

Progetto per la costruzione e l'esercizio di un Impianto eolico denominato "Luras"

Progetto definitivo

Oggetto:

LUR.56 – Relazione Idrologica - Idraulica

Proponente:



LURAS WINDFARM
ENERGY & INFRASTRUCTURE

Luras Windfarm
Via Dante 7
20123 Milano (Milano)

Progettista:



Stantec S.p.A.
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
01	26/04/2024	Integrati commenti	S.Brizzi	D. Mansi	P. Polinelli
00	26/01/2024	Prima Emissione	S.Brizzi	D. Mansi	P. Polinelli
Fase progetto: Definitivo			Formato elaborato: A4		

Nome File: **LUR.56.00** - Relazione Idrologica Idraulica.docx

Indice

1	PREMESSA	4
1.1	Bibliografia e fonti utilizzate	4
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	6
3	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	9
3.1	Caratteristiche dell'U.I.O. Liscia	9
3.1.1	Inquadramento territoriale ed idrografico	9
3.1.2	Uso del suolo	10
3.1.3	Pluviometria e climatologia	10
4	STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	12
4.1	Modello TCEV	12
4.2	Risultati	14
5	STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO	16
5.1	INDIVIDUAZIONE DEI SOTTO-BACINI CRITICI	16
5.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE	24
5.2.1	TEMPO DI CORRIVAZIONE	25
5.2.2	ALTEZZA DI PIOGGIA	26
5.3	PIOGGIA NETTA EFFICACE E CURVE NUMBER	27
5.4	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	30
6	OPERE DI REGIMAZIONE IDRAULICA	32
6.1	OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO	32
6.1.1	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE IN RILEVATO RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI	33
6.1.2	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE A MEZZA COSTA RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI	33
6.1.3	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE IN TRINCEA RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI	33
6.1.4	CANALETTE E FOSSI DI GUARDIA	34
6.1.5	ATTRAVERSAMENTI	35
7	CONFRONTO CON IL PAI	39
8	CONCLUSIONI	42

Indice delle figure

Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto Luras.....	6
Figura 2-2: Inquadramento su ortofoto dell'area dell'impianto Luras nel suo stato di progetto.....	7
Figura 2-3: Inquadramento su ortofoto delle opere elettriche connesse in progetto.....	8
Figura 3-1: Inquadramento idrografico – Stralcio Tav. 5/10 – Idrografia Superficiale del Piano di Tutela delle Acque (PTA). Il quadrato rosso indica l'area di progetto.....	9
Figura 3-2: Precipitazioni medie annuali, periodo 1922-1991. In rosso il centroide dell'area di progetto.	11
Figura 4-1: A sinistra la ripartizione del territorio regionale in tre sottozone omogenee (SZO). A destra le isoiete della pioggia indice del terzo livello di regionalizzazione. In rosso il centroide dell'area di progetto.....	13
Figura 4-2: Curve di Possibilità pluviometrica per l'area di progetto.....	15
Figura 5-1 Inquadramento su DTM dei sotto-bacini nei dintorni di T1 e T2	17
Figura 5-2 Inquadramento su DTM dei sottobacini nei dintorni di T3-T4-T5A	18
Figura 5-3 Inquadramento su DTM dei sottobacini nei dintorni dell'area del BESSA.....	19
Figura 5-4 Inquadramento sottobacini critici delle T1 e T2	20
Figura 5-5 Inquadramento sottobacini critici delle T3-T4-T5Q.....	21
Figura 5-6 Inquadramento sottobacini critici dell'area di BESS	22
Figura 5-7 Inquadramenti su ortofoto dei sottobacini critici delle T1-T2-T3-T4-T5.....	23
Figura 5-8 Inquadramenti su ortofoto del sottobacino critico dell'area BESS.....	24
Figura 5-9 Correlazione da letteratura SCS-CN – coefficiente di deflusso	27
Figura 5-10 Analisi Curve Number sotto-bacini critici delle T 1-T2.....	28
Figura 5-11 Analisi Curve Number sottobacini critici delle T3-T4-T5	29
Figura 5-12 Analisi Curve Number sotto-bacino critico del BESS	30
Figura 6-1 Fossi di guardia tipici.....	34
Figura 6-2Briglie in legname tipiche	35
Figura 6-3 Attraversamento stradale tipico a mezza costa.....	36
Figura 6-4 Attraversamento stradale tipico in rilevato	36
Figura 6-5 Sezione A-A' tipologico attraversamento.....	37
Figura 6-6 Sezione B-B' tipologico attraversamento	37

Figura 6-7 Particolare Pozzetto in calcestruzzo attraversamento.....	38
Figura 7-1 Confronto PAI -elaborazione progettuale Area di impianto	40
Figura 7-2 Confronto PAI -elaborazione progettuale Area BESS	41

Indice delle Tabelle

Tabella 2-1: Localizzazione geografica degli aerogeneratori di nuova costruzione.....	8
Tabella 4-1 Determinazione parametri delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica modello TCEV	14
Tabella 5-1 Stima tempo di corrvazione	26
Tabella 5-2 Esiti di valutazione delle portate meteoriche relative alle opere in progetto.....	31
Tabella 6-1 Esiti stima condizioni idrauliche attraversamenti	38

1 PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione idrologica e idraulica a supporto della documentazione tecnico-descrittiva per la progettazione definitiva dell'impianto eolico denominato "Luras" ubicato nei comuni di Luras, Tempio Pausania e Calangianus, in provincia di Sassari, in Sardegna, costituito da 5 aerogeneratori di potenza 6,2 MW ciascuno, con una potenza complessiva dell'impianto pari a 31 MW e un sistema BESS integrato da 10 MW di potenza.

Per informazioni dettagliate riguardo al proponente dell'iniziativa e il progetto proposto, si rimanda all'elaborato "LUR.00 - Presentazione del proponente e dell'iniziativa".

Il presente studio è stato svolto in accordo all'art. 24 delle NTA del PAI aggiornate al 2023, "testo coordinato aggiornato con le modifiche approvate dal comitato istituzionale dell'autorità di bacino con deliberazione n. 15 del 22 novembre 2022".

Il presente studio è articolato come segue:

Il capitolo 2 presenta l'inquadramento territoriale dell'opera.

Nel capitolo 3 viene presentato l'inquadramento idrografico dell'opera in progetto, identificando e fornendo una descrizione dell'Unità Idrografica Omogenea (UIO) interessata.

Il capitolo 4 illustra la metodologia di calcolo per la stima delle curve di possibilità pluviometrica ed i risultati di tale calcolo.

Il capitolo 5 illustra la metodologia di calcolo per la stima delle portate di acque meteoriche da drenare ed i risultati di tale calcolo.

Nel capitolo 6 vengono presentate le opere di progetto finalizzate alla regimazione delle acque meteoriche

Infine, nel capitolo 7 viene fornito un confronto con il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della regione Sardegna.

1.1 Bibliografia e fonti utilizzate

Per la raccolta delle informazioni bibliografiche si è fatto riferimento a:

- La Valutazione delle Piene in Italia – Gruppo Nazionale per la difesa delle catastrofi idrogeologiche VAPI.
- Layer cartografici messi a disposizione dal Geoportale Regionale della Sardegna,
- Layer cartografici messi a disposizione dal Geoportale Nazionale
- Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna

- Piano di Tutela delle acque della Regione Sardegna
- Piano di gestione del distretto idrografico della Regione Sardegna

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito in cui sarà ubicato il parco eolico in oggetto, denominato Luras, è collocato nei comuni di Luras, Tempio Pausania e Calangianus nella provincia di Sassari, in Sardegna.

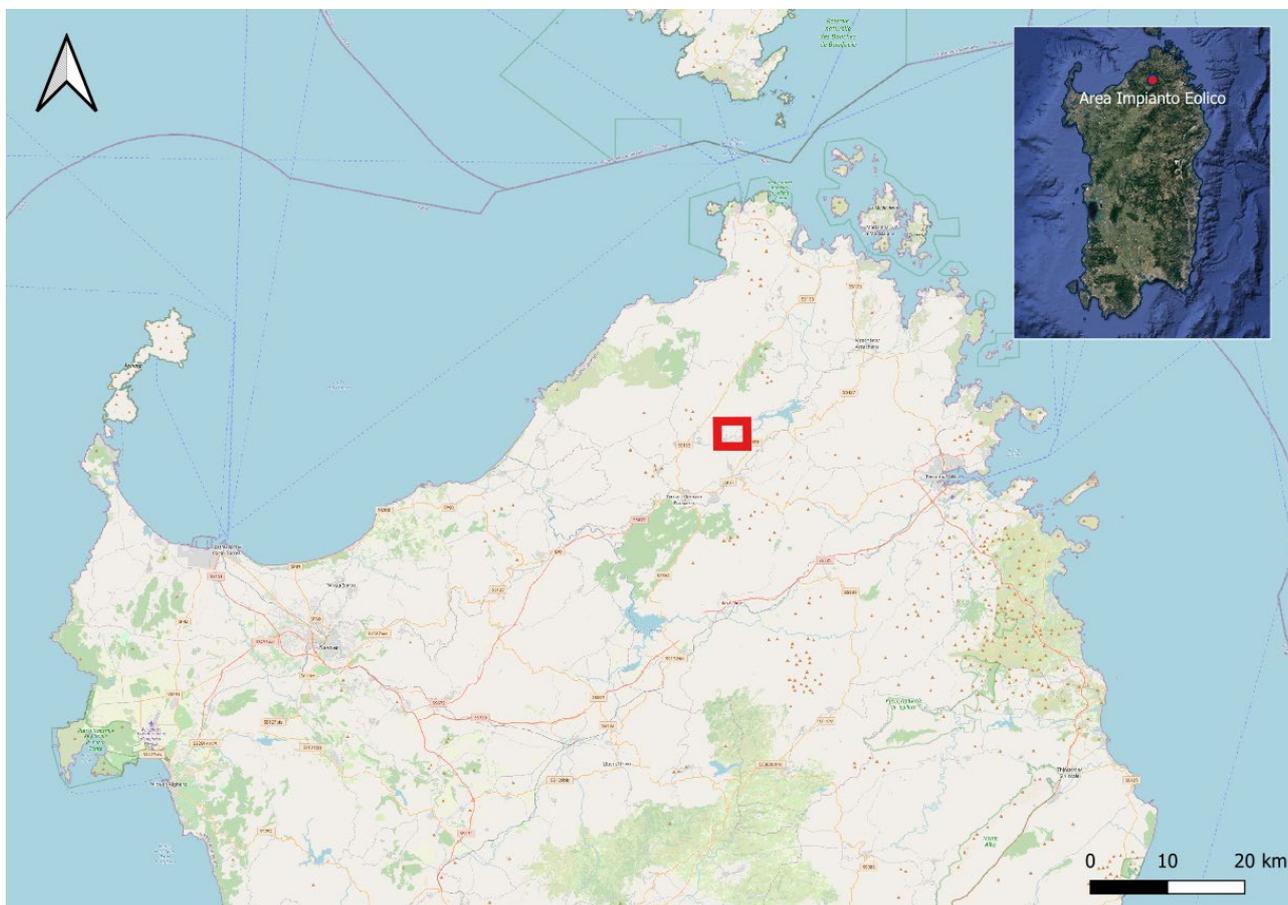


Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto Luras.

L'impianto eolico Luras è situato in una zona prevalentemente collinare caratterizzata da un'altitudine media pari a circa 330 m.s.l.m.

Il parco eolico ricade all'interno dei fogli catastali n° 12, 13, 16 e 19 del comune di Luras e all'interno del foglio n° 5 del comune di Tempio Pausania sezione B.

In Figura 2-2 è riportato l'inquadramento territoriale dell'area nel suo stato di progetto, con la posizione degli aerogeneratori su ortofoto.

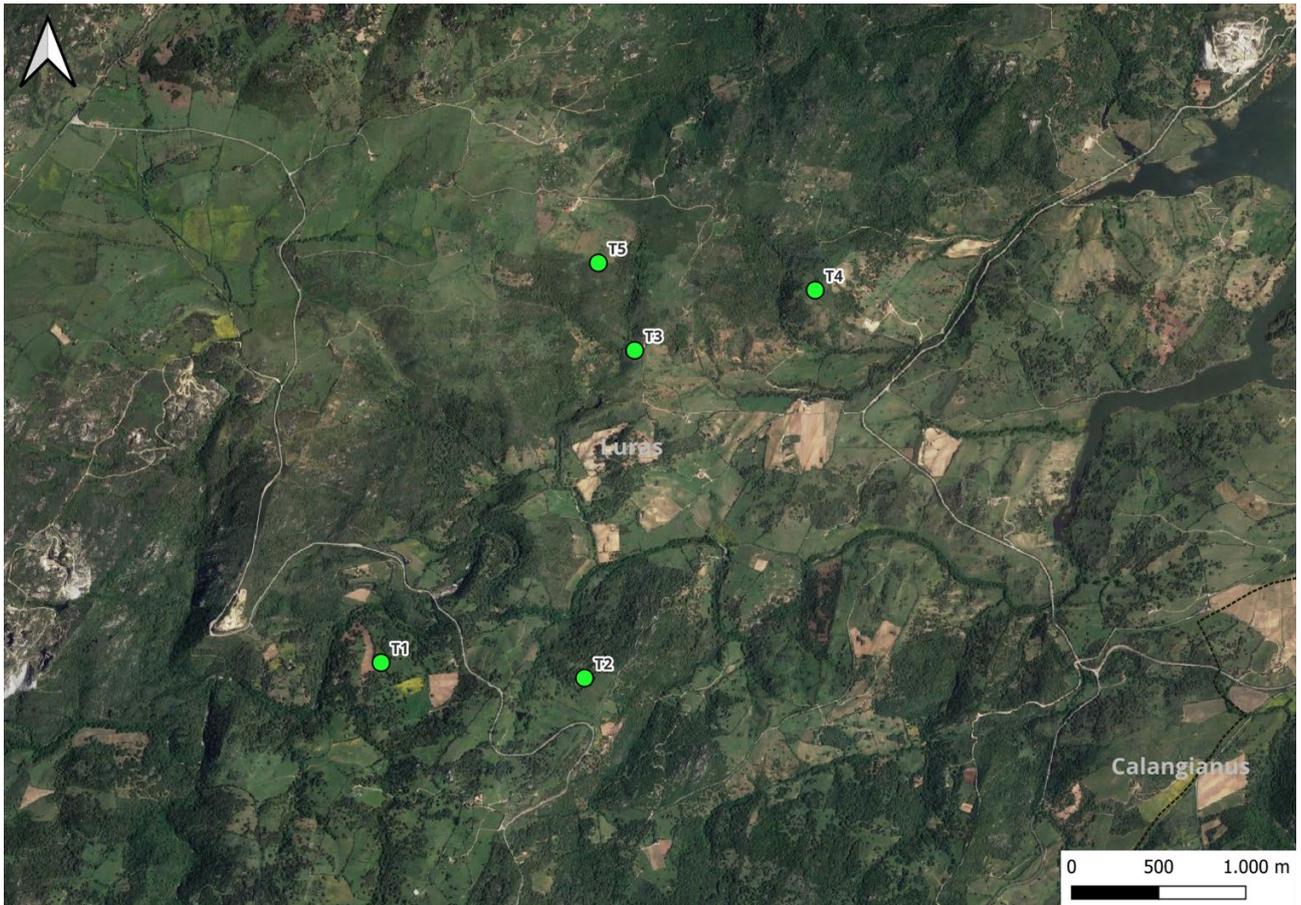


Figura 2-2: Inquadramento su ortofoto dell'area dell'impianto Luras nel suo stato di progetto.

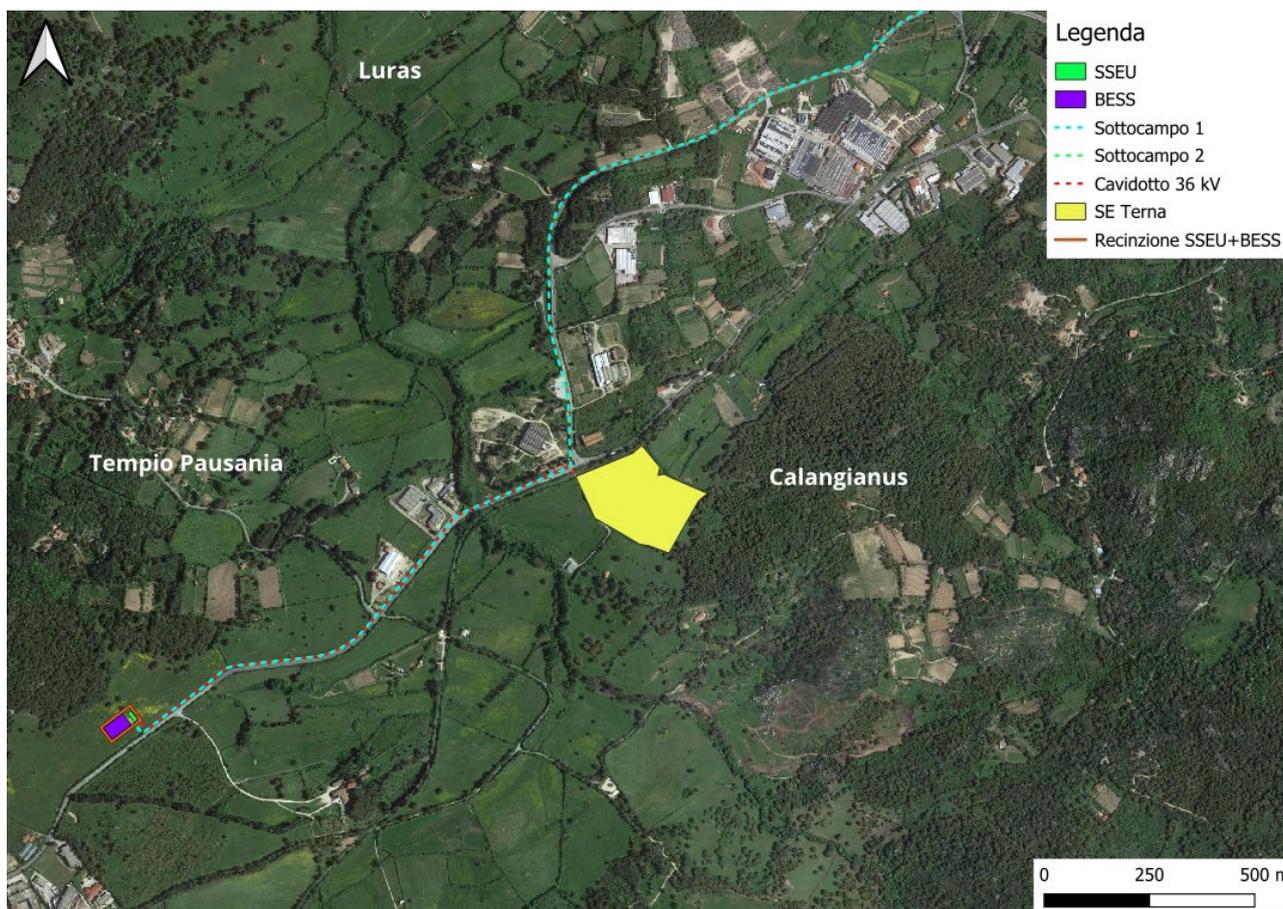


Figura 2-3: Inquadramento su ortofoto delle opere elettriche connesse in progetto

Si riporta in formato tabellare un dettaglio sulla localizzazione delle turbine eoliche di nuova costruzione, in coordinate WGS84 UTM fuso 32 N:

Tabella 2-1: Localizzazione geografica degli aerogeneratori di nuova costruzione.

ID	Comune	Est [m]	Nord [m]
T1	Luras	513607	4534932
T2	Luras	514776	4534844
T3	Luras	515064	4536740
T4	Luras	516100	4537088
T5	Luras	514855	4537245

3 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'impianto eolico greenfield "Luras" ricade interamente all'interno del bacino idrografico del Fiume Liscia, corrispondente all'Unità Idrografica Omogenea (U.I.O.) denominata "Liscia".

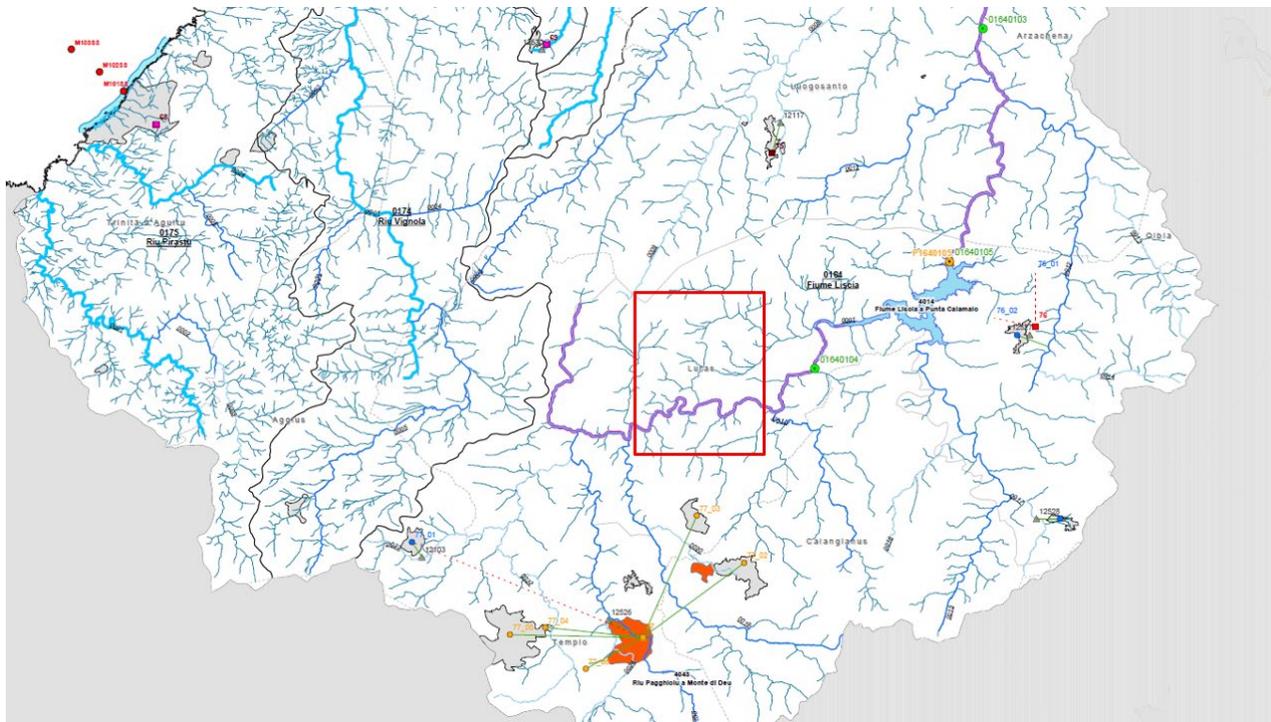


Figura 3-1: Inquadramento idrografico – Stralcio Tav. 5/10 – Idrografia Superficiale del Piano di Tutela delle Acque (PTA). Il quadrato rosso indica l'area di progetto.

3.1 Caratteristiche dell'U.I.O. Liscia

3.1.1 Inquadramento territoriale ed idrografico

L'U.I.O. del Liscia ha un'estensione di circa 1031 Km² ed è delimitata a Sud dal Massiccio del Limbara, ad Est dai rilievi di Punta Salici e Monte Littigheddu, sino ad arrivare sulla costa al promontorio di Isola Rossa, ad Ovest dai modesti rilievi del M.Pinna e di Punta di Manas e a Nord dalle Bocche di Bonifacio. L'altimetria della U.I.O. varia con quote che vanno da 0 m (s.l.m.) in corrispondenza della foce del Fiume Liscia ai 1285 m (s.l.m.) in corrispondenza dei Monti del Limbara.

Il bacino principale è quello del fiume Liscia, la cui superficie totale, misurata in corrispondenza della sezione più valliva (Liscia a Liscia), è di 562 Km².

Il fiume ha origine nel versante Nord del Massiccio del Limbara. Gli affluenti principali del fiume sono:

- a sinistra il Rio Bassacutena, che ha origine dalla confluenza del Rio di Viglieto e del Rio di Baldu, e il Rio Balaiana;
- a destra il Rio S. Paolo, il Rio Platu, il Rio Uddastru.

Oltre ai 13 corsi d'acqua del I ordine, tra cui si segnalano per importanza il Riu Pirastu e il Riu Vignola, nella U.I.O. del Liscia si contano anche 19 corsi d'acqua del II ordine.

I laghi della U.I.O. del Liscia sono ottenuti da due sbarramenti realizzati nel bacino del Fiume Liscia, il primo sul Fiume Liscia stesso, il secondo sul Riu Parapinta, detto anche Riu Pagghiolu.

3.1.2 Uso del suolo

Per quanto riguarda l'uso del suolo circa il 39,8% è occupato aree con vegetazione arbustiva e/o erbacea in cui è prevalente la macchia mediterranea. È significativa anche la presenza di aree boschive (14,4%) in cui risultano prevalenti le sugherete, che rappresentano una forte risorsa economica per la zona. Le aree agricole sono in gran parte seminativi (21,3%) e sono concentrate nel territorio circostante l'invaso del Liscia, caratterizzato dalla presenza di aree coltivate regolarmente.

3.1.3 Pluviometria e climatologia

Da una analisi dei dati pluviometrici pubblicati dall'Ente Idrografico della Sardegna risulta che le località meno piovose dell'isola sono situate nel settore centro-meridionale; la zona di Cagliari, infatti presenta la più bassa piovosità di tutta l'isola, seguita da Oristano.

Il regime pluviometrico è marittimo con un minimo tra luglio e agosto e un massimo tra dicembre e gennaio.

Di seguito si riporta l'andamento delle precipitazioni medie nel territorio regionale, dove si può notare che la precipitazione media annuale nell'area di progetto si attesta nell'intervallo 800 – 900 mm.

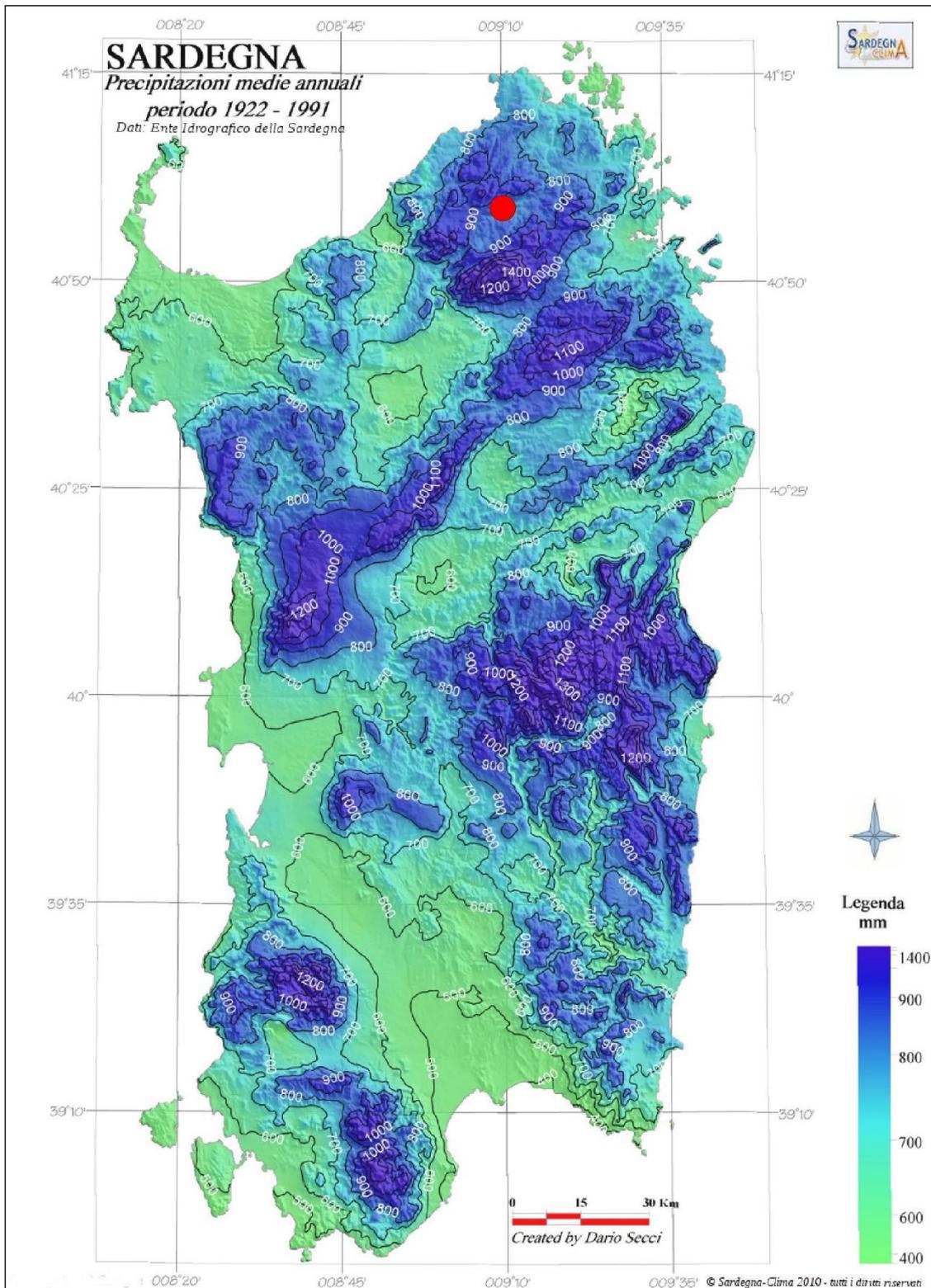


Figura 3-2: Precipitazioni medie annuali, periodo 1922-1991. In rosso il centroide dell'area di progetto.

4 STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Nel presente capitolo viene definita la curva di possibilità pluviometrica necessaria alla successiva progettazione delle opere idrauliche per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche.

La procedura di definizione è stata derivata dal progetto VAPI sulla valutazione delle piene in Italia sviluppato dalla linea 1 del gruppo nazionale per la difesa delle catastrofi idrogeologiche del consiglio nazionale delle ricerche. Esso ha l'obiettivo di regionalizzare le piogge intense su tutto il territorio nazionale secondo criteri omogenei. nel caso in esame si è fatto riferimento allo studio condotto nella regione Sardegna: Deidda R., Piga E., Sechi G.M.: "Studio regionale delle massime precipitazioni giornaliere in Sardegna", quaderni di ricerca S.I.T., n.9, Cagliari, 1993.

4.1 Modello TCEV

L'osservazione empirica dei campioni dei massimi annuali delle portate al colmo e delle piogge di assegnata durata ha portato a riconoscere l'esistenza di alcuni valori estremamente più elevati degli altri. Per tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, il modello VAPI si fonda sulla legge di distribuzione di probabilità denominata TCEV - Two Component Extreme Value. Tale distribuzione ipotizza che i massimi annuali provengano da una miscela di due popolazioni di eventi: una "ordinaria" e l'altra "straordinaria", rappresentata dai valori campionari più elevati. Essendo i parametri della distribuzione TCEV pari a 4, risulta elevata l'incertezza della stima ottenuta con le serie storiche in genere disponibili la cui dimensione è spesso limitata. Per ridurre questa incertezza si utilizzano procedure di analisi regionale che permettono di stimare alcuni dei parametri sulla base delle serie storiche di aree indicate come zone e sottozone omogenee.

La procedura VAPI. considera tre diversi livelli di regionalizzazione in zone e sottozone omogenee.

Nel primo livello di regionalizzazione è stata verificata l'ipotesi che tutto il territorio insulare costituisca un'unica zona omogenea, caratterizzato dalla costanza dei parametri regionali della distribuzione che assumono così un valore unico per l'intera regione sarda.

Nel secondo livello di regionalizzazione sono state individuate inizialmente quattro differenti zone che si dipartono dal massiccio del Gennargentu, orientativamente nelle quattro direzioni cardinali. Per la zona settentrionale e quella meridionale è stata tuttavia riscontrata la possibilità di consentire, senza eccessive forzature sui criteri di limitofia, l'aggregazione dei due gruppi. In definitiva, la Sardegna è stata suddivisa in sole tre sottozone omogenee.

Il risultato finale della delimitazione geografica delle sottozone è riportato nella Figura 4-1.

Al terzo livello di regionalizzazione per la stima del parametro di posizione della distribuzione TCEV è stata utilizzata la metodologia che consiste nel valutare la pioggia indice nei siti non osservati sulla base di una superficie interpolante i valori di precipitazione media rilevati nelle 200 stazioni di base

già utilizzate negli altri livelli di regionalizzazione. Questa superficie è facilmente rappresentabile col tracciamento delle relative isoiete, individuate nella Figura 4-1 con una procedura automatica che utilizza i valori puntuali delle sole 200 stazioni con base dati più ampia.

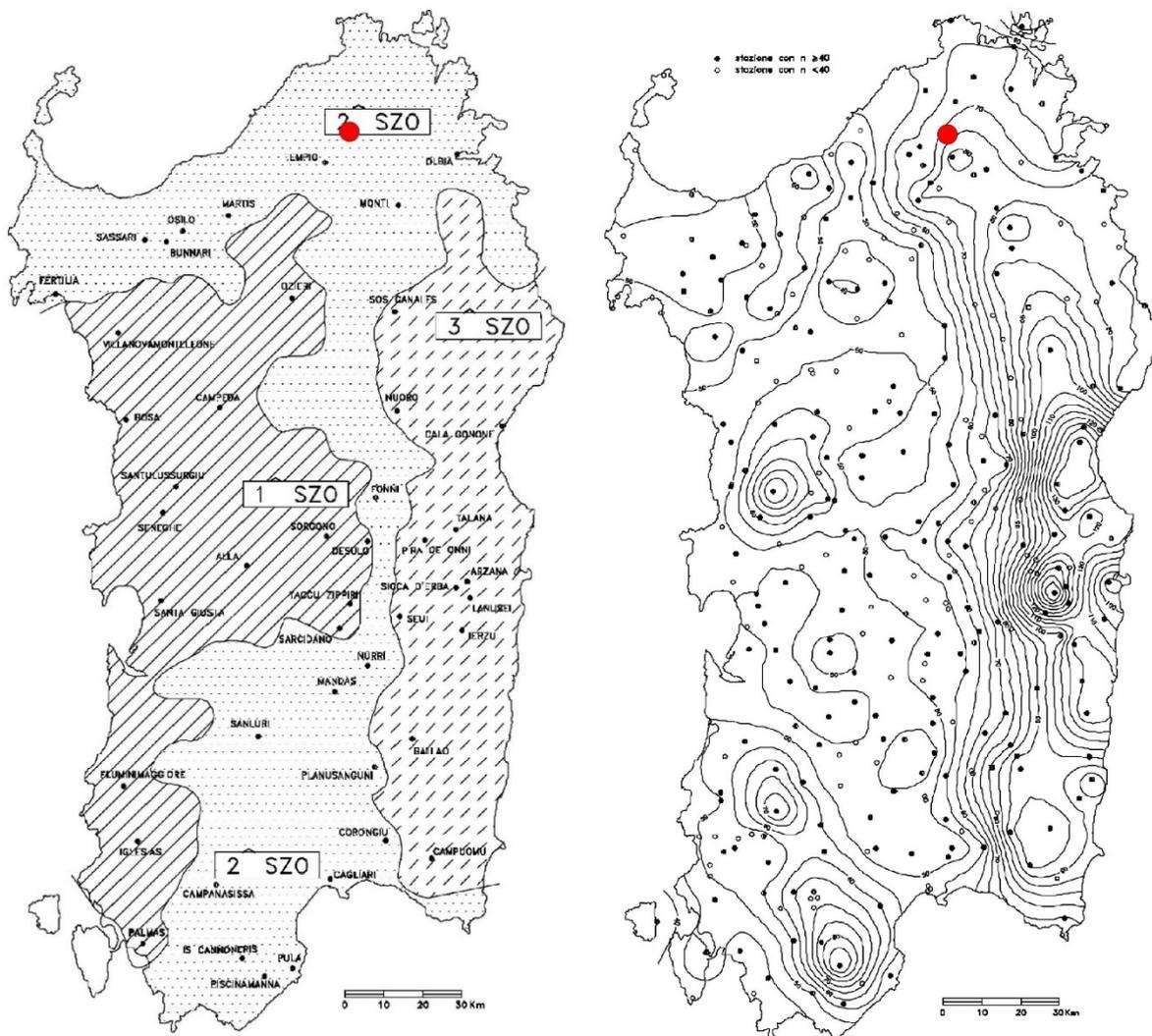


Figura 4-1: A sinistra la ripartizione del territorio regionale in tre sottozone omogenee (SZO). A destra le isoiete della pioggia indice del terzo livello di regionalizzazione. In rosso il centroide dell'area di progetto.

Sono state dunque ottenute le curve segnalatrici di possibilità pluviometriche applicando il modello TCEV, secondo la procedura illustrata di seguito.

Si è proceduto con la determinazione della pioggia indice giornaliera μ_g dalle isoiete della pioggia indice.

La pioggia indice $\mu(\tau)$ di durata τ che rappresenta la media dei massimi annui delle piogge di durata τ può essere espressa in forma monomia:

$$\mu(\tau) = a_1 \tau^{n_1}$$

Dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g con le seguenti formule:

$$a_1 = \mu_g / (0,886 \cdot 24^{n_1})$$

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log_{10} \mu_g$$

L'altezza di pioggia $h_T(\tau)$ di durata τ con assegnato tempo di ritorno T in anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ per un coefficiente di crescita $K_T(t) = a_2 \tau^{n_2}$

Che porta ad ottenere la seguente equazione:

$$h_T(\tau) = \mu(t) K_T(\tau) = (a_1 a_2) \tau^{(n_1+n_2)}$$

dove i coefficienti a_2 e n_2 si determinano per differenti T e τ .

Come visibile in Figura 4-1, l'area di progetto ricade interamente nella SZO 2.

Per temi di ritorno T <= 10 anni:

- $a_2 = 0,64767 + 0,89360 \log_{10} T$
- $n_2 = -6,018910^{-3} + 3,295010^{-4} \log_{10} T$

Per tempi di ritorno T > 10 anni:

- $a_2 = 0,44182 + 1,0817 \log_{10} T$
- $n_2 = -0,18676 + 0,24310 \log_{10} T - 3,545310^{-2} (\log_{10} T)^2$ per $\tau \leq 1$ ora
- $n_2 = -5,659310^{-3} - 4,0872 \cdot 10^{-3} (\log_{10} T)$ per $\tau \geq 1$ ora

4.2 Risultati

Dall'applicazione del modello TCEV l'area di progetto rientra nella sottozona omogenea SZO2. I parametri che ne derivano, delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, vengono riportati di seguito.

Tabella 4-1 Determinazione parametri delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica modello TCEV

μ_g (mm)		T<=10		T>10			Tr
75,00					d<= 1 h	d>= 1 h	
a1	n1	a2	n2	a2	n2	n2	
23,78	0,40	1,54	-0,01	-	-	-	10,00
SZO2				1,85	0,07	-0,01	20,00
				1,95	0,08	-0,01	25,00
				2,28	0,12	-0,01	50,00
				2,61	0,16	-0,01	100,00
				2,93	0,19	-0,02	200,00

Di seguito si riportano le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per eventi con tempi di ritorno pari a 10, 20, 25, 50, 100 e 200 anni e durata dell'evento piovoso pari a 1,3,6,12 e 24 ore.

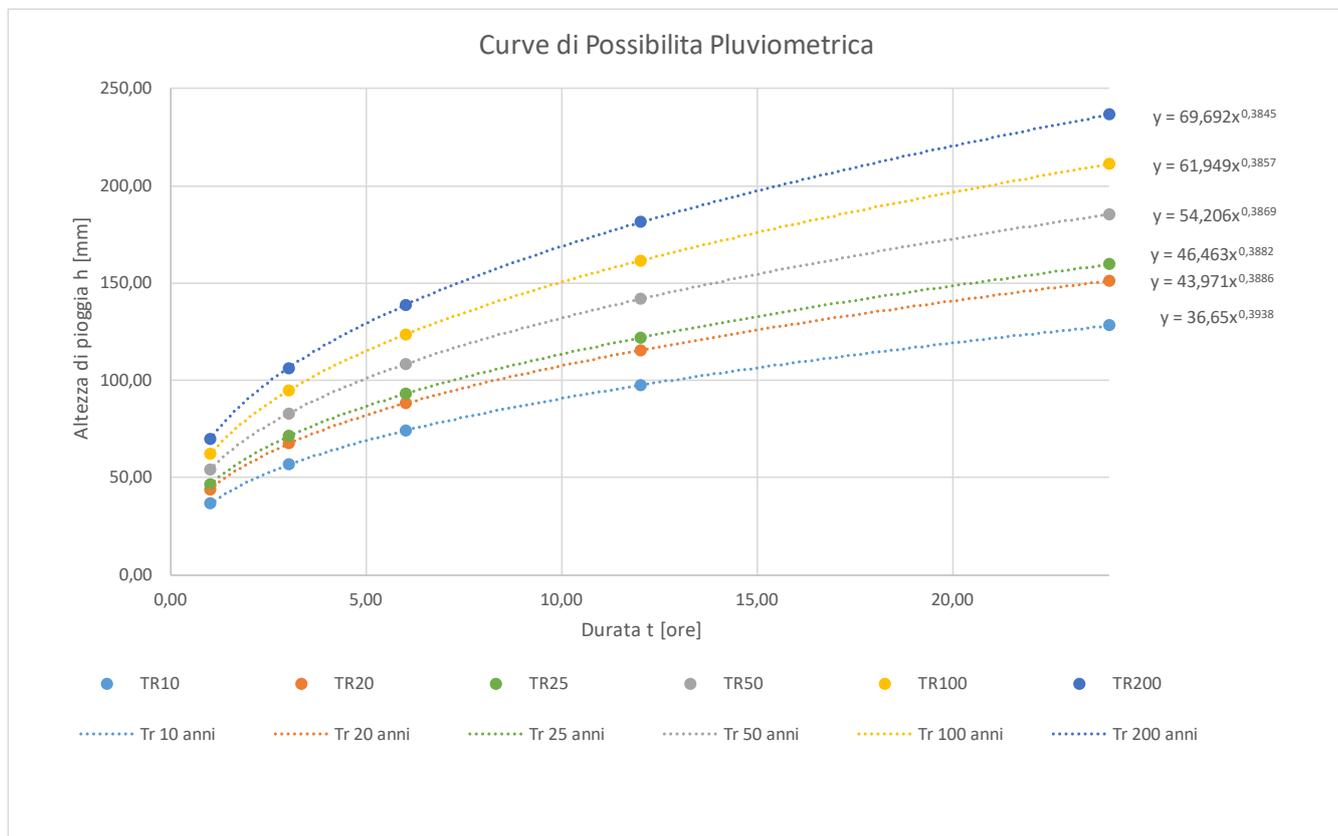


Figura 4-2: Curve di Possibilità pluviometrica per l'area di progetto.

5 STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO

Scopo del presente capitolo è la definizione delle portate di piena corrispondenti a tempi di ritorno di progetto per quanto riguarda i bacini scolanti identificati come critici ai fini della regimazione delle acque per la realizzazione dell'impianto eolico Luras.

La metodologia identificata per la valutazione della piena di progetto è il metodo razionale e si articola come segue:

- a) Delimitazione dei sottobacini idrografici di interesse sulla base della morfologia del territorio e della nuova viabilità interna d'impianto;
- b) Definizione dei parametri morfologici quali superficie del bacino sotteso, lunghezza e pendenza dell'asta principale, quota massima, minima e media del bacino, copertura vegetale e uso del suolo;
- c) Definizione del tempo di corrivazione;
- d) Definizione della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno (vedi Capitolo 4);
- e) Analisi dei dati di copertura e vegetazione per la valutazione del coefficiente di deflusso;
- f) Calcolo della portata di massima piena per diversi tempi di ritorno.

5.1 INDIVIDUAZIONE DEI SOTTO-BACINI CRITICI

L'impianto in progetto è ubicato in un'area caratterizzata da un paesaggio di tipo collinare con rilievi che raggiungono nella zona delle quote massime di 500 m slm (Monte San Pietro) e quote minime che si aggirano intorno ai 200 m slm.

L'impostazione del reticolo idrografico è stata fortemente influenzata dai lineamenti strutturali di questo settore della Gallura, strettamente correlati agli effetti della tettonica terziaria. Si osserva che la geometria del reticolo ha forma angolare e segue l'orientazione circa NE-SO dei lineamenti tettonici, con tendenza a formare una serie di gomiti e meandri incassati in roccia.

Di seguito si propone un inquadramento dell'impianto eolico su DTM e i bacini idrografici locali che caratterizzano l'intorno delle opere di progetto.

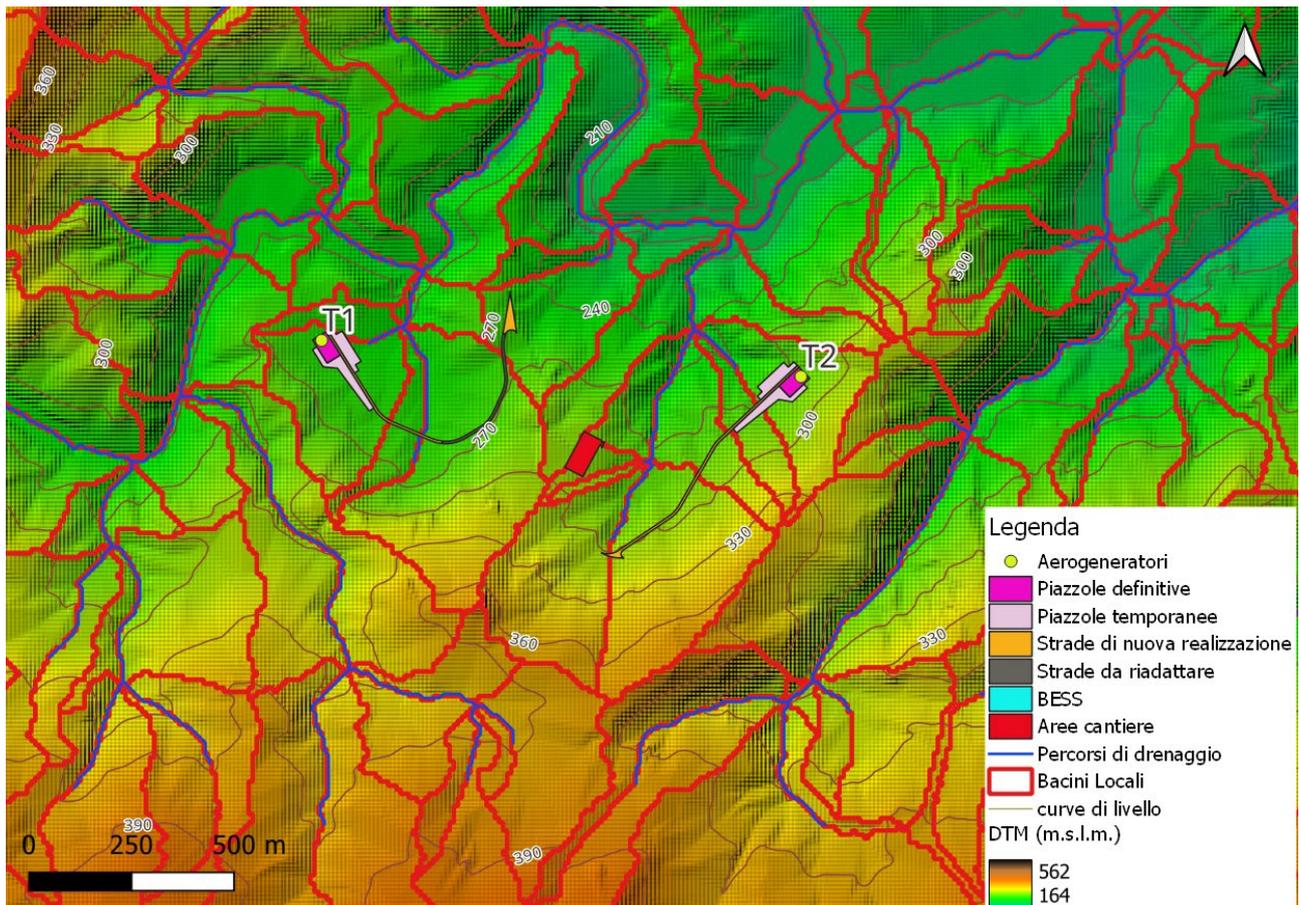


Figura 5-1 Inquadramento su DTM dei sotto-bacini nei dintorni di T1 e T2

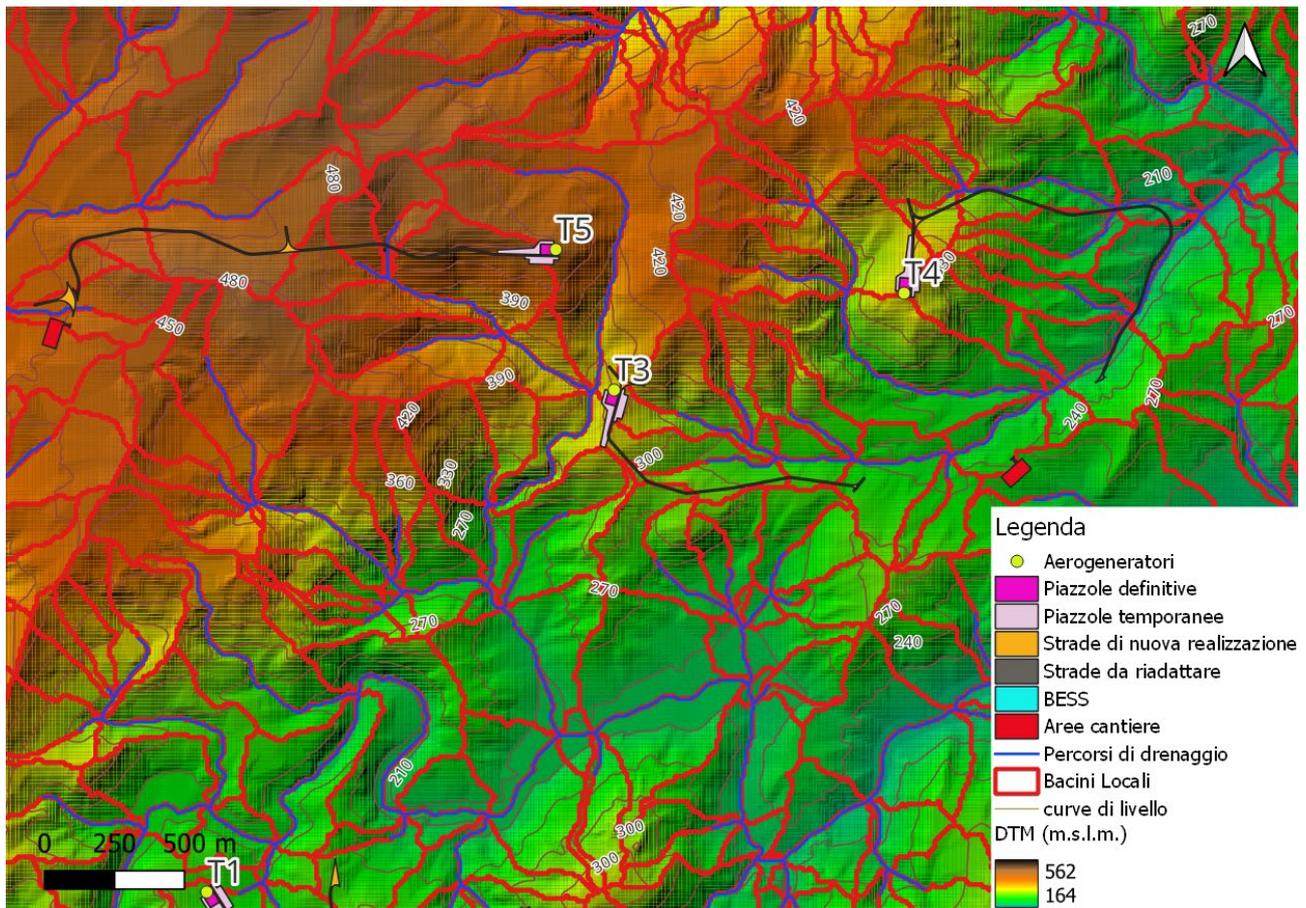


Figura 5-2 Inquadramento su DTM dei sottobacini nei dintorni di T3-T4-T5A

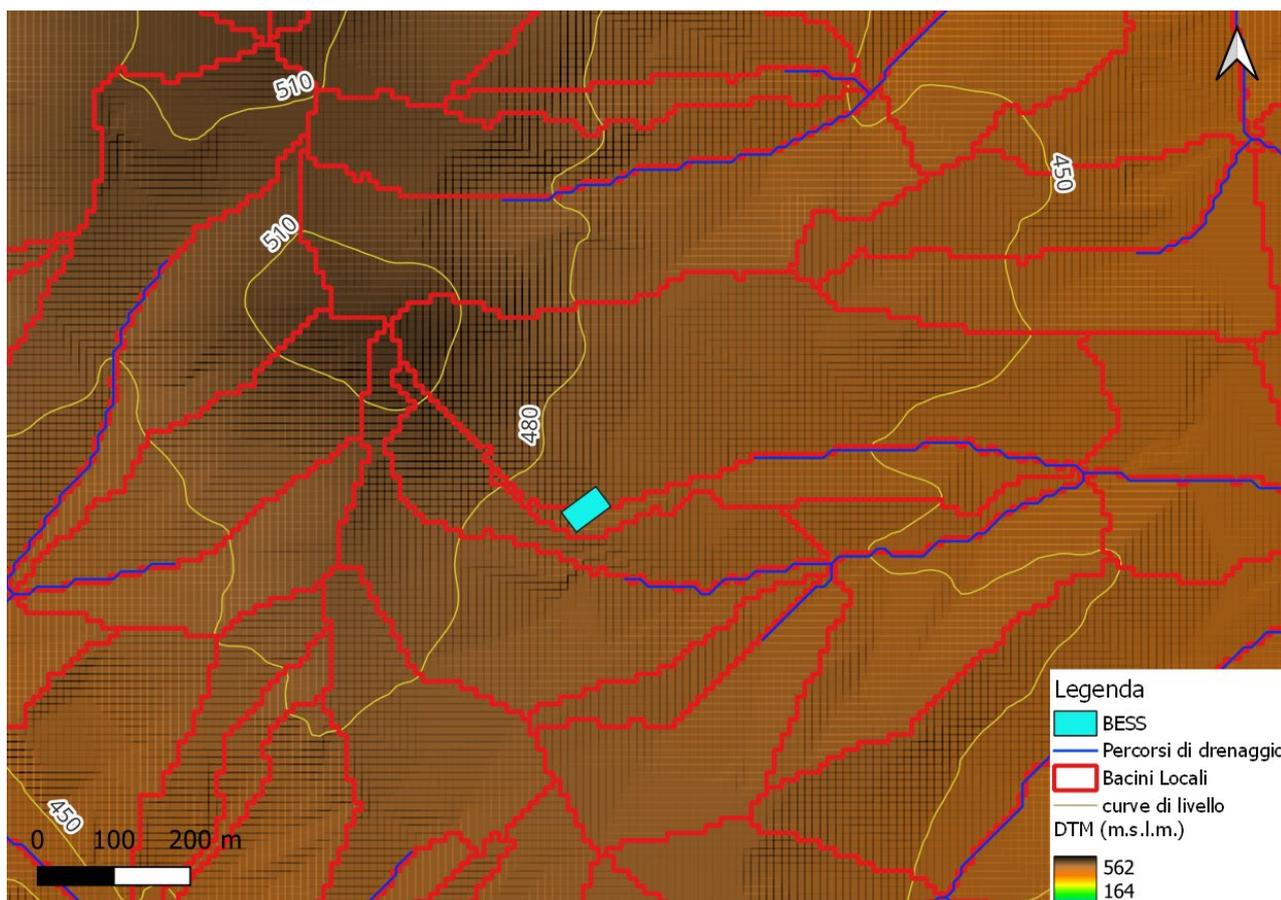


Figura 5-3 Inquadramento su DTM dei sottobacini nei dintorni dell'area del BESSA

Al fine di dimensionare correttamente le opere idrauliche di progetto è necessario stimare le massime portate convogliate in corrispondenza della viabilità a servizio degli impianti. Tale stima prevede, in primo luogo, l'individuazione dei sottobacini caratterizzati dall'aver sezioni di chiusura lungo la viabilità di progetto oltre che le maggiori estensioni areali

I sottobacini critici sono illustrati nei seguenti inquadramenti, sia su ortofoto che su DTM.

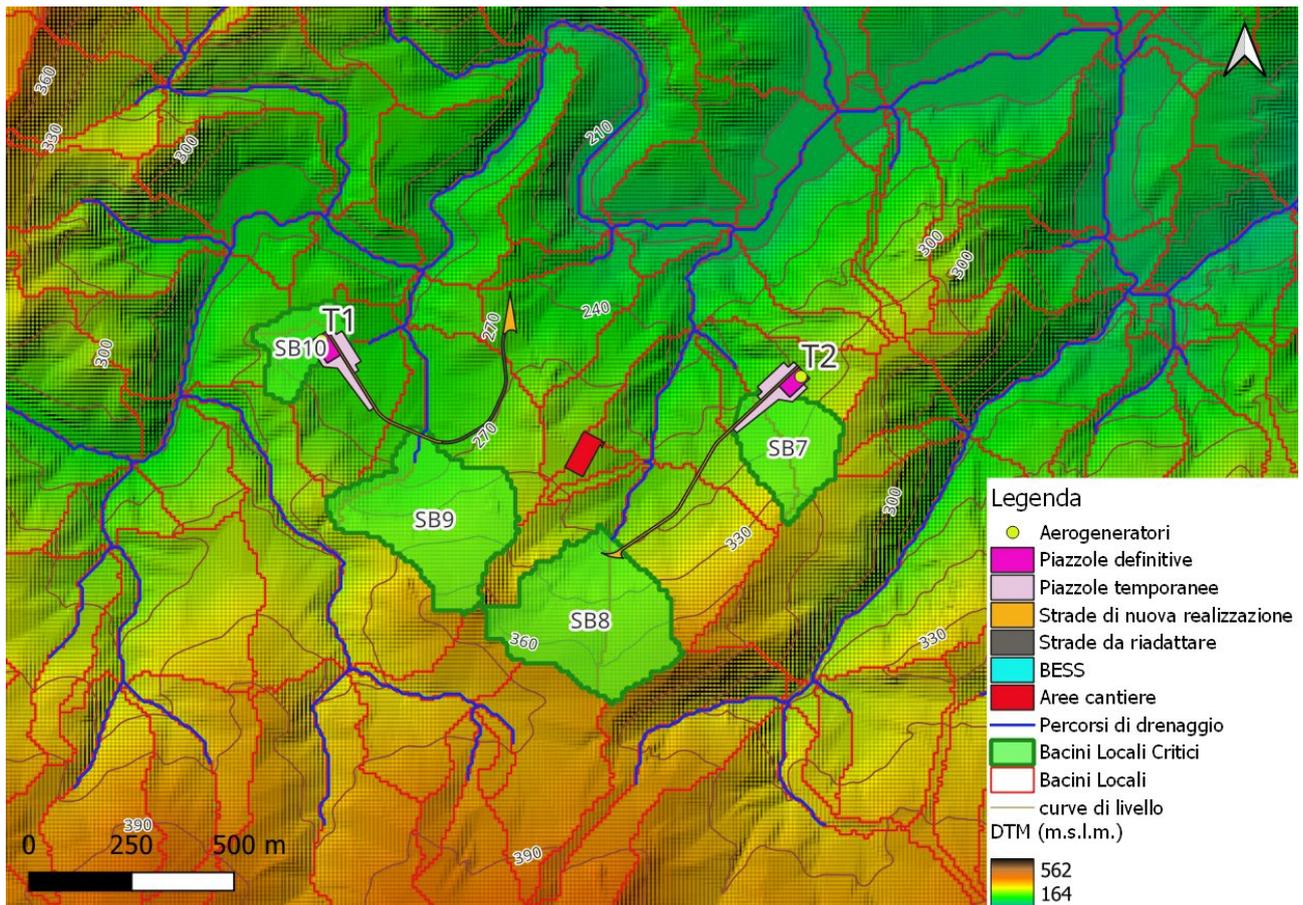


Figura 5-4 Inquadramento sottobacini critici delle T1 e T2

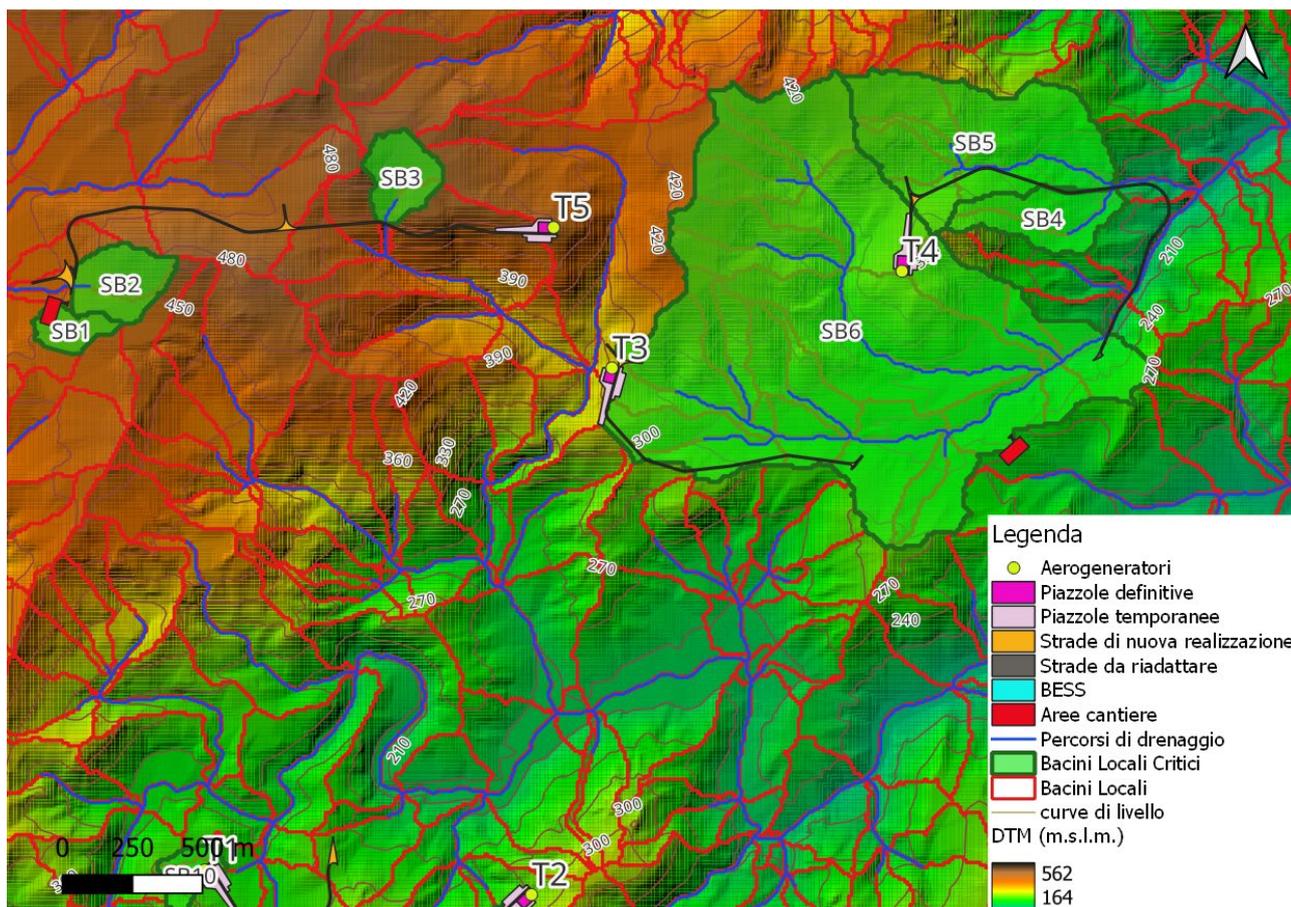


Figura 5-5 Inquadramento sottobacini critici delle T3-T4-T5Q

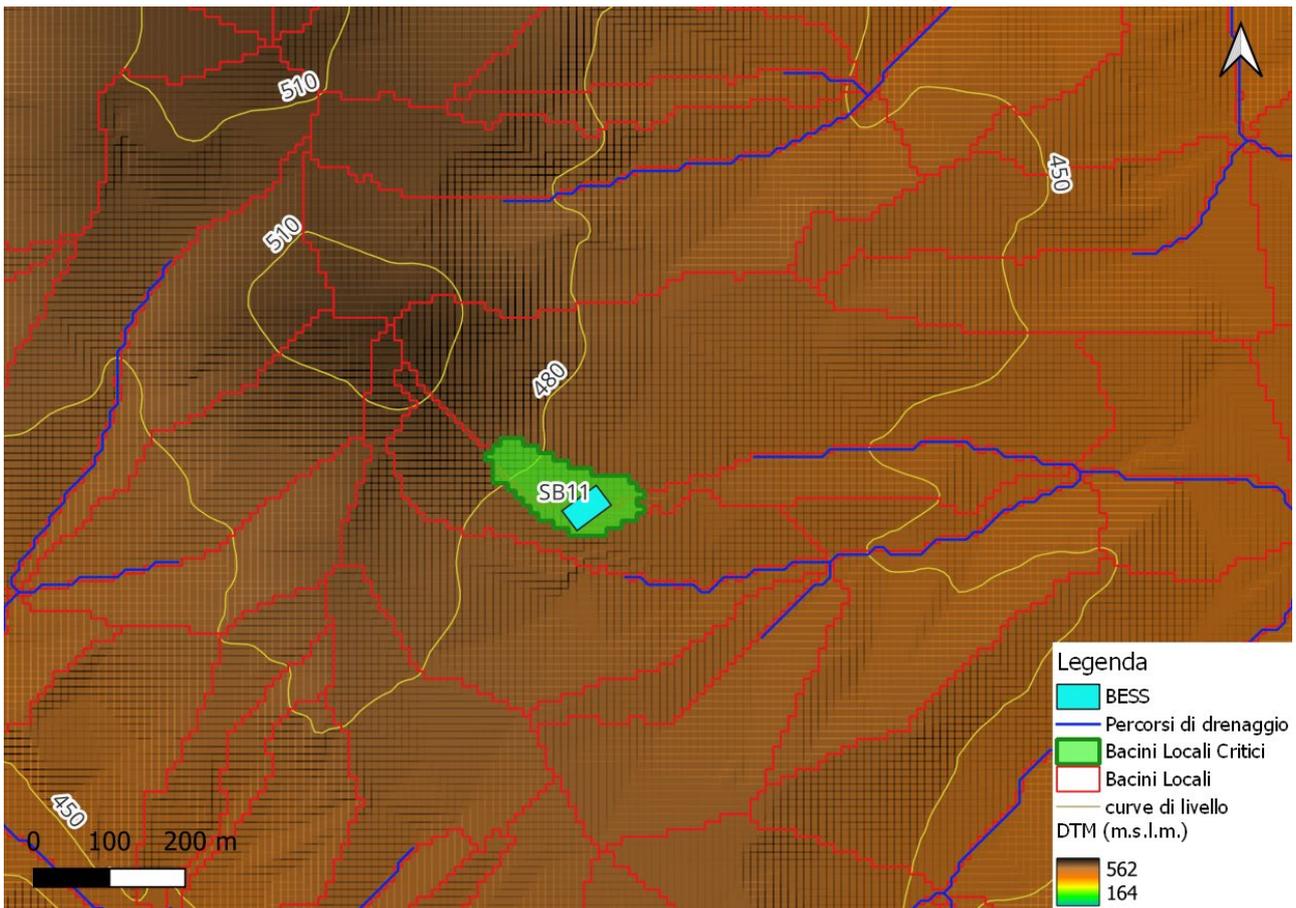


Figura 5-6 Inquadramento sottobacini critici dell'area di BESS

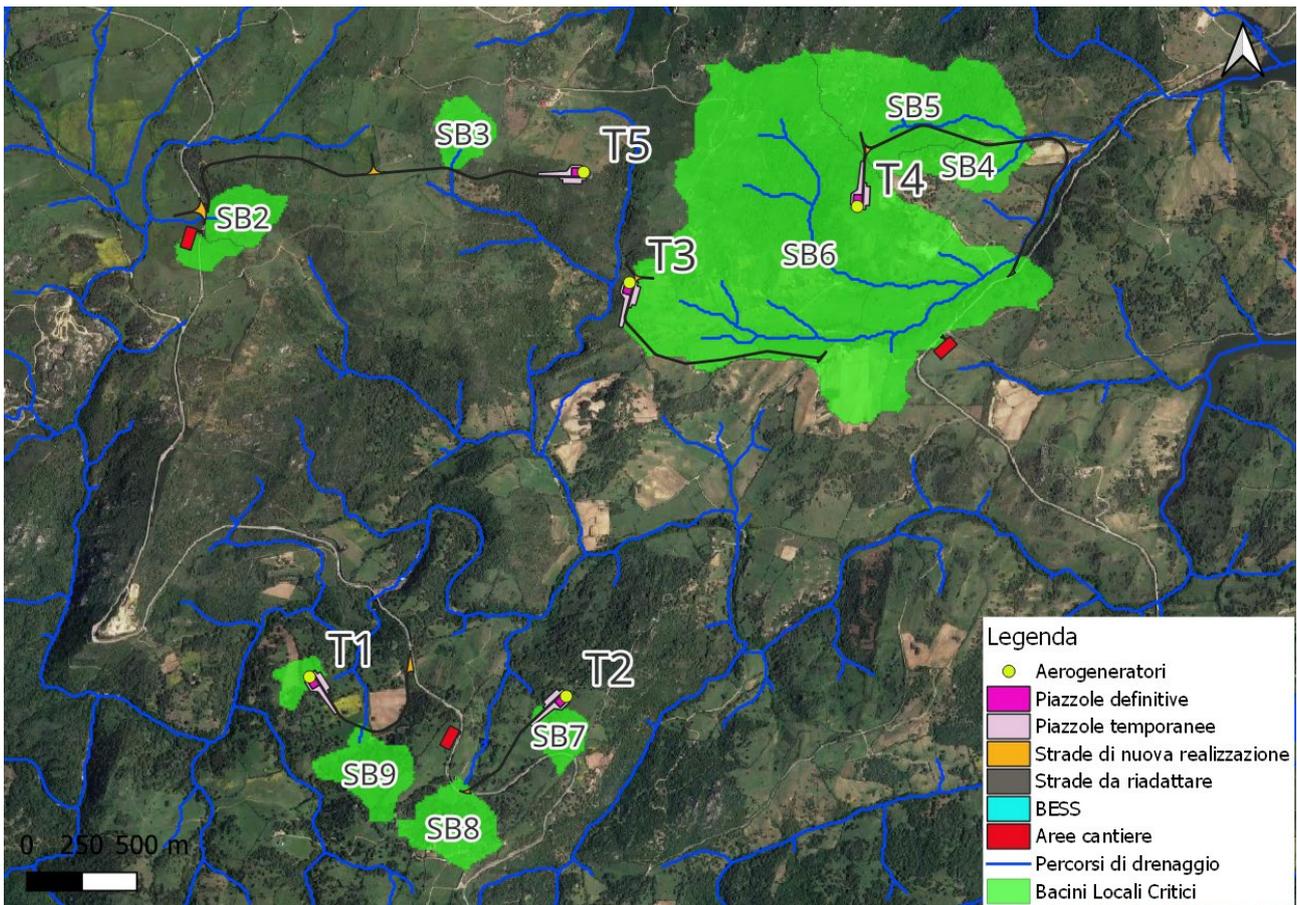


Figura 5-7 Inquadramenti su ortofoto dei sottobacini critici delle T1-T2-T3-T4-T5

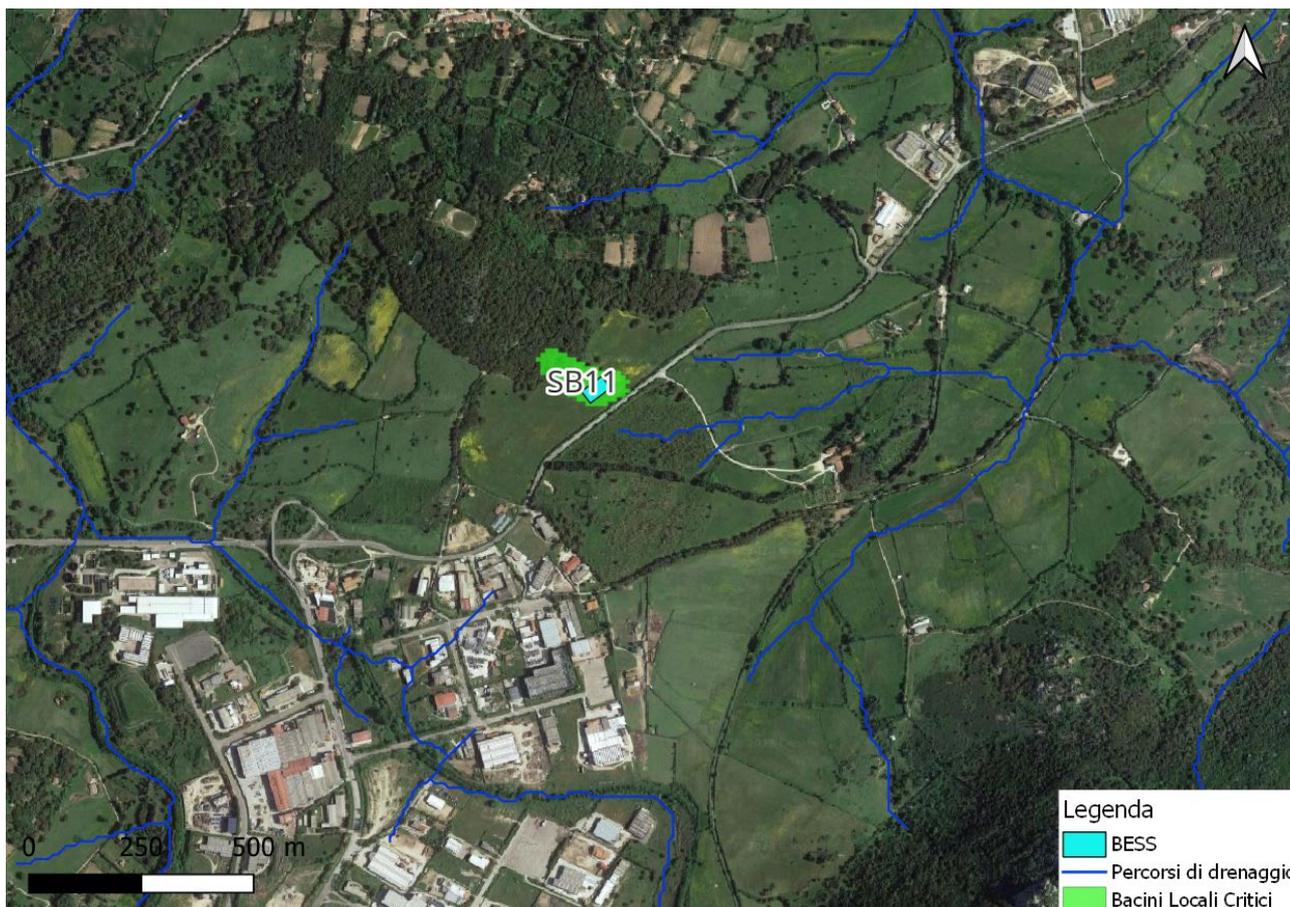


Figura 5-8 Inquadramenti su ortofoto del sottobacino critico dell'area BESS

5.2 METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE

Per il calcolo delle portate meteoriche di afflusso in occasione di eventi limite si è deciso di adottare il metodo razionale di stima, alla cui base vi sono le seguenti assunzioni:

- la massima portata avviene per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- Il picco di portata ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione delle piene ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvengono senza la formazione di invasi significativi;
- la portata attesa è espressa dalla formula:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot A}{3,6 \cdot t_c} \text{ in m}^3/\text{s}$$

dove:

- c rappresenta il coefficiente di deflusso del bacino;
- h , l'altezza di massima pioggia per assegnato tempo di ritorno ed una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);
- A è la superficie del bacino (km²);
- t_c tempo di corrivazione del bacino (h).

5.2.1 TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione di un bacino, valutato in un determinato punto di una rete di drenaggio (naturale o artificiale) è il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame. Esso può essere visto anche come il tempo a partire dal quale si esaurisce il transitorio e tutto il bacino contribuisce al deflusso. Il tempo di corrivazione varia in funzione delle caratteristiche topografiche, pedologiche e geologiche del bacino e degli usi del suolo attuati sullo stesso. La determinazione del tempo di corrivazione del bacino è necessaria per la scelta di un tempo di pioggia (di durata d) nella valutazione delle altezze di pioggia relative ad eventi di diversi tempi di ritorno.

La valutazione di questo parametro, però, costituisce uno dei problemi aperti nel campo idrologico-idraulico. In letteratura esistono numerose formulazioni che consentono di ottenere una stima del tempo di corrivazione a partire dai valori delle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche dei bacini, ma nonostante siano molto diffuse nella pratica idrologica, a rigore esse sono applicabili solo in condizioni simili a quelle di taratura.

L'applicazione di tali formule in contesti diversi potrebbe portare ad una sovrastima dei tempi di corrivazione e ad una conseguente sottovalutazione delle portate al colmo. Per questo motivo si ritiene preferibile stimare il tempo di corrivazione sfruttando la sua definizione come somma del tempo di accesso al reticolo drenante t_a e di quello impiegato per percorrere l'asta principale t_v :

$$t_c = t_a + \frac{L_{ap}}{\bar{v}_{rete}}$$

Ipotesizzando che la velocità media di deflusso all'interno del reticolo sia di circa 0,80 m/s e che quella di accesso al reticolo idrografico sia pari a 0,3 m/s si ottengono per i diversi bacini i valori di tempo di corrivazione t_c riassunti nella seguente tabella.

Tabella 5-1 Stima tempo di corrivazione

Stima tc						
ID	A [km2]	L [km]	tv [min]	ta [min]	tc [min]	tc [h]
SB1	0,03	0,32	6,58	4,78	11,36	0,19
SB2	0,08	0,52	10,77	10,17	20,94	0,35
SB3	0,07	0,41	8,63	7,50	16,13	0,27
SB4	0,10	0,76	15,73	8,33	24,06	0,40
SB5	0,35	1,24	25,75	13,61	39,36	0,66
SB6	1,67	2,30	47,92	33,61	81,53	1,36
SB7	0,06	0,36	7,56	5,56	13,12	0,22
SB8	0,12	0,45	9,35	8,33	17,69	0,29
SB9	0,11	0,50	10,44	13,33	23,77	0,40
SB10	0,03	0,30	6,25	8,33	14,58	0,24
SB11	0,02	0,24	4,96	2,50	7,46	0,12

5.2.2 ALTEZZA DI PIOGGIA

L'altezza di pioggia massima per un assegnato tempo di ritorno e durata è ricavabile dalle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ricavate nel Capitolo 4 del presente elaborato. Assegnato un tempo di ritorno di progetto pari a $T_r = 25$ anni, l'equazione della linea segnalatrice si esprime come:

$$h(t) = 45,38 \cdot t^{0,3739}$$

Tuttavia, tale equazione ricavata mediante il modello VAPI, trova applicazione per eventi meteorici di durata maggiore ad 1 ora. Nel presente caso, trattandosi di piccoli bacini con brevi tempi di corrivazione, l'equazione di calcolo della precipitazione massima per gli eventi di breve durata si esprime come di seguito:

$$h(t) = 0,208 \cdot h(1) \cdot t^{0,386}$$

in cui t è espresso in minuti.

Tale espressione, disponibile in letteratura, è stata ricavata analizzando i dati forniti nella Tab. V degli Annali Idrologici, relativi alle precipitazioni di breve durata e notevole intensità (Ferreri G. B. e Ferro V. – 1996 – Rainfall intensity-duration-frequency relationship for South Italy. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 95).

5.3 PIOGGIA NETTA EFFICACE E CURVE NUMBER

La determinazione della pioggia efficace ovvero della porzione di volume della precipitazione che contribuisce effettivamente alla formazione dell'onda di piena è stata eseguita applicando il "metodo percentuale" φ .

Questo metodo ipotizza che le perdite costituiscano una percentuale costante della quantità di pioggia durante l'evento.

Si considera il coefficiente di deflusso φ , caratteristico dell'evento nella sua totalità, come rapporto tra il volume di precipitazione netta (P_{netta}) ed il volume di precipitazione totale (P):

$$\varphi = \frac{P_{netta}}{P}$$

Per la determinazione del coefficiente di deflusso si è fatto riferimento alla relazione CN -SCS – coefficiente di deflusso.

Nella figura di seguito si riporta il grafico di correlazione CN-SCS/coefficiente di deflusso.

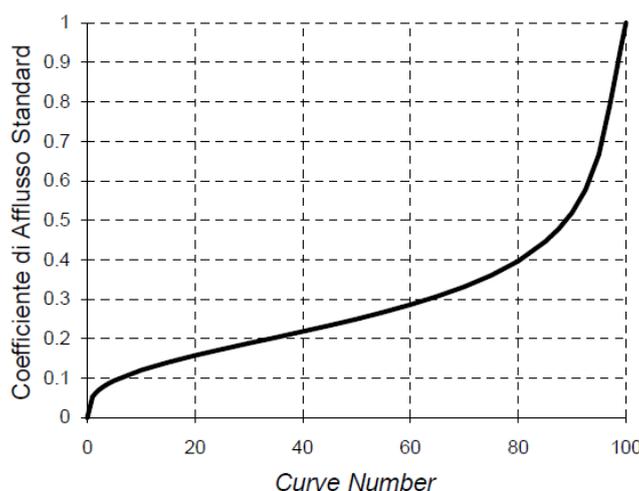


Figura 5-9 Correlazione da letteratura SCS-CN – coefficiente di deflusso

Il Soil Conservation Service (SCS) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipo di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- Gruppo A - Scarsa potenzialità di deflusso: comprende forti spessori di sabbia con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde, molto permeabili.
- Gruppo B – Potenzialità di deflusso moderatamente bassa: comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.

- Gruppo C – Potenzialità di deflusso moderatamente alta: comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
- Gruppo D - Potenzialità di deflusso molto elevata: comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Nel caso in esame si è svolta un'analisi dei Curve Number coinvolti nel sito in progetto tramite una sovrapposizione dei sottobacini critici e le informazioni su tipologia di suolo e permeabilità messe a disposizione dalla regione Sardegna nel geoportale. Nelle seguenti immagini vengono riportati degli stralci cartografici riguardanti i Curve Number utilizzati per il calcolo del deflusso dei bacini critici evidenziati.

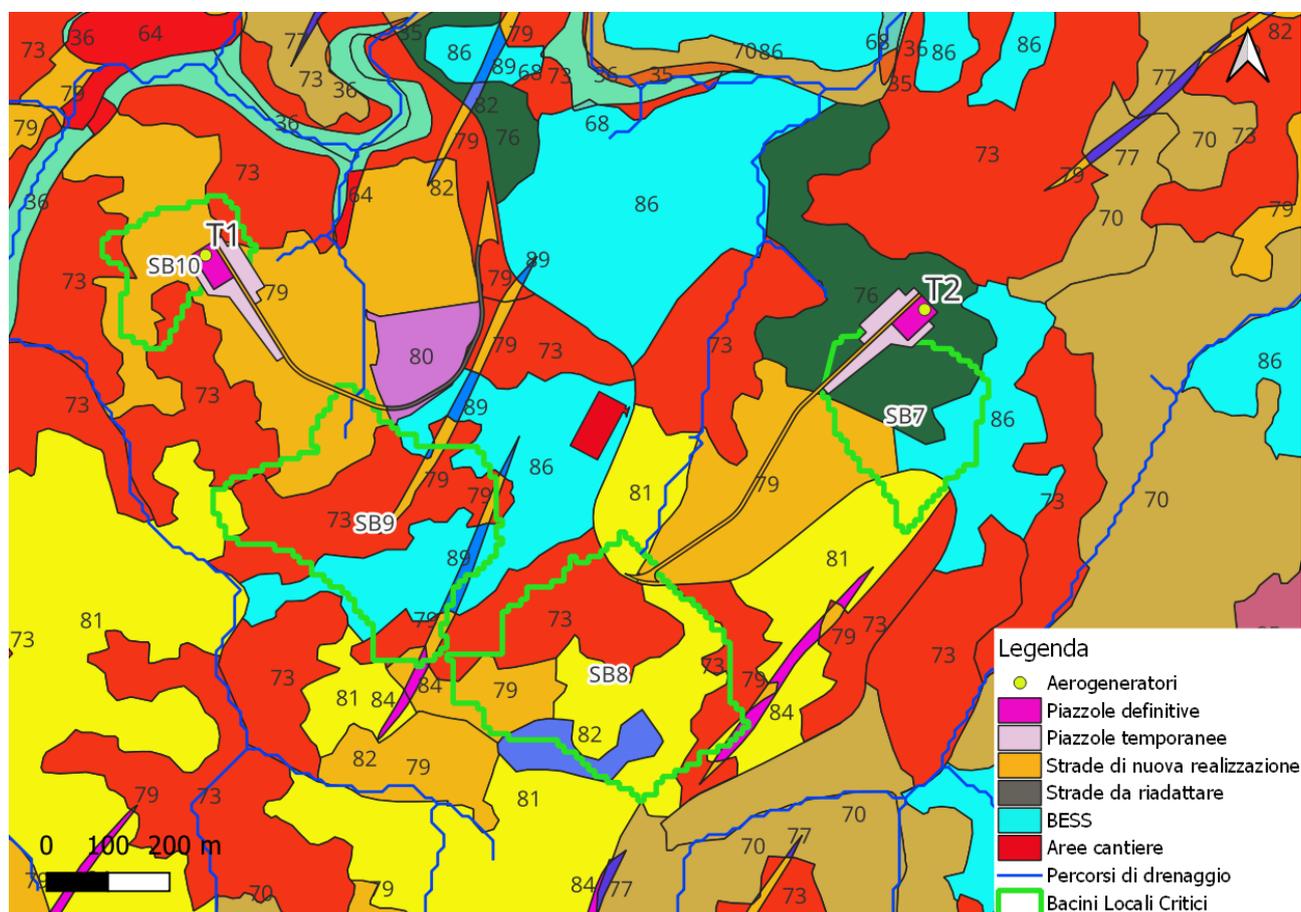


Figura 5-10 Analisi Curve Number sotto-bacini critici delle T 1-T2

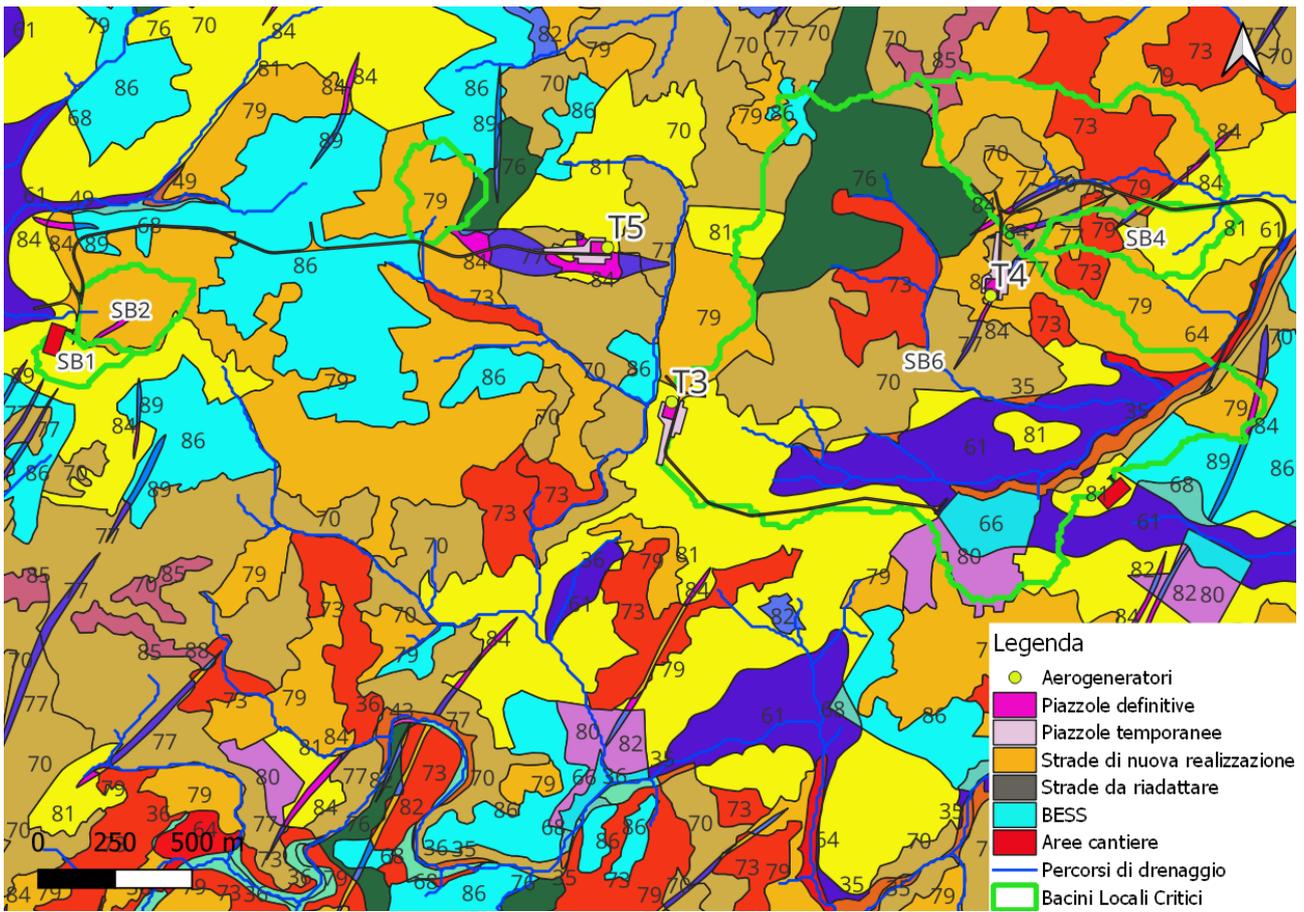


Figura 5-11 Analisi Curve Number sottobacini critici delle T3-T4-T5

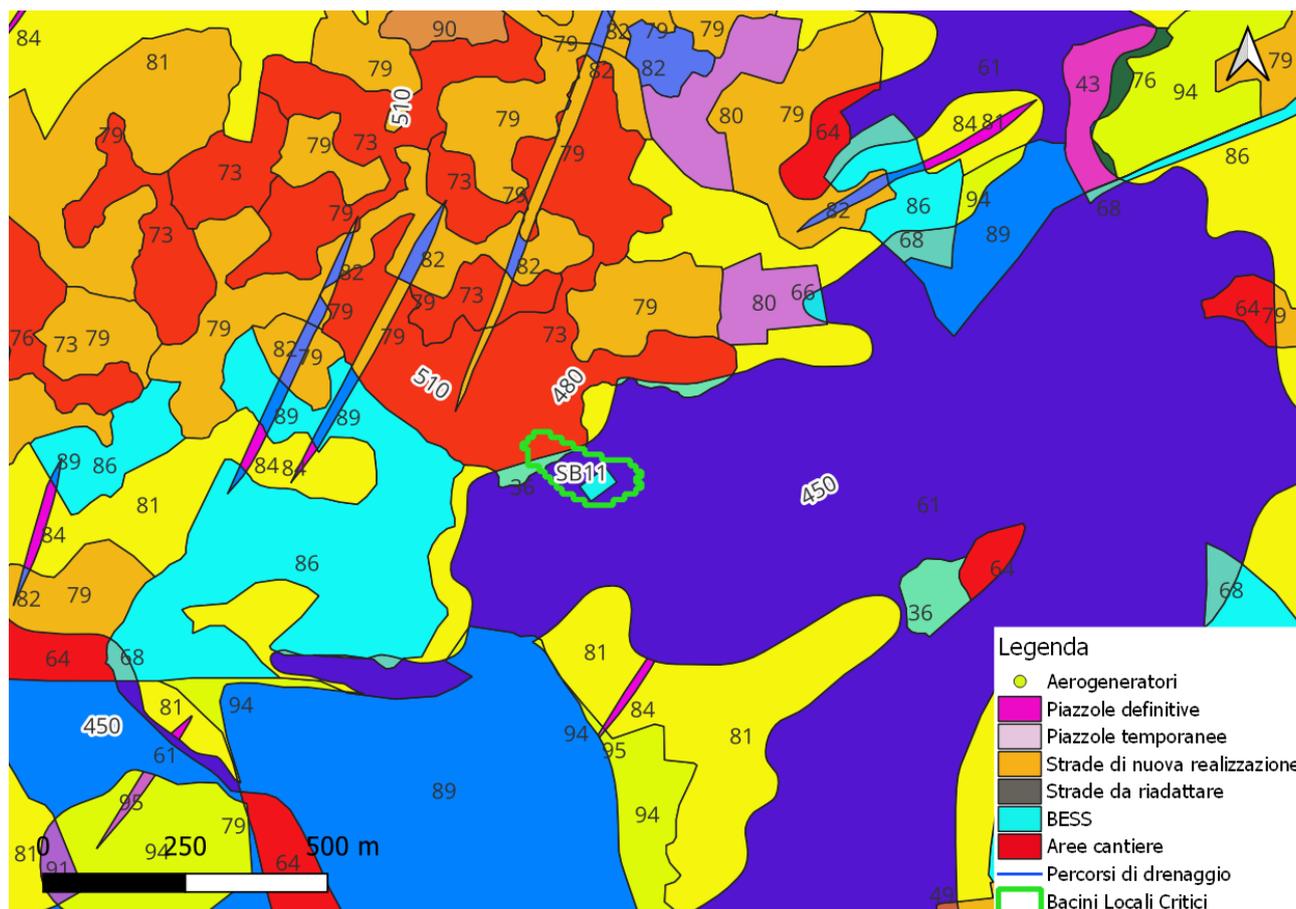


Figura 5-12 Analisi Curve Number sotto-bacino critico del BESS

Al fine della definizione di un CN univoco per ogni bacino è stata calcolata la media pesata sull'area dei valori ottenuti tramite suddetta sovrapposizione. I valori di CN ottenuti sono riportati al paragrafo 5.4.

In virtù del tipo di suolo esistente il parametro di coefficiente di deflusso è stato assunto pari a 0,3 per i sottobacini SB5, SB6, SB11, mentre per sottobacini restanti caratterizzati da un CN>77 è stato assunto pari a 0,4.

5.4 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Di seguito sono riportati i valori delle portate per tempo di ritorno pari a 25 anni associate ai sottobacini identificati come critici in termini di impatto idraulico sulle opere di progetto dell'impianto eolico di Luras.

Tabella 5-2 Esiti di valutazione delle portate meteoriche relative alle opere in progetto

ID	A [km²]	L [km]	i [-]	t_c [h]	h(t_c,25y)[mm]	CN	Q [m³/s]
SB1	0,034	0,32	0,08	0,189	24,69	81	0,492
SB2	0,077	0,52	0,12	0,349	31,26	79	0,764
SB3	0,065	0,41	0,11	0,269	28,27	79	0,764
SB4	0,097	0,76	0,17	0,401	32,99	78	0,882
SB5	0,354	1,24	0,16	0,656	39,89	73	1,795
SB6	1,673	2,30	0,10	1,359	52,84	72	5,421
SB7	0,056	0,36	0,21	0,219	26,10	79	0,745
SB8	0,119	0,45	0,19	0,295	29,29	78	1,319
SB9	0,112	0,50	0,23	0,396	32,83	78	1,031
SB10	0,035	0,30	0,11	0,243	27,19	77	0,429
SB11	0,015	0,24	0,09	0,124	20,99	61	0,211

Le portate così individuate vengono utilizzate per il pre-dimensionamento delle opere di collettamento e scarico ai recapiti finali. In una fase successiva della progettazione si provvederà a dimensionare e verificare nel dettaglio le opere proposte e, in caso di necessità scaturite dal rilievo di dettaglio, proporre di nuove.

6 OPERE DI REGIMAZIONE IDRAULICA

Al fine di garantire la longevità della viabilità, delle piazzole e delle opere arginali e di trincea sarà di particolare importanza gestire correttamente la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche attraverso un congruo ed efficace sistema idraulico di allontanamento e drenaggio delle stesse.

Gli interventi da realizzarsi nell'area in esame sono stati sviluppati secondo tre differenti linee di obiettivi:

- Mantenimento delle condizioni di "equilibrio idrologico-idraulico" preesistenti agli interventi per la realizzazione dell'impianto eolico in progetto;
- Regimazione e controllo delle acque che defluiscono lungo la viabilità del parco in progetto, attraverso la realizzazione di una adeguata rete drenante, volta a proteggere le infrastrutture del parco eolico.
- Conservazione per quanto possibile degli attuali siti di recapito delle acque meteoriche, costituiti dalle scarpate e dai versanti del sistema orografico nel quale sono inserite le opere di progetto; si tratta di distribuire le portate che già attualmente fluiscono lungo i versanti in tempo di pioggia e si raccolgono nelle vallette incise mantenendo l'impostazione di distribuzione diffusa, evitando il collettamento di portate importanti lontano dagli attuali sistemi di recapito, evitando quindi di creare situazioni di sovraccarico idraulico in aree o siti che attualmente non ricevono tali portate. A tal fine si prevede di creare sistemi diffusi di sfioro laterale lungo le scarpate già attualmente oggetto di scorrimento delle portate meteoriche, conservando l'equilibrio con una sostanziale invarianza idraulica.

Le opere di regimazione e smaltimento sono state definite a partire dal DTM – Modello Digitale del Terreno dell'area in esame e dalla progettazione della viabilità del parco, individuando le vie preferenziali di deflusso, gli impluvi interferenti con le opere in progetto e le caratteristiche planimetriche ed altimetriche della nuova viabilità interna all'impianto.

6.1 OPERE IDRAULICHE IN PROGETTO

Questo paragrafo illustra le opere idrauliche che verranno implementate per una adeguata gestione dei deflussi superficiali.

6.1.1 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE IN RILEVATO RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI

È previsto di scaricare le acque meteoriche delle piattaforme stradali nelle tratte che correranno in rilevato mediante scarico lungo le scarpate nei terreni limitrofi, mantenendo l'attuale sistema di ruscellamento superficiale senza modificare l'assetto idrografico del territorio.

6.1.2 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE A MEZZA COSTA RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI

È previsto di scaricare le acque meteoriche delle piattaforme stradali nelle tratte che correranno a mezza costa di pendii montani e/o collinari lungo le scarpate poste a valle nei terreni limitrofi.

A tal fine in corrispondenza delle intersezioni tra le scarpate di monte e il corpo stradale saranno realizzate canalette di drenaggio che correranno parallelamente al corpo stradale stesso, intercettando in tal modo le acque provenienti dai terreni posti a quota superiore.

Saranno realizzate camerette di caduta e condotte trasversali interrato di sottopasso del corpo stradale che scaricheranno in camerette di ricezione poste lungo le scarpate di valle; tali camerette saranno dotate di soglie di sfioro tali da distribuire le portate allo scarico su più metri, in modo da evitare scarichi puntiformi.

In questo modo si manterrà sostanzialmente l'attuale sistema di smaltimento senza modificare il comportamento idraulico del territorio.

6.1.3 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DRENATE NELLE TRATTE IN TRINCEA RISPETTO ALLO STATO ATTUALE DEI SUOLI

È previsto di scaricare le acque meteoriche delle piattaforme stradali nelle tratte che saranno realizzate in trincea lungo le attuali linee di flusso dell'orografia nelle quali sono inserite le opere.

A tal fine saranno realizzate canaline interne alle scarpate delle trincee che consentiranno di drenare le acque provenienti sia dalle scarpate stesse che dalle piattaforme stradali.

Le acque saranno convogliate seguendo le linee di pendenza dei corpi stradali fino a raggiungere le tratte correnti o a quota del piano campagna esistente e/o le tratte in rilevato.

In corrispondenza di queste tratte si provvederà a convogliare e scaricare le acque lungo i versanti orografici del territorio con le medesime tecniche illustrate nei punti precedenti.

Si utilizzeranno canalette laterali aventi anche funzione di soglie di sfioro laterali, al fine di distribuire le portate in arrivo in modo distribuito, rispettando le attuali modalità orografico/territoriali e senza aggravare situazioni locali con incrementi dei deflussi esistenti.

6.1.4 CANALETTE E FOSSI DI GUARDIA

Nelle tratte in cui non è possibile lo scarico diretto laterale (tratte in rilevato) e fino al raggiungimento di scarpate adeguate allo sfioro laterale, è previsto l'impiego di quattro tipologie di canalette/ fossi di guardia correnti a lato dei corpi stradali a seconda delle caratteristiche di portata e pendenza di ciascun tratto stradale. In particolare:

- Fosso di guardia di tipo 1 per $Q \leq 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ e $i \leq 6,00\%$;
- Fosso di guardia di tipo 1P per $Q \leq 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ e $6,00\% < i \leq 11,00\%$;
- Fosso di guardia di tipo 2 per $Q > 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ e $i \leq 6,00\%$;
- Fosso di guardia di tipo 2P per $Q > 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ e $6,00\% < i \leq 11,00\%$.

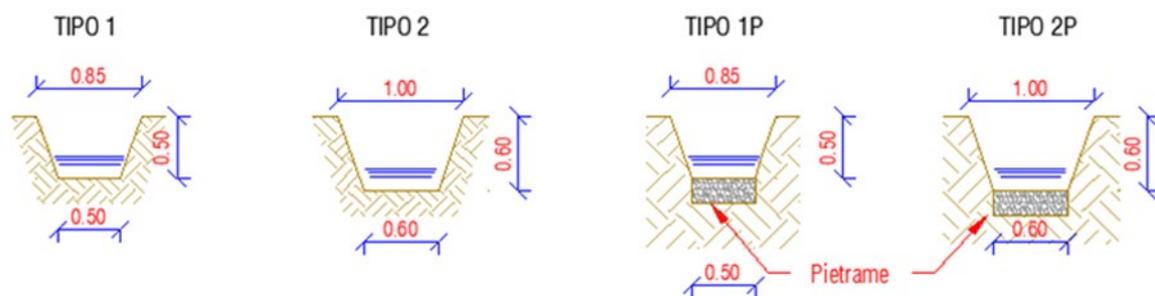


Figura 6-1 Fossi di guardia tipici

I fossi di guardia di tipo -P presentano il fondo rivestito in pietrame di media pezzatura in modo da ridurre l'azione erosiva delle acque meteoriche intercettate.

Nei tratti caratterizzati da pendenze superiori all'11%, i fossi di guardia presentano briglie in legname, fondo e all'occorrenza anche le sponde in pietrame. Tali briglie, poste in opera con una distanza variabile in funzione delle caratteristiche del tratto stradale, avranno lo scopo di ridurre la pendenza del fosso di guardia attraverso la naturale deposizione di materiale solido limitando così l'azione erosiva dell'acqua.

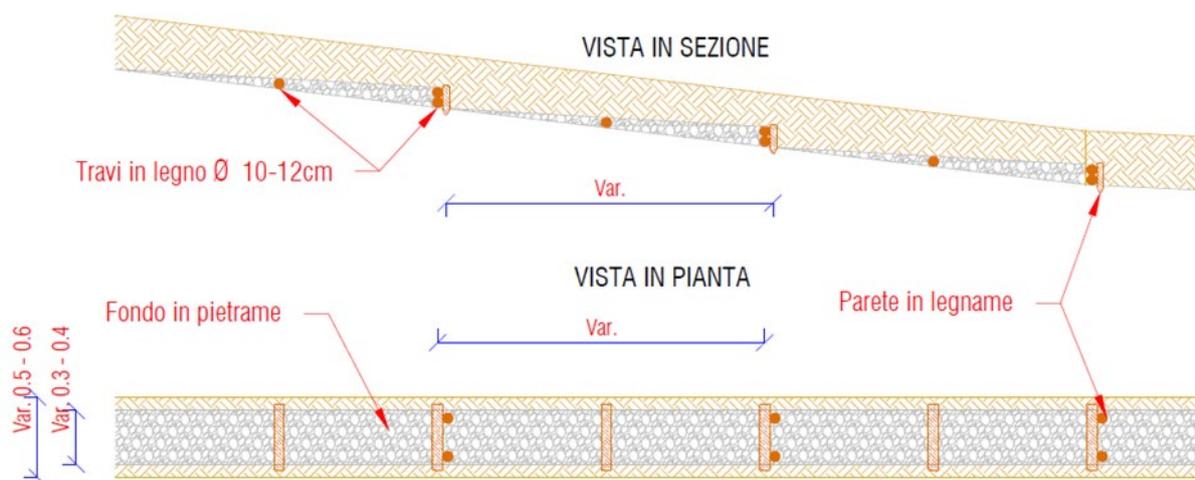


Figura 6-2 Briglie in legname tipiche

6.1.5 ATTRAVERSAMENTI

Si tratta di attraversamenti del rilevato stradale resi necessari per lo scarico, presso gli impluvi esistenti, delle acque meteoriche intercettate dai fossi di guardia.

Gli attraversamenti sono realizzati con tubazioni in HDPE corrugato SN8 di diametro variabile e prevedono in ingresso un pozzetto per ispezione e raccordo con il fosso di guardia ed in uscita lo scarico diretto presso gli impluvi esistenti, previa opera di dissipazione in pietrame.

Gli attraversamenti verranno realizzati in corrispondenza dei punti in cui i percorsi di drenaggio risultano più concentrati e ove il rilevato stradale lo consenta. In Figura 6-3 e Figura 6-4 sono visibili dei tipici di attraversamento.

SEZIONE TIPO ATTRAVERSAMENTO STRADALE A MEZZACOSTA CON TUBAZIONE IN HDPE

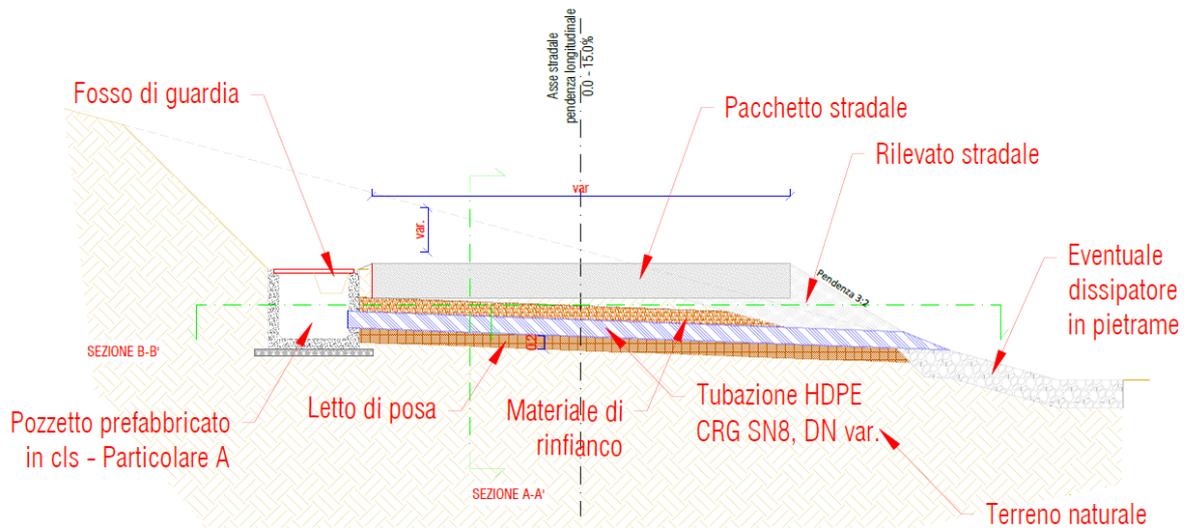


Figura 6-3 Attraversamento stradale tipico a mezza costa

SEZIONE TIPO ATTRAVERSAMENTO STRADALE IN RILEVATO CON TUBAZIONE IN HDPE

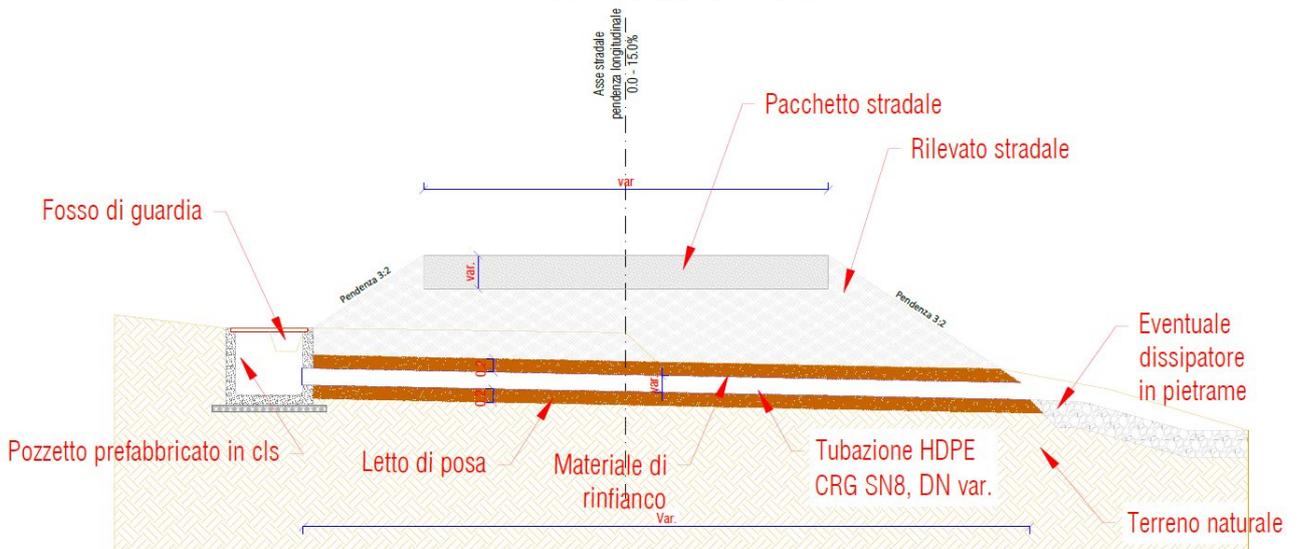


Figura 6-4 Attraversamento stradale tipico in rilevato

SEZIONE A-A'

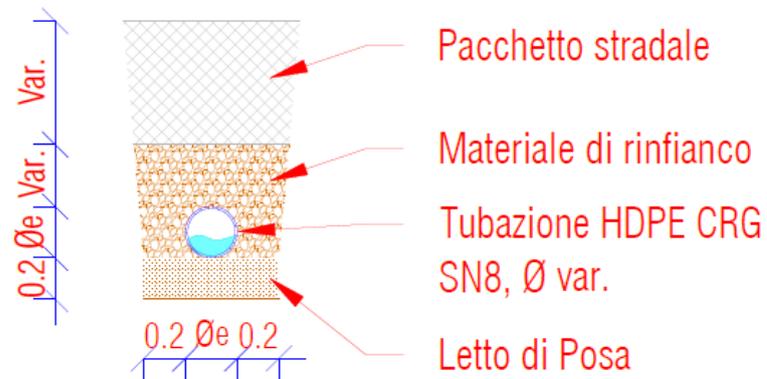


Figura 6-5 Sezione A-A' tipologico attraversamento.

SEZIONE B-B'

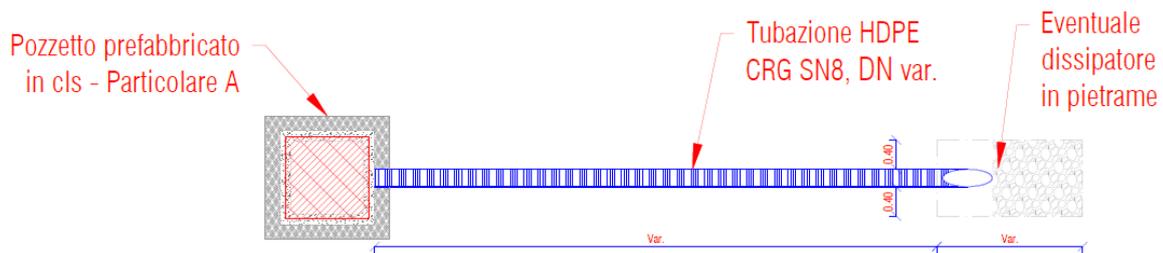


Figura 6-6 Sezione B-B' tipologico attraversamento

**PARTICOLARE A
POZZETTO PREFABBRICATO IN CLS**



Figura 6-7 Particolare Pozzetto in calcestruzzo attraversamento

Le opere di dissipazione 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, con differente geometria in funzione delle caratteristiche della corrente in uscita e del corpo idrico ricettore.

Si riporta la Tabella 6-1 relativa alle possibili condizioni degli attraversamenti, salvo eventuali modifiche in fase successiva.

Tabella 6-1 Esiti stima condizioni idrauliche attraversamenti

ID Sotto-bacino	Q transitante [l/s]	N° tubazioni	Diametro esterno [mm]	Velocità [m/s]	% riempimento
SB1	492	1	600	2,6	74
SB2	764	1	700	2,8	65
SB3	764	1	700	2,8	65
SB4	882	1	700	2,9	73
SB5	1795	1	900	3,5	75
SB6	5421	2	1200	3,9	59
SB7	745	1	700	2,8	64
SB8	1319	1	800	3,2	76
SB9	1031	1	700	3,1	63
SB10	429	1	600	2,5	59
SB11	211	1	500	2,1	51

7 CONFRONTO CON IL PAI

In questo capitolo si vuole fornire un confronto tra l'analisi svolta nel presente documento e il PAI del distretto idrografico della Sardegna.

Lo studio è stato svolto in accordo alle NTA del PAI aggiornate al 2023, PAI NTA - "testo coordinato aggiornato con le modifiche approvate dal comitato istituzionale dell'autorità di bacino con del. n. 15 del 22 novembre 2022".

Come è possibile notare dalla Figura 7-1, che mostra una sovrapposizione tra le aree perimetrate dal PAI (Pericolosità idraulica ed Elemento idrico Strahler ai sensi delle NTA del PAI, art 31 ter) e i sottobacini e i percorsi di drenaggio identificati tramite l'elaborazione descritta in questa relazione, si può notare che le analisi svolte in questo elaborato presentano un maggiore livello di dettaglio.

Infatti, l'analisi dei sottobacini critici, il relativo calcolo delle portate e la verifica dell'adeguatezza delle opere di regimazione, copre per intero l'area di impianto e non solo le aree in cui sono presenti elementi del reticolo idrico di Strahler e le relative fasce di prima salvaguardia. Inoltre, le opere di regimazione sono state valutate non in funzione della presenza o meno di interferenze con le fasce di prima salvaguardia, bensì considerando i punti lungo le opere di impianto dove, alla luce di una analisi dell'orografia del terreno e della stima delle curve di possibilità pluviometrica, si concentrano le maggiori portate di progetto.

Per quanto riguarda cavidotto e viabilità si evidenzia che gli attraversamenti per il drenaggio delle acque verranno ricostruiti ed adeguati coerentemente con il riadattamento della viabilità esistente predisposto per il progetto. Inoltre, si segnala che le interferenze con le aree a pericolosità idraulica sono in corrispondenza di ponti e quindi della viabilità esistente. Tali casi sono analizzati nell'elaborato progettuale "*LUR.57 – Tavola sul censimento delle interferenze dei cavidotti MT e AT e modalità risolutive*".

Non si evidenziano dunque criticità aggiuntive rispetto a quelle già identificate ai capitoli precedenti; si può affermare infine che tutte le altre aree occupate da elementi di impianto, a valle della sua realizzazione, presenteranno livelli di criticità minori o analoghe rispetto a quelle preesistenti e che le opere di regimazione proposte assolveranno adeguatamente alla loro funzione anche nelle altre aree.

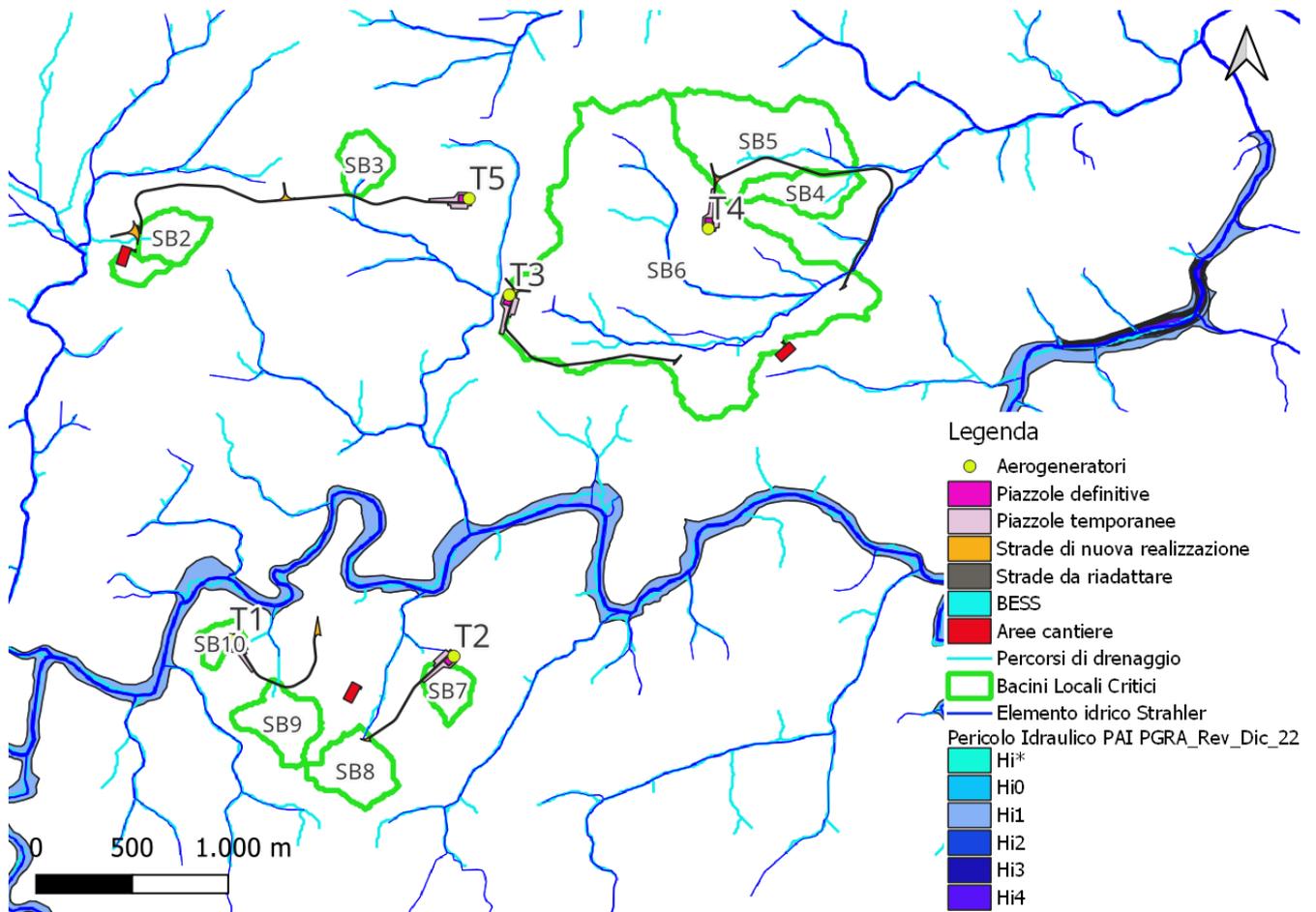


Figura 7-1 Confronto PAI -elaborazione progettuale Area di impianto

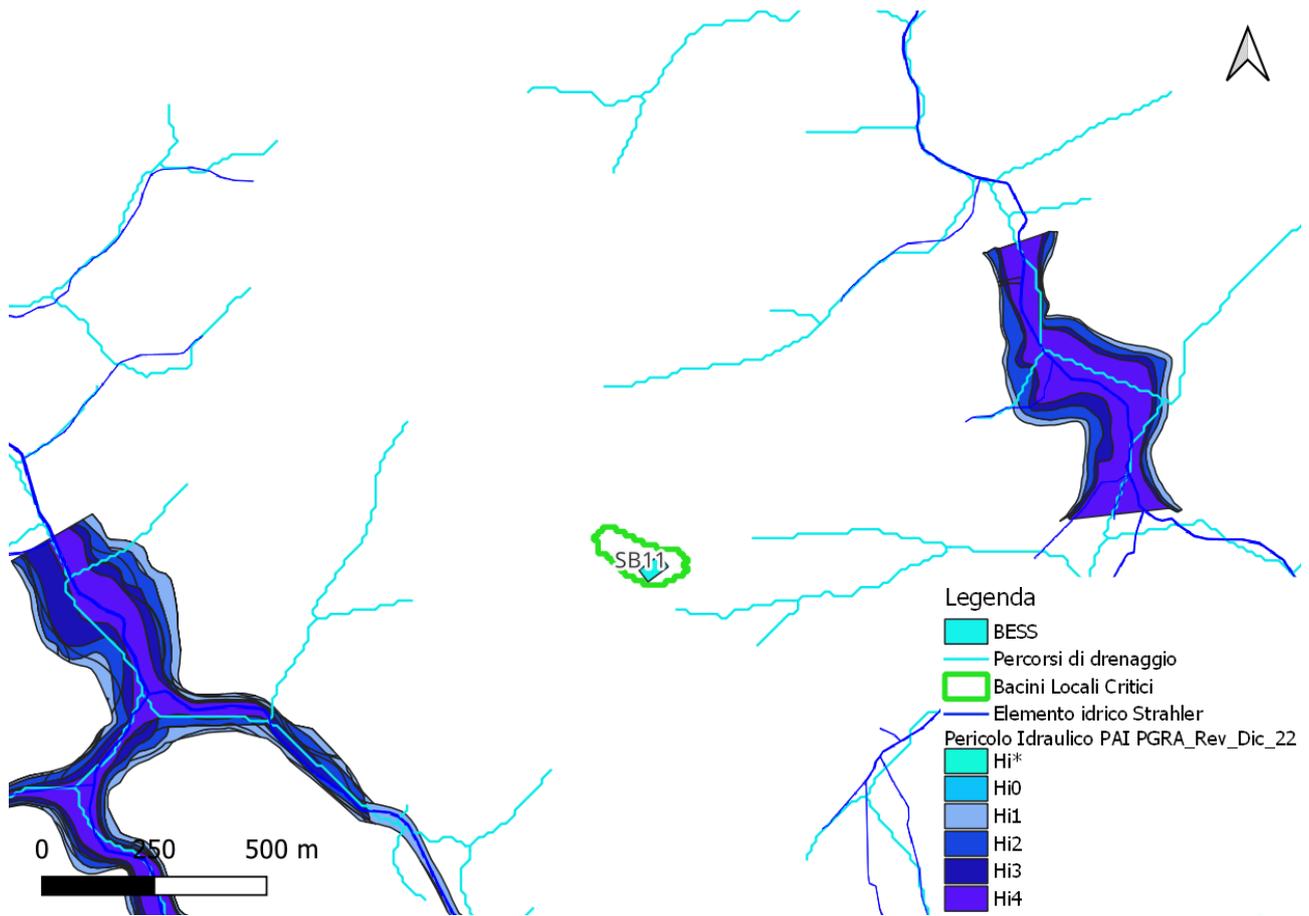


Figura 7-2 Confronto PAI -elaborazione progettuale Area BESS

8 CONCLUSIONI

In conclusione, all'analisi svolta si può affermare che in relazione alle portate calcolate non si sono riscontrate situazioni particolarmente critiche dal punto di vista idraulico. Il bacino SB06 con sezione di chiusura lungo la viabilità di progetto si è rivelato il bacino con le dimensioni maggiori e avente la maggior portata.

Sulla base dell'analisi svolta si può inoltre affermare che le opere idrauliche in progetto rappresentano una soluzione adeguata alla gestione e allo smaltimento delle portate che sono associate ai bacini idrografici critici per le opere in progetto.

Per completezza, è stata svolta anche una analisi rispetto alle perimetrazioni fornite dal PAI, da cui emerge che le analisi svolte in questo elaborato presentano un maggiore livello di dettaglio. Infatti, l'analisi dei sottobacini critici, il relativo calcolo delle portate e la verifica dell'adeguatezza delle opere di regimazione, copre per intero l'area di impianto e non solo le aree in cui sono presenti elementi del reticolo idrico di Strahler e le relative fasce di prima salvaguardia. Inoltre, le opere di regimazione sono state valutate non in funzione della presenza o meno di interferenze con le fasce di prima salvaguardia, bensì considerando i punti lungo le opere di impianto dove, alla luce di una analisi dell'orografia del terreno e della stima delle curve di possibilità pluviometrica, si concentrano le maggiori portate di progetto.

Si può affermare infine che tutte le altre aree occupate da elementi di impianto presenteranno condizioni, in termini di interferenza con elementi del reticolo idrografico locale, analoghe o meno rilevanti rispetto a quelle illustrate nella presente relazione e che le opere di regimazione qui proposte assolveranno adeguatamente alla loro funzione anche nelle altre aree.

Nella fase successiva della progettazione sarà possibile predisporre un sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche maggiormente dettagliato che sia compatibile rispetto alle condizioni idrauliche ante operam e non determini situazioni di criticità idraulica.