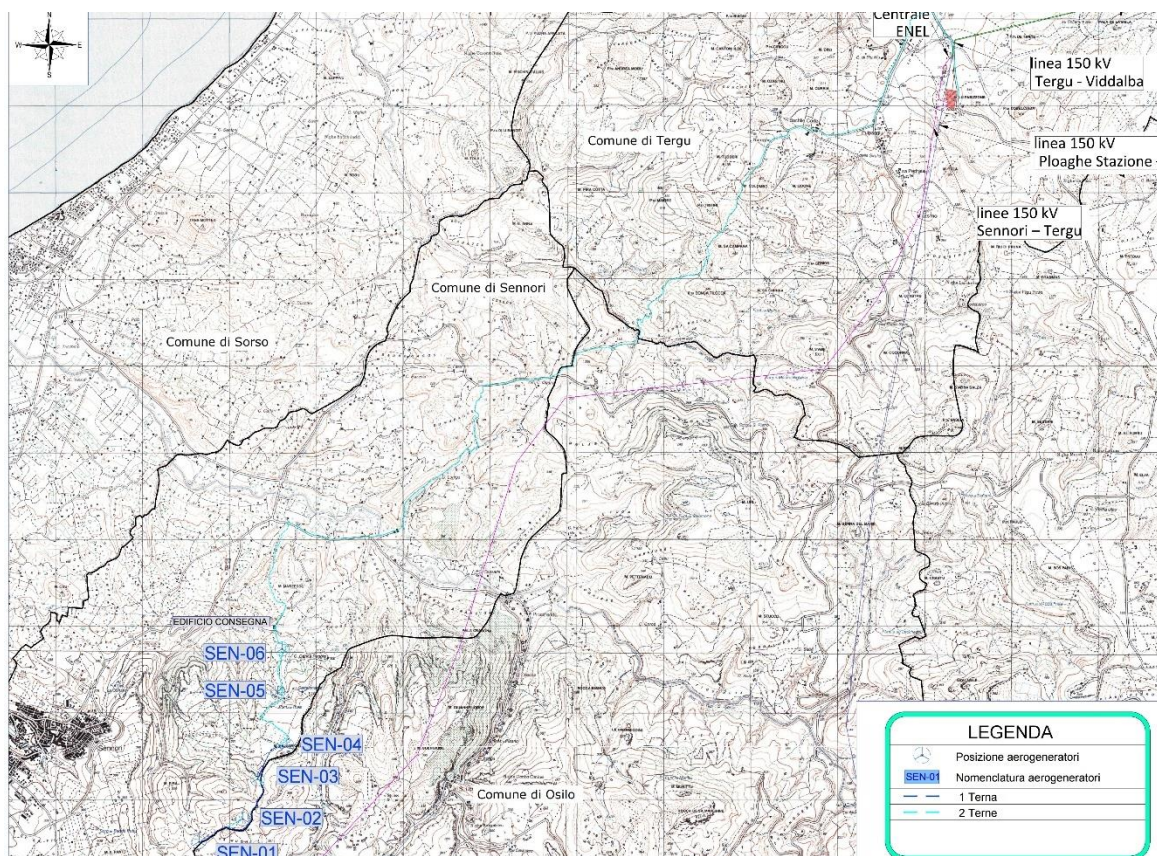


Figura 2 - Inquadramento impianto su IGM 1:25.000

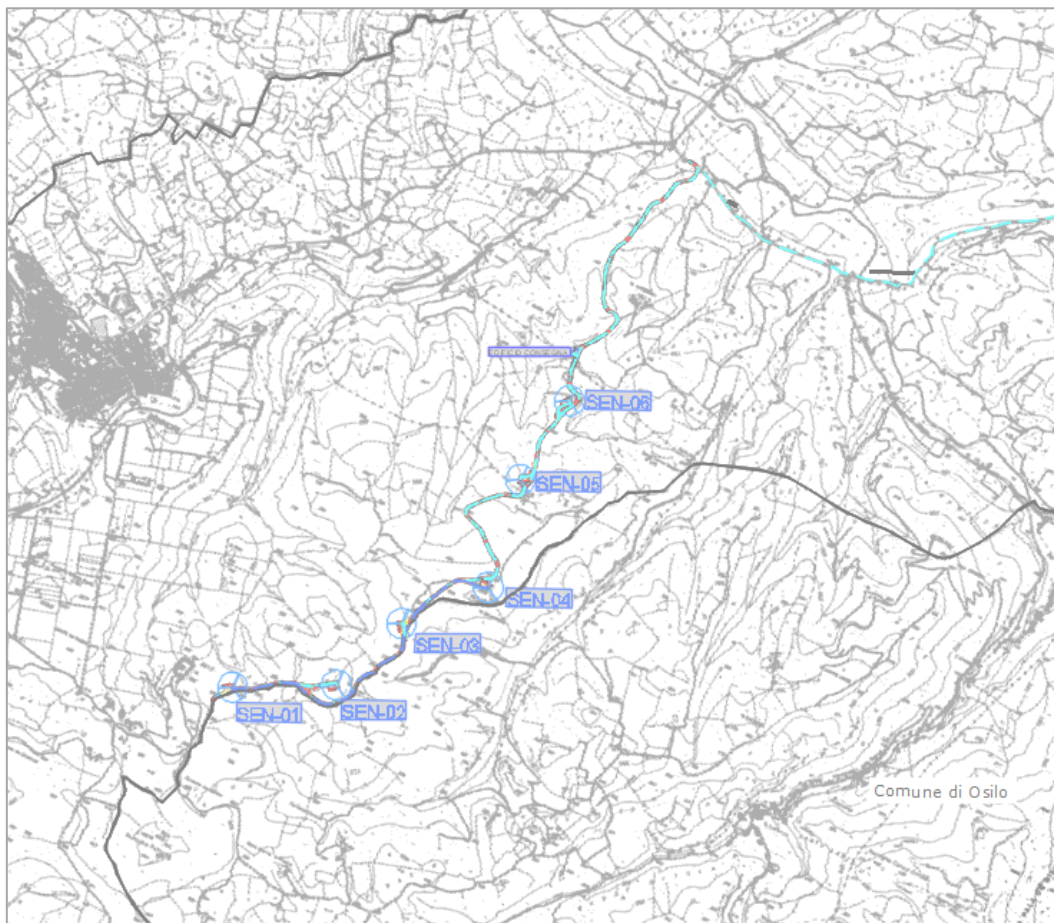


Figura 3 - Inquadramento impianto su CTR 1:10.000

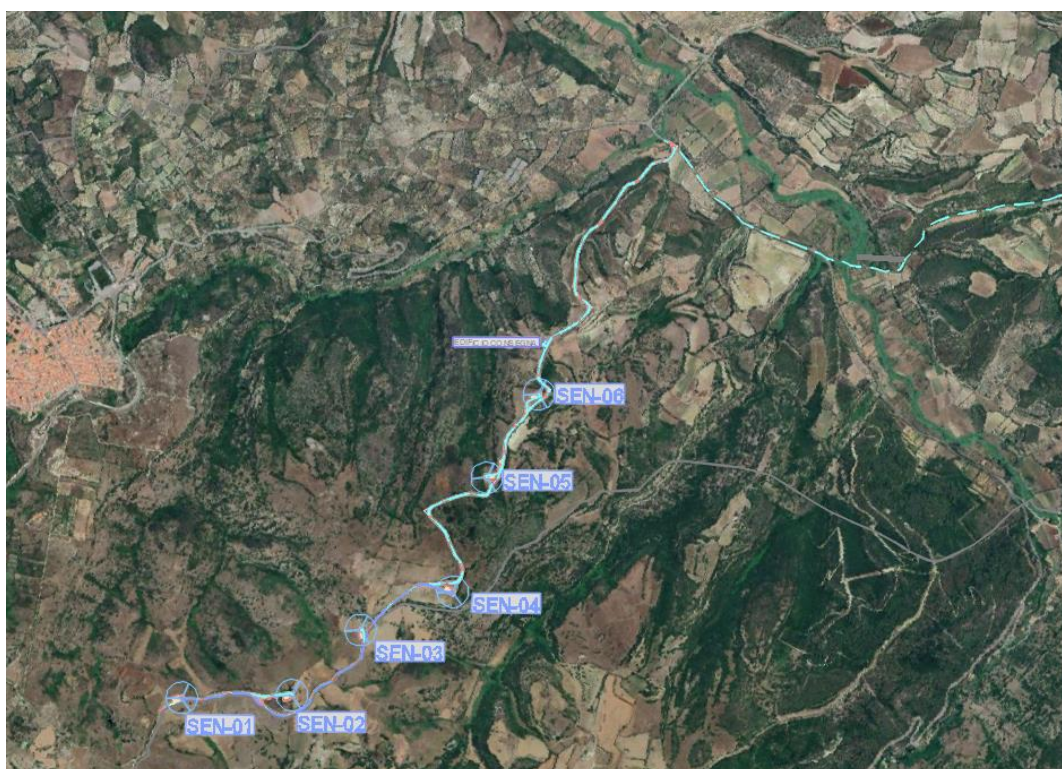


Figura 4 - Inquadramento impianto su ortofoto

2.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'area interessata dall'impianto si sviluppa sulla displuviale tra i bacini del Rio Badde Scorigosu a est e del Riu de su Golfu a ovest. In particolare, il primo risulta iscritto nel Registro delle Acque Pubbliche della provincia di Sassari al N. 271 - PAG 5441, al codice 104.

Di seguito si mostra la viabilità di progetto rispetto al reticolo idrografico ai fini del PAI.

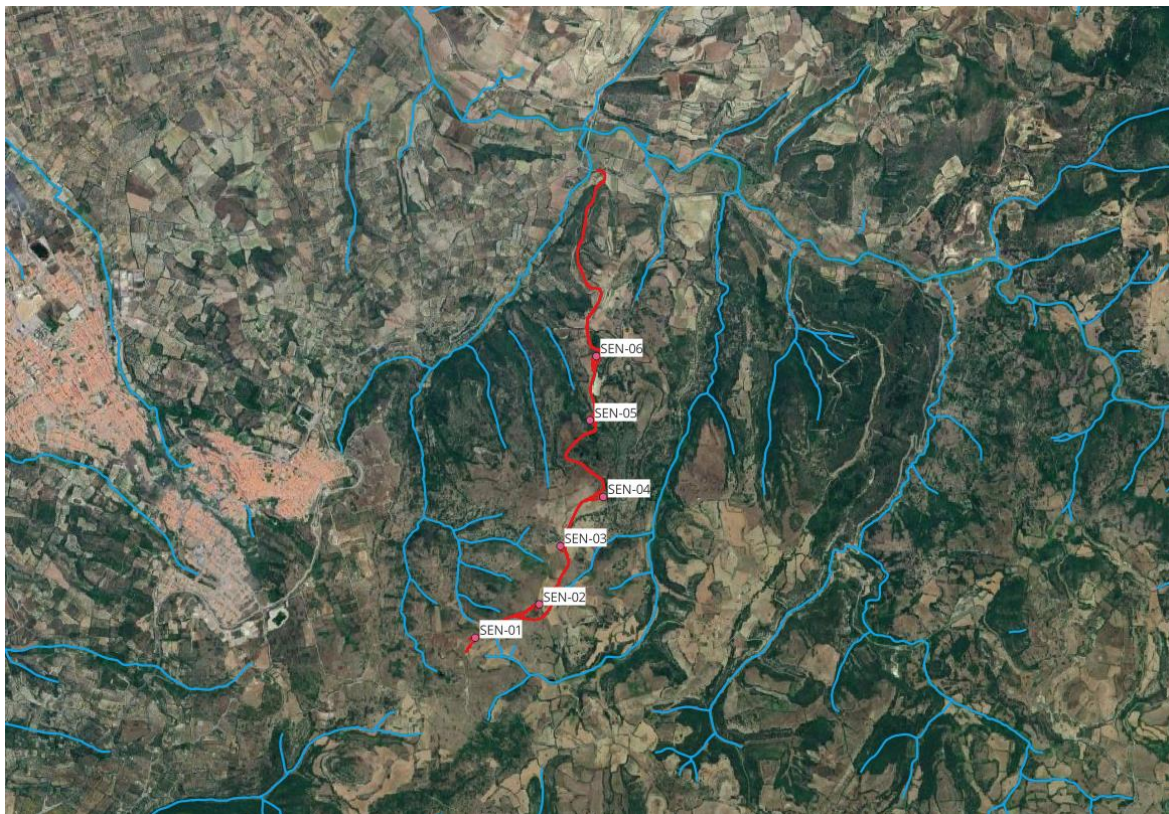


Figura 5 Inquadramento delle opere con gli elementi idrici contenuti nello strato informativo ai fini del PAI

2.2.1 Interazione tra le opere ed i bacini idrografici

La viabilità di progetto del parco di “Sennori”, come si evince dalla figura precedente, **non interferisce con gli elementi idrici contenuti nello strato informativo individuato con deliberazione del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n. 3 del 30/07/2015.**

2.2.2 Interferenze del cavidotto con il reticolo idrografico

Il cavidotto a servizio del parco interferisce in alcuni punti con il reticolo idrografico. Si rimanda all’elaborato SEN-PD-R17 – *Relazione sulle interferenze* per ulteriori approfondimenti.

3 INFORMAZIONE IDROLOGICA

Il presente capitolo ha l'obiettivo di definire la curva di probabilità pluviometrica necessaria alla progettazione delle opere idrauliche per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche dalle superfici stradali e dalle piazzole del parco eolico "Sennori".

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nei bacini idrografici relativi all'area in esame. I fenomeni metereologici 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 pioggia-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 "Sennori".

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).

3.1 METODO TCEV SARDEGNA

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 VAPI¹.

¹ 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

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 meteorologica).

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 pertanto riferimento alla procedura descritta nel progetto VAPI Sardegna (*GNDCI Linea 1. Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia*).

La procedura gerarchica di regionalizzazione si articola su tre livelli successivi in ognuno dei quali è possibile ritenere costanti alcuni statistici.

Nel *primo livello di regionalizzazione* si ipotizza che tutto il territorio regionale ricada in una unica Zona Omogenea, caratterizzata dalla costanza in tutti i punti del territorio del coefficiente d'asimmetria e dei parametri di modello Λ^* e Θ^* . Le loro stime, effettuate col metodo di massima verosimiglianza (MV), sono risultate le seguenti: $\Theta^* = 2.207$ e $\Lambda^* = 0.5717$.

Il *secondo livello di regionalizzazione* riguarda l'individuazione di sottozone omogenee, interne a quella individuata al primo livello, nelle quali risultino costanti, oltre al coefficiente di asimmetria, anche il coefficiente di variazione della legge teorica ed il parametro Λ_1 .

Al secondo livello di regionalizzazione la Sardegna è suddivisa in n°3 sottozone pluviometriche omogenee (SZO) (Figura 6).

L'aggregazione delle stazioni in gruppi omogenei è stata condotta con tecniche di *cluster analysis*. La stima dei parametri è stata condotta dapprima col metodo di massima verosimiglianza ed è stata in seguito affinata variando iterativamente i valori dei parametri sino ad ottenere nelle serie generate sinteticamente gli stessi coefficienti di variazione (CV) osservati in media in ciascuna SZO.

La delimitazione territoriale delle SZO è stata effettuata utilizzando anche i dati delle 111 stazioni con minor numero di osservazioni, le quali sono state attribuite ai tre gruppi mediante

piogge intense secondo criteri omogenei.

tecniche di analisi discriminante, ed è semplicemente basata sull'aggregazione dei topoieti delle stazioni appartenenti ad una medesima SZO.

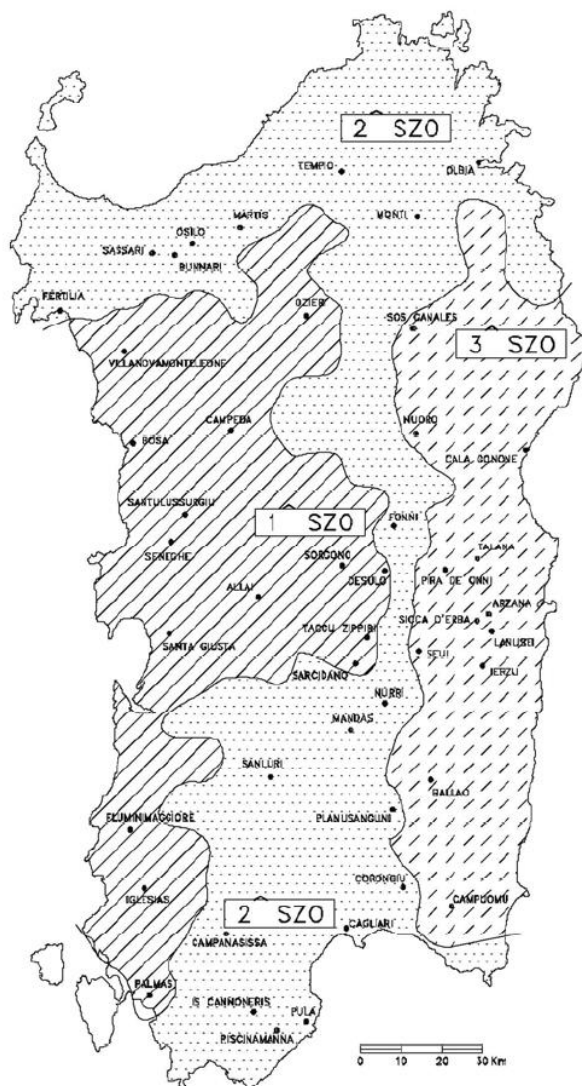


Figura 6 – Sottozone pluviometriche

Per le piogge brevi ed intense (cui si fa riferimento nella presente analisi) per quanto riguarda i parametri Λ^* , Θ^* e Λ_1 l'indagine VAPI ha evidenziato una stretta dipendenza dei loro valori dalla durata dell'evento. Il valore di K_T , *fattore di crescita*, per tempi di ritorno T superiori a 10 anni può essere espresso attraverso una formula monomia del tipo:

$$K_T(t) = a_2 \cdot t^{n2}$$

K_T misura la variabilità relativa degli eventi estremi alle diverse frequenze. Esso è dunque dipendente dalla durata della precipitazione e funzione sia della collocazione geografica del sito per il quale si vogliono calcolare le altezze di pioggia (a mezzo dei coefficienti a e b) che

del tempo di ritorno T dell'evento meteorico.

Per tempi di ritorno T superiori a 10 anni, le espressioni per il calcolo dei coefficienti a_2 e n_2 sono riportate nell'immagine sottostante.

$$\begin{aligned}
 \text{SZO 1} \quad a_2 &= 0.46378 + 1.0386 \text{Log}_{10} T \\
 n_2 &= -0.18449 + 0.23032 \text{Log}_{10} T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \\
 n_2 &= -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \text{Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora}) \\
 \\
 \text{SZO 2} \quad a_2 &= 0.44182 + 1.0817 \text{Log}_{10} T \\
 n_2 &= -0.18676 + 0.24310 \text{Log}_{10} T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \\
 n_2 &= -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \text{Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora}) \\
 \\
 \text{SZO 3} \quad a_2 &= 0.41273 + 1.1370 \text{Log}_{10} T \\
 n_2 &= -0.19055 + 0.25937 \text{Log}_{10} T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}) \\
 n_2 &= 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{Log}_{10} T \quad (\text{per } \tau > 1 \text{ ora})
 \end{aligned}$$

Tabella 2 - Formule per il calcolo del coefficiente di crescita al variare della durata e della sottozona.

Il terzo livello di regionalizzazione prevede, infine, la ricerca di relazioni regionali tra il parametro centrale della distribuzione di probabilità μ e le grandezze - prevalentemente geografiche (altitudine, distanza dal mare, superficie del bacino idrografico) - relative al sito di misura.

Pertanto, l'espressione della curva di probabilità pluviometrica sarà:

$$h_{t,T} = K_T \cdot \mu(t)$$

in cui $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia di assegnata durata t e fissato tempo di ritorno T .

Nello specifico, per la regione Sardegna, al terzo livello di regionalizzazione, viene presa in considerazione come pioggia indice la media del massimo annuale dell'altezza di precipitazione giornaliera $\mu[g]$.

Per le piogge brevi ed intense, il legame tra la pioggia indice $\mu(t)$ e la durata t è risultato ben descritto in tutti i siti considerati da una espressione monomia analoga a quella impiegata per rappresentare le curve di crescita:

$$\mu(t) = a_1 \cdot t^{n_1}$$

dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera $\mu[g]$. Nello specifico, le relazioni sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 a_1 &= \mu_g / (0.886 \cdot 24^{n_1}) \\
 n_1 &= -0.493 + 0.476 \log_{10} \mu_g
 \end{aligned}$$

La pioggia indice giornaliera $\mu[g]$ viene stimata sulla base della carta delle isoiete riportata in Figura 7.



Figura 7 - Carta delle isoiete per l'identificazione della pioggia indice giornaliera $\mu[g]$.

Sono quindi stati calcolati, per i tempi di ritorno di interesse e per l'area considerata, i valori delle altezze di pioggia massima di assegnata durata $h_{t,T}$ e le leggi di probabilità pluviometrica.

3.2 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 30 anni.

3.3 CALCOLO DELLA C.P.P.

I bacini oggetto del presente studio si trovano nella sottozona pluviometrica omogenea SZO2:

il fattore di crescita è calcolato attraverso l'espressione in Tabella 2, utilizzando gli appropriati valori dei coefficienti a_2 e n_2 (per $T > 10$ anni e $t < 1$ ora, poiché i tempi di corrivazione dei bacini oggetto di studio sono inferiori ad 1 ora).

Fissato il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica di progetto - pari a 30 - ed individuato il valore della pioggia indice giornaliera dalla carta delle isoiete in Figura 7 è quindi possibile determinare i coefficienti per il calcolo delle altezze di pioggia di data frequenza di accadimento e di fissata durata. In particolare, risulta:

➤ $T = 30$:

sottozona SZO2

μg	53	mm/h
a_1	21.109	
a_2	0.328	
n_1	1.849	
n_2	-0.011	$t < 1 \text{ ora}$

La c.p.p sarà data, pertanto, dalla seguente espressione:

$$h_{t,T} = a_1 a_2 \cdot t^{n_1 n_2}$$

È quindi possibile definire la curva di probabilità pluviometrica per l'area in esame, (corrispondente ad un tempo di ritorno $T=30$ anni), per durate $< 1h$.

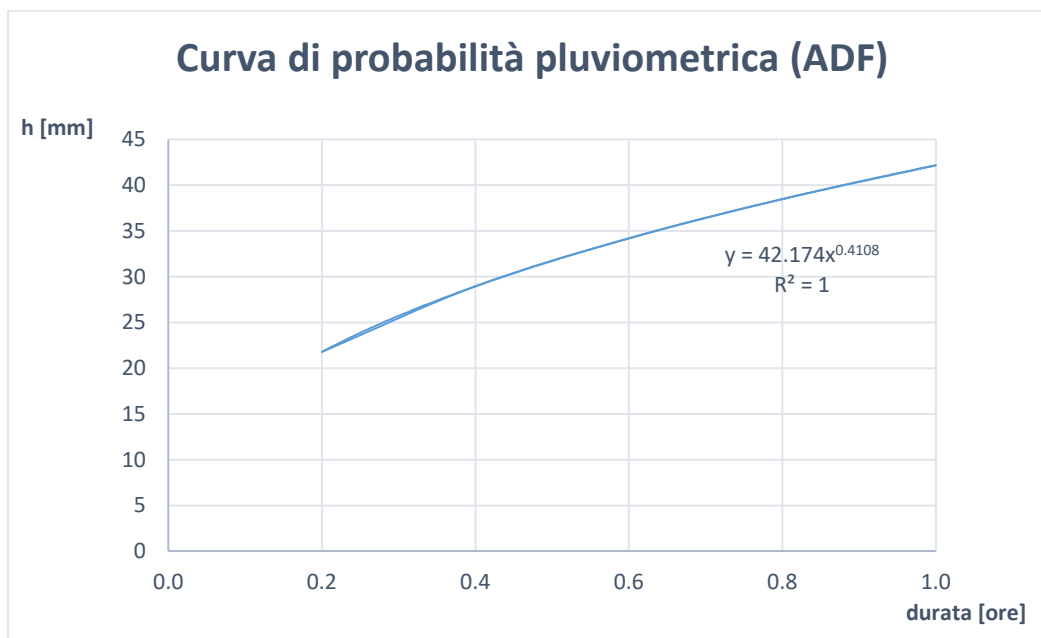


Figura 8- CPP per il tempo di ritorno pari a 30 anni.

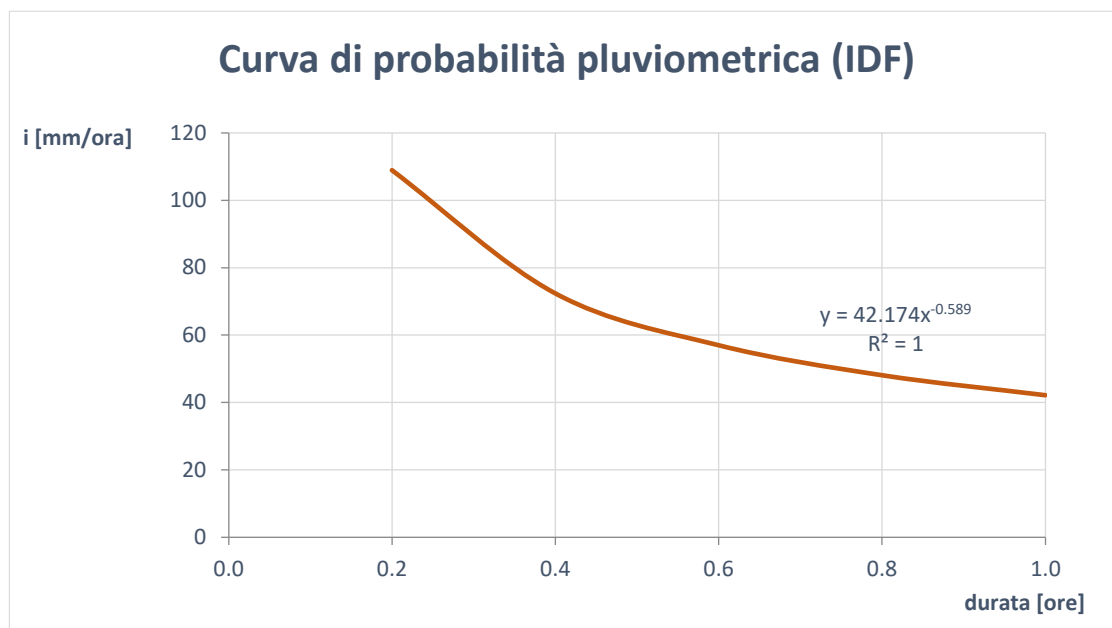


Figura 9- IDF per il tempo di ritorno pari a 30 anni.

3.4 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).

4 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*).

4.1 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 invasore.

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'invasore 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 invaso 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.

La stima del valore di CN è stata condotta a partire dalla classificazione delle aree secondo il CLC (*Corine Land Cover 2006*), rilievi geologici e l'utilizzo della carta geolitologica.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'inizio dell'evento (*Antecedent Moisture Conditions*, AMC). 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

Tabella 3 –

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. Nel caso in esame, si considerano condizioni “umide” di umidità del suolo antecedenti l'evento (AMCIII).

Per il calcolo del CNIII si è utilizzata la seguente:

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

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

Tabella 4 – 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 $t_b = 2,67 t_a$.

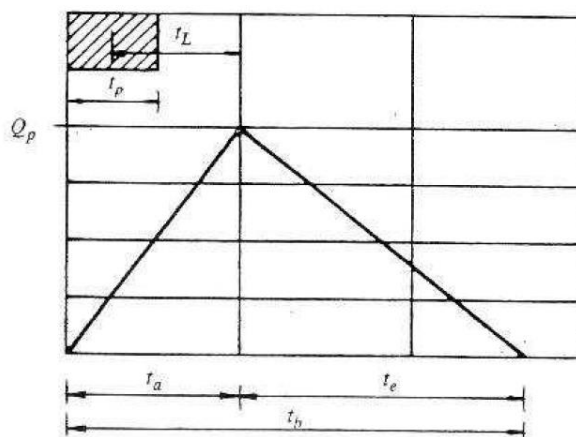


Figura 10 –

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.

4.2 Stima del Curve Number (CN)

In accordo con quanto riportato nel paragrafo precedente (cfr. paragrafo 4.1) 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 sono stati selezionati i valori utilizzati dalla Regione Sardegna ricavati mediante geo-portale nazionale. In particolare, è stato considerato il valore medio assunto dal CNII all'interno dei bacini individuati per lo studio idrologico e idraulico per ciascuna area di intervento, attraverso il software QGIS. Gli stessi sono risultati conformi rispetto all'analisi della geologia, della idrogeologia e dell'agronomia condotta in sede di progettazione e l'uso del suolo individuato mediante l'analisi del CLC. Il valore del CNII è esplicitato nel paragrafo seguente per ciascun bacino analizzato.

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 riportati si riferiscono a condizioni medie del parametro AMC denominate AMCII.

Nel caso in esame, come già detto nel paragrafo 4.1, è stata considerata la condizione "umida" di umidità del suolo antecedente l'evento di precipitazione, in accordo con il parametro AMCIII.

4.3 Il calcolo delle portate di piena e del coefficiente udometrico

Per i bacini in analisi è stato effettuato il calcolo delle portate Q per il tempo di ritorno di interesse ($T = 30$ anni). Per la determinazione delle portate sono stati calcolati alcuni parametri propedeutici e 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 "Sennori");
- Superficie del bacino drenante S (sia in m^2 , che in ha e che in km^2);
- 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;
- 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 m^3/s);

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

4.3.1 Fossi di guardia

Per la verifica dei fossi di guardia sono stati selezionati alcuni bacini *rappresentativi*² tra quelli presenti nel progetto; per tali bacini i valori delle portate corrispondenti al tempo di ritorno di interesse ($T=30$ anni), insieme agli altri parametri posti alla base del calcolo, sono riassunti nella tabella sottostante.

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	tL	tp	ta	tb	Plorda	S	la			Pnetta
	[m ²]	[ha]	[km ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[hr]	[hr]	[hr]	[hr]	[mm]	[mm]	[mm]			[mm]
BV1+BV4	88619.4	8.86	0.0886	555.0	387.1	300.0	87.08	15.69	65	81	0.12	0.21	0.23	0.61	22.16	58.81	11.76	1.56	14.22	0.126
BV2	20922.1	2.09	0.0209	172.0	403.5	392.7	10.85	6.31	68	83	0.07	0.12	0.13	0.35	17.60	51.40	10.28	0.91	14.32	0.030
BV3	46947.5	4.69	0.0469	312.0	420.2	379.5	40.67	13.03	68	83	0.08	0.13	0.15	0.40	18.46	51.40	10.28	1.12	15.75	0.074

Tabella 5 –

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

² 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.



Figura 11 –



Figura 12 –



Figura 13 – Bacini rappresentativi.

5 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE

5.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE

La durabilità delle strade e delle piazzole del parco eolico “Sennori” 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 2 m (prodotto dalla Regione Sicilia) 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.

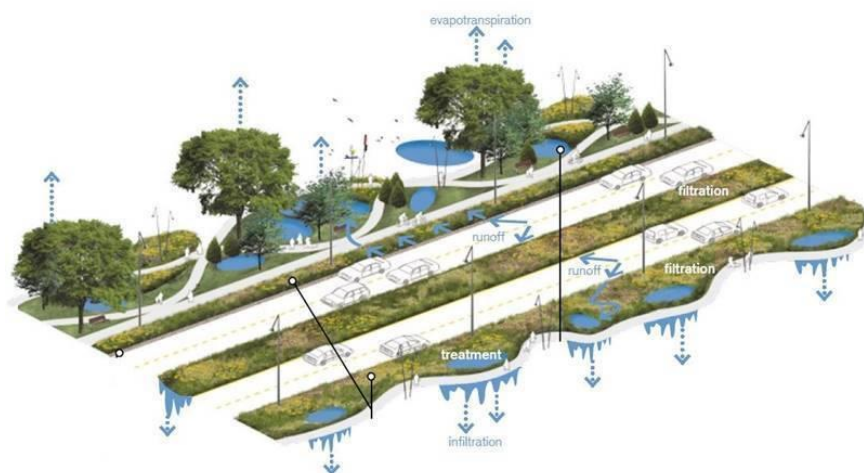


Figura 14 – Esempio progettazione stradale in ottica SuDS (Sustainable Drainage Systems), ripensata secondo i principi di invarianza idraulica. Fonte: Huber, J., 2010. Low Impact Development: a Design Manual for Urban Areas.

5.2 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 "Sennori" (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 interventi³.
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 orografiche⁴.
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, gli scarichi avverranno in corrispondenza di impluvi naturali (di modesta entità e non censiti).

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

³ 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.**

⁴ Si evidenzia che tali scarichi delle acque meteoriche negli impluvi naturali sono di modesta entità in riferimento agli apporti dell'intero bacino scolante.

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.

5.3 OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche previste in progetto sono di seguito elencate; per i particolari costruttivi si rimanda all'elaborato SEN-PD-D57-00 mentre per la localizzazione delle stesse in relazione alla viabilità in progetto si rimanda all'elaborato SEN-PD-D56-00.

Fossi di guardia in terra rivestiti con geostuoia antierosione, aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

<i>Sezione trapezia</i>	Tipo A	Tipo B
Larghezza base [m]	0,30	0,40
Larghezza in superficie [m]	0,50	0,60
Altezza [m]	0,30	0,40

Tabella 6 –

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

In linea generale, il fosso di guardia assume la stessa pendenza della viabilità. 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 aggiungendo alla denominazione una “P”, pertanto, nel caso in esame si avranno fossi di **Tipo AP e BP**.

In alcuni tratti con **pendenze superiori al 12,50%** i fossi di guardia Tipo AP e BP saranno “integrati” con salti di fondo, la denominazione sarà, dunque, fosso di guardia **Tipo APS e BPS**, rispettivamente.

Tali salti (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) saranno realizzati creando dei gradoni con del tondame trasversale sorretto creando un piccolo scasso sulla parete del fosso di guardia e da dei picchetti in legno infissi per 2/3 della loro lunghezza nel terreno; il tondame sarà collegato a questi ultimi con dei chiodi. I gradoni sono quindi riempiti di pietrame ed ubicati ad una interdistanza media pari a 4,00 m (o comunque tale da realizzare una pendenza al massimo del 12%). 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 15-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 ($15 > D > 40$ 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:

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

Tabella 7 –

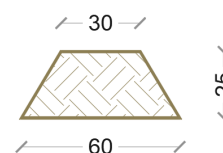


Figura 16 –

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 in pietra per ispezione e raccordo con il fosso di guardia ed (ii) in uscita lo scarico diretto presso gli impluvi esistenti, previa opera di dissipazione in pietrame.

Attraversamenti “Tipo G” 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.

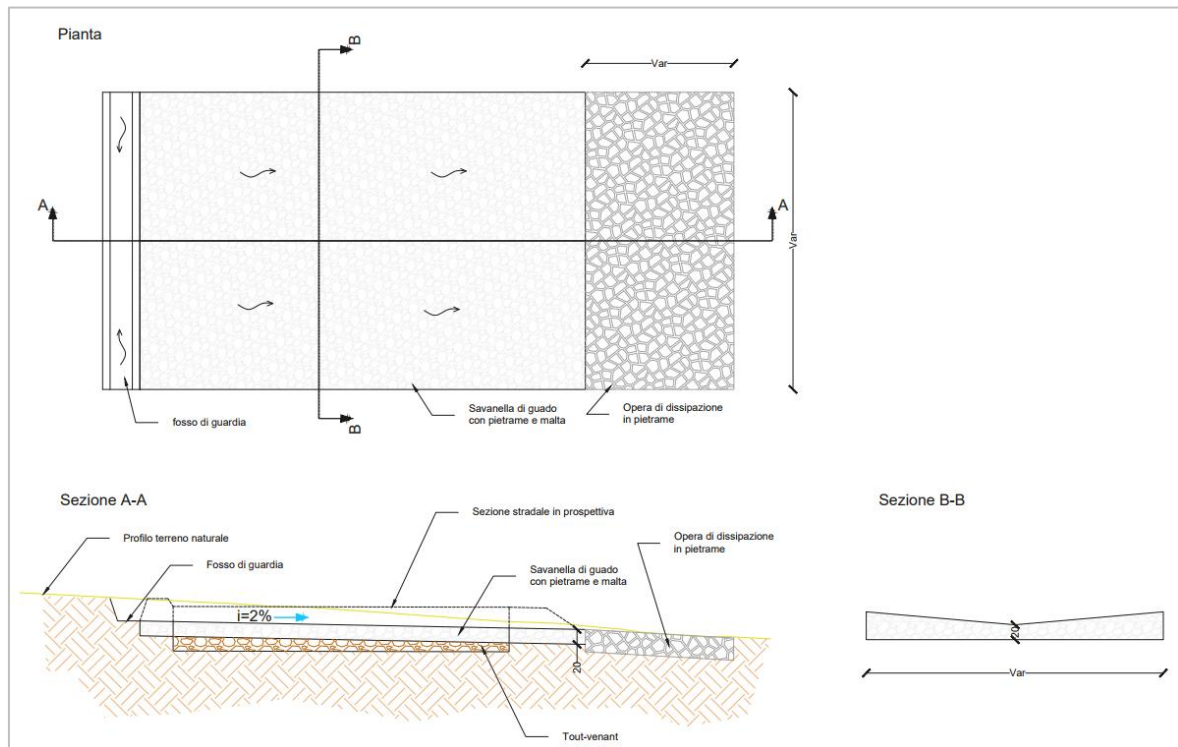


Figura 17 –

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 ($D > 15$ cm), con differente geometria in funzione delle caratteristiche della corrente in uscita e del corpo idrico ricevente (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

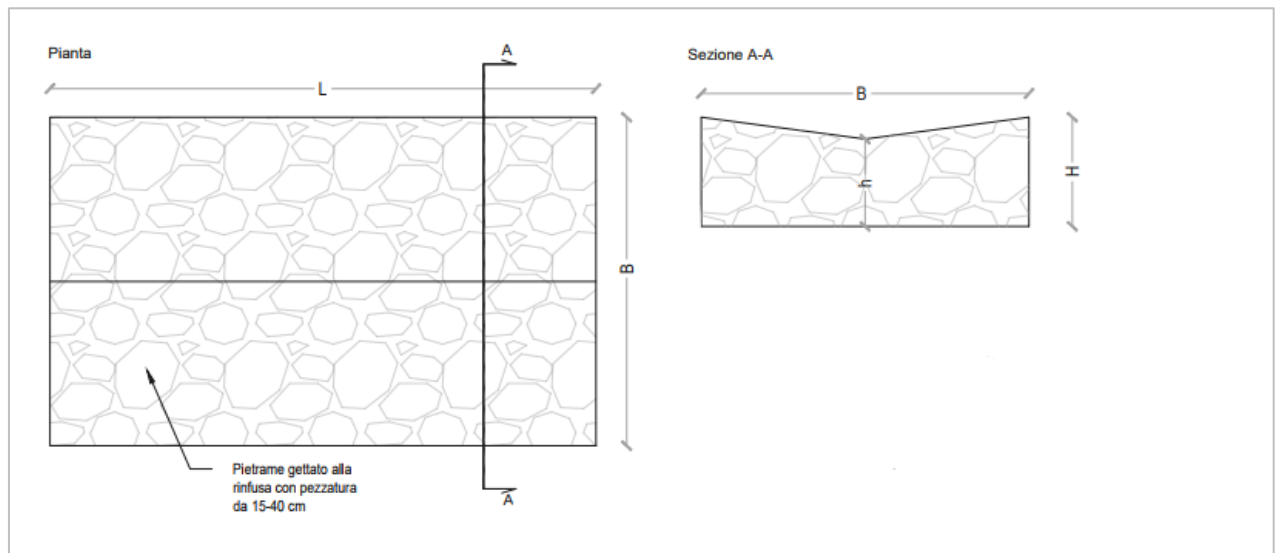


Figura 18 – Opera di dissipazione in pietrame.

Arginelli in terra aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

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

Tabella 8 –

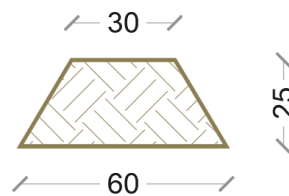


Figura 19 –

6 VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE

6.1 PRE-DIMENSIONAMENTO 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 20) 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).

Per il caso in studio, tale grafico è stato definito tenendo in considerazione le caratteristiche dei bacini scolanti e la geometria dei fossi di guardia selezionati, ed è riportato in Figura 21.

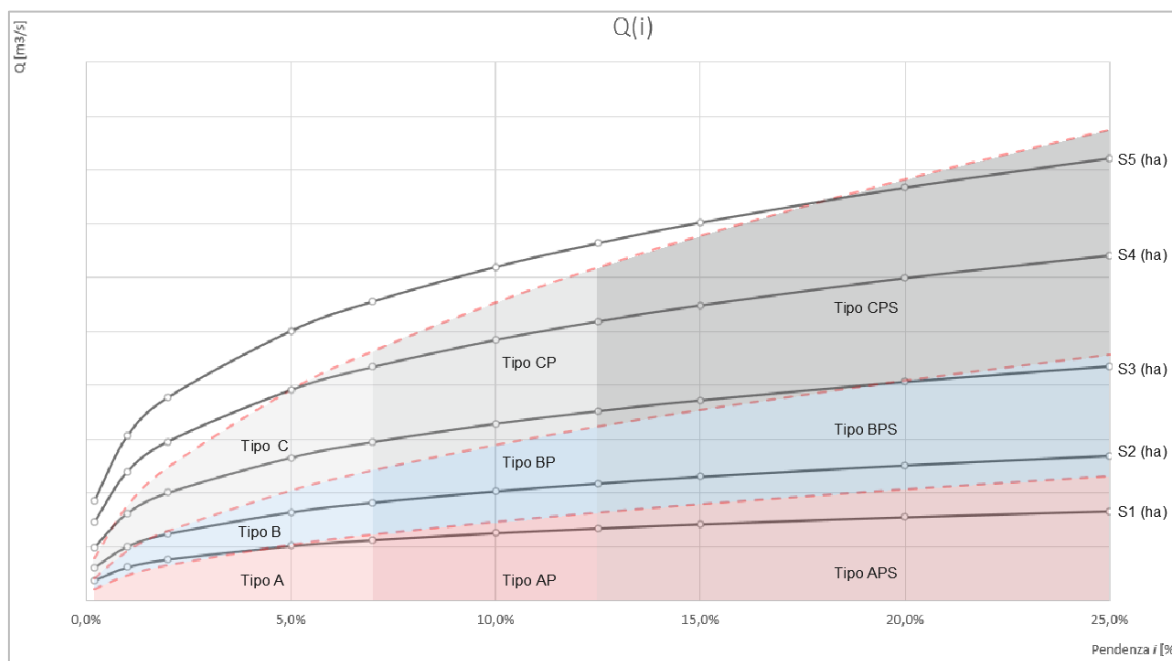


Figura 20 - Tipologia di grafico $Q(i)$ con individuazione delle zone omogenee per il pre-dimensionamento dei fossi di guardia.

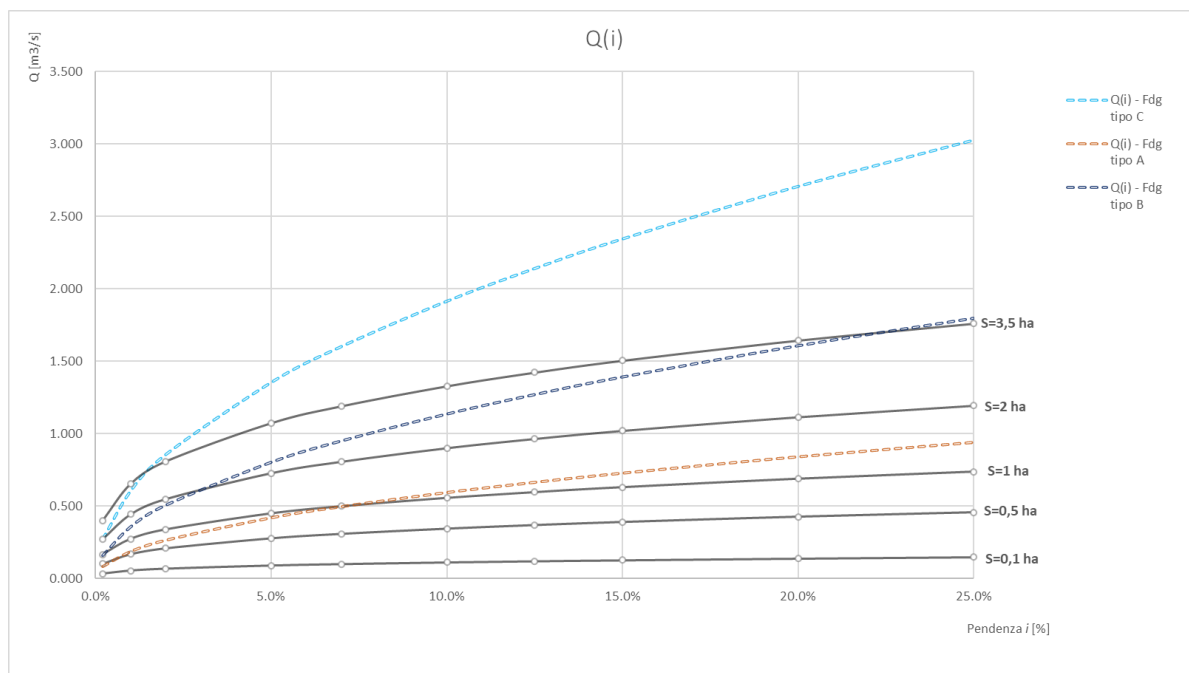


Figura 21 - Definizione del grafico $Q(i)$ per il caso in studio, con riferimento ad un tempo di ritorno T pari a 30 anni.

6.2 VERIFICA FOSSI DI GUARDIA

La seconda fase prevede la verifica della capacità idraulica dei canali, prevedendo un franco minimo di 4 cm per ragioni di sicurezza. La verifica della capacità idraulica delle opere è stata effettuata 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 (m³/s);
- χ è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata (in m²);
- 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}·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 $36 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ nell'ipotesi di canale in terra con fondo in ciottoli e sponde pulite.

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.

A scopo esemplificativo, si riportano i calcoli effettuati per le portate relative ai bacini BV1 – BV4, BV2 e BV3 con i quali sono state dimensionate le tre 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]
B	BV1+BV4	1.00%	0.126	0.28	0.13	0.97	0.13	0.126	0.97	0.69	0.12
A	BV2	1.00%	0.030	0.13	0.04	0.57	0.08	0.030	0.67	0.43	0.17
B	BV3	1.00%	0.074	0.19	0.09	0.80	0.11	0.074	0.84	0.49	0.21

Tabella 9 –

In particolare, per ciascun bacino di riferimento, 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;

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 (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).

- Pendenza i dell'opera idraulica (%)
- Portata di progetto $Q_{max,T}$ in m^3/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.

6.3 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI IN CORRISPONDENZA DEI PUNTI DI SCARICO

Gli attraversamenti idraulici in corrispondenza dei punti di scarico sono stati verificati per le portate corrispondenti a un evento con tempo di ritorno pari a 30 anni, analogamente a quanto effettuato per i fossi guardia. In particolare, le portate sono pari a quelle dei fossi che scaricano su queste opere.

Nel caso di attraversamenti con tubazioni, si è scelto di utilizzare tubazioni in PEAD 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, 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 nei paragrafi precedenti.

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

Nel caso di savanelle di guado, che, come suddetto, è realizzata in pietrame e malta e ha una sezione triangolare, la sistemazione a guado è dimensionata considerando l'evento di pioggia di tempo di ritorno di 30 anni. La geometria della savanella è tale che con la portata di progetto ci siano tiranti inferiori a 20 cm in asse all'asta idrica, al fine di garantire il transito dei mezzi in sicurezza.

La verifica idraulica è stata condotta in moto uniforme analogamente alle altre opere in progetto.

La larghezza della savanella sarà maggiorata rispetto alla larghezza del pelo libero atteso con la portata di progetto. Si rimanda all'elaborato dei particolari costruttivi per ulteriori dettagli.