

MARZO 2022

## NURRI WIND SRL

IMPIANTO EOLICO "NURRI"  
Comune di Nurri (SU)

### **RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA - D.Lgs. 387/2003 RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA**

**Progettista**

Ing. Laura Maria Conti n. ordine Ing. Pavia 1726

**Coordinamento**

Eleonora Lamanna

Riccardo Festante

**Codice elaborato**

2905-4787-NU\_AU\_R05\_Rev0\_Rel. idrolog. idraul.docx

**Memorandum delle revisioni**

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2905-4787-NU_AU_R05_Rev0_Rel. idraul.docx	idrolog. 03/2022	Prima emissione	G.d.L.	F. Lassini	L. Conti

**Gruppo di lavoro**

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Laura Conti	Direttore Tecnico - Progettista	Ord. Ing. Prov. PV n. 1726
Eleonora Lamanna	Coordinamento Progettazione, Studio Ambientale, Studi Specialistici	
Riccardo Festante	Coordinamento Progettazione, Tecnico competente in acustica	ENTECA n. 3965
Carla Marcis	Ingegnere per l'Ambiente ed il Territorio, Tecnico competente in acustica	Ord. Ing. Prov. CA n. 6664 – Sez. A ENTECA n. 4200
Ali Basharзад	Progettazione civile e viabilità	Ord. Ing. Prov. PV n. 2301
Massimiliano Kovacs	Geologo - Progettazione Civile	Ord. Geologi Lombardia n. 1021
Massimo Busnelli	Geologo – Progettazione Civile	
Giuseppe Ferranti	Architetto – Progettazione Civile	Ord. Arch. Prov. Palermo – Sez. A Pianificatore Territoriale n. 6328
Fabio Lassini	Ingegnere Civile Ambientale – Progettazione Civile	Ord. Ing. Prov. MI n. A29719
Vincenzo Gionti	Ingegnere Civile Ambientale – Progettazione Civile	
Lia Buvoli	Biologa – Esperto GIS – Esperto Ambientale	
Lorenzo Griso	Esperto GIS - Esperto Ambientale Junior	
Sara Zucca	Architetto – Esperto GIS - Esperto Ambientale	

**Montana S.p.A.**

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano  
C. F. e P. IVA 10414270156 - Cap. Soc. 600.000,00 €  
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

[www.montanambiente.com](http://www.montanambiente.com)





Andrea Mastio	Ingegnere per l'Ambiente e il Territorio - Esperto Ambientale Junior	
Andrea Fronteddu	Ingegnere Elettrico – Progettazione Elettrica	Ord. Ing. Cagliari n. 8788 – Sez. A
Matthew Piscedda	Esperto in Discipline Elettriche	

**Montana S.p.A.**

Via Angelo Carlo Furnagalli 6, 20143 Milano  
C. F. e P. IVA 10414270156 - Cap. Soc. 600.000,00 €  
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

[www.montanambiente.com](http://www.montanambiente.com)





## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>6</b>
<b>1.1 DATI IDENTIFICATIVI DELLA SOCIETÀ PROPONENTE.....</b>	<b>6</b>
<b>2. DATI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 MODELLO DIGITALE DEL TERRENO REGIONE PUGLIA.....</b>	<b>7</b>
<b>2.2 NORMATIVA E FONTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO .....</b>	<b>8</b>
<b>3.1 CONSISTENZA E UBICAZIONE DELL’IMPIANTO .....</b>	<b>8</b>
<b>3.2 COPERTURA DEL SUOLO.....</b>	<b>9</b>
<b>3.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>10</b>
3.3.1 Geologia.....	10
3.3.2 Geomorfologia.....	10
3.3.3 Idrogeologia.....	11
<b>3.4 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO .....</b>	<b>11</b>
3.4.1 Idrografia superficiale.....	11
3.4.2 Idrografia sotterranea.....	12
<b>4. STUDIO DELLA COMPATIBILITÀ E INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL’AREA DI PROGETTO .....</b>	<b>14</b>
<b>4.1 PIANO STRALCIO DI BACINO PER L’ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) .....</b>	<b>14</b>
<b>4.2 PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (PSFF).....</b>	<b>15</b>
<b>4.3 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA) .....</b>	<b>15</b>
<b>4.4 RETICOLO IDROGRAFICO: FASCE DI PRIMA SALVAGUARDIA.....</b>	<b>16</b>
<b>4.5 INVARIANZA IDRAULICA .....</b>	<b>19</b>
<b>4.6 CONCLUSIONI .....</b>	<b>20</b>
<b>5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI.....</b>	<b>21</b>
<b>5.1 AEROGENERATORI .....</b>	<b>21</b>
<b>5.2 VIABILITÀ .....</b>	<b>21</b>
<b>5.3 PIAZZOLE .....</b>	<b>21</b>
<b>5.4 RETE CAVIDOTTI INTERRATI .....</b>	<b>22</b>
<b>5.5 STAZIONE DI TRASFORMAZIONE UTENTE 150/30 kV .....</b>	<b>22</b>
<b>6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO .....</b>	<b>23</b>
<b>6.1 CRITERI DI PROGETTO .....</b>	<b>23</b>
<b>6.2 CALCOLI IDROLOGICI.....</b>	<b>24</b>
6.2.1 Considerazioni climatiche .....	24
6.2.2 Scelta del tempo di ritorno .....	24
6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense .....	25
6.2.4 Valutazione della pioggia efficace (netta).....	30
6.2.5 Valutazione post operam e fase di cantiere.....	31
6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam.....	32
<b>6.3 CALCOLI E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI.....</b>	<b>32</b>
6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni .....	33
6.3.2 Trincea drenante .....	34



---

<b>7. VIABILITÀ.....</b>	<b>36</b>
7.1 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE: STRADE.....	36
7.2 TIPOLOGICO-FOSSO DI GUARDIA E TUBAZIONI.....	37
7.3 RISOLUZIONE DELLE POTENZIALI INTERFERENZE CON EVENTUALI SOLCHI DI DRENAGGIO NATURALI .....	38
<b>8. PIAZZOLE .....</b>	<b>40</b>
8.1 FASE DI CANTIERE.....	40
8.2 PIAZZOLE DEFINITIVE .....	41
8.2.1 Trincee drenanti .....	41
<b>9. CONCLUSIONE .....</b>	<b>44</b>



## 1. PREMESSA

Il presente documento riporta lo studio di compatibilità idraulica per la realizzazione di un nuovo impianto eolico denominato “Nurri”, analizzando le eventuali interferenze dei diversi componenti con le aree a pericolosità idraulica e identificando, nel caso, la migliore soluzione e tecnologia per la risoluzione delle stesse. Nel caso di interferenze con canali irrigui/corsi d’acqua naturali si è inoltre valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell’intervento e al contesto territoriale.

Lo studio Idrologico e idraulico relativo al reticolo idrografico superficiale, ai principali solchi vallivi o aree depresse e alle aree allagabili è riferito alla perimetrazione della pericolosità idraulica riportata negli ultimi aggiornamenti del Piano stralcio di bacino per l’Assetto Idrogeologico (PAI), del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) e del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).

Il progetto affronta lo studio idrologico idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto con valutazioni in merito alle possibili variazioni ante-operam – post-operam, analizzando quindi il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione delle variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione delle variazioni degli apporti durante eventi intensi al riceettore finale).

Tale studio è svolto secondo le Norme Tecniche di Attuazione del Piano d’Assetto Idrogeologico redatto dall’Autorità di Bacino della Sardegna, ed è costituito da:

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando le indicazioni riportate sul progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionali Difesa Catastrofi Idrogeologiche (GNDCl);
- valutazione della durata dell’evento pluviometrico di progetto di durata pari al tempo critico del bacino idrografico oggetto di studio (tempo di corrivazione e ietogramma di progetto);
- determinazione delle portate di riferimento e dimensionamento del sistema di collettamento delle stesse.

Il capitolo 6 riporta la descrizione dei sistemi di gestione acque meteoriche delle opere in progetto.

### 1.1 Dati identificativi della Società Proponente

COMMITTENTE	NURRI WIND SRL
Sede Legale	OLBIA (SS) GEOVILLAGE - TORRE 4 CAP 07026
Indirizzo email	<a href="mailto:nurriwindsrl@pec.it">nurriwindsrl@pec.it</a>
Codice fiscale e n. iscr. Al Registro Imprese	02890280908
Amministratore Unico	LUCCHINI SERGIO



## 2. DATI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Modello digitale del terreno Regione Puglia

Attraverso il portale dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) è stato ottenuto il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 10x10 metri di tutta l'area di progetto, facente parte del progetto Tinitaly DEM.

### 2.2 Normativa e fonti di riferimento

I seguenti documenti sono stato utilizzati come principali riferimenti per lo studio:

- D.Lgs 152/06 e smi;
- Direttiva Comunitaria 2007/60/CE – Valutazione e gestione del rischio di alluvioni/ D.Lgs. 49/2010;
- Autorità di Bacino della Sardegna – Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) redatto ai sensi della legge n. 183/1989 e del decreto-legge n. 180/1998;
- Direzione generale agenzia regionale del distretto idrografico della Sardegna – Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) Norme di Attuazione. Allegato 2 alla Delib. G.R. n. 2/8 del 20.1.2022;
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) previsto dalla Direttiva 2007/60/CE e dal D.Lgs. 49/2010;
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183;
- Sistemi di fognatura - Manuale di progettazione - Hoepli, CSDU;
- La sistemazione dei bacini idrografici, Vito Ferro, McGraw – Hill editore;
- Open Channel Hydraulics, Chow – McGraw – Hill editore;
- Spate Irrigation - FAO – HR Wallinford;
- Urban Drainage Design Manual pubblicato da FHWA (Federal highway administration-US Department of transportation).
- Bischetti, Gian Battista. Linee Guida per La Progettazione Della Viabilità Agro-Silvo-Pastorale in Lombardia - Criteri Generali. Parte 1, Istituto di Idraulica Agraria dell'Università Degli Studi Di Milano, 2005.



### 3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

#### 3.1 Consistenza e ubicazione dell’impianto

L’impianto di progetto prevede l’installazione di n. 7 aerogeneratori della potenza di 4,2 MW, per una potenza totale di 29,4 MW tutti localizzati nel territorio comunale di Nurri (Figura 3-1).

Il Comune di Nurri cadeva nella Provincia Sud Sardegna, secondo la riforma della L.R. n. 2 del 4 febbraio 2016 - "Riordino del sistema delle autonomie locali della Sardegna". La LR n.7 del 12 aprile 2021 riorganizza la Regione in 8 Province: Città metropolitana di Sassari, Città metropolitana di Cagliari, Nord-Est Sardegna, Ogliastra, Sulcis Iglesiente, Medio Campidano, Nuoro e Oristano; sulla base di questa legge il Comune di Nurri rientra nella Città Metropolitana di Cagliari.

Tuttavia, la LR 7/2021 è stata impugnata dal Governo (Ricorso del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 31 del 23 giugno 2021 pubblicato nel Buras n. 40 dell’8 luglio 2021), bloccando l’iter di attuazione in attesa del pronunciamento della Corte costituzionale che, al momento della stesura della presente relazione, non è ancora stato emesso.

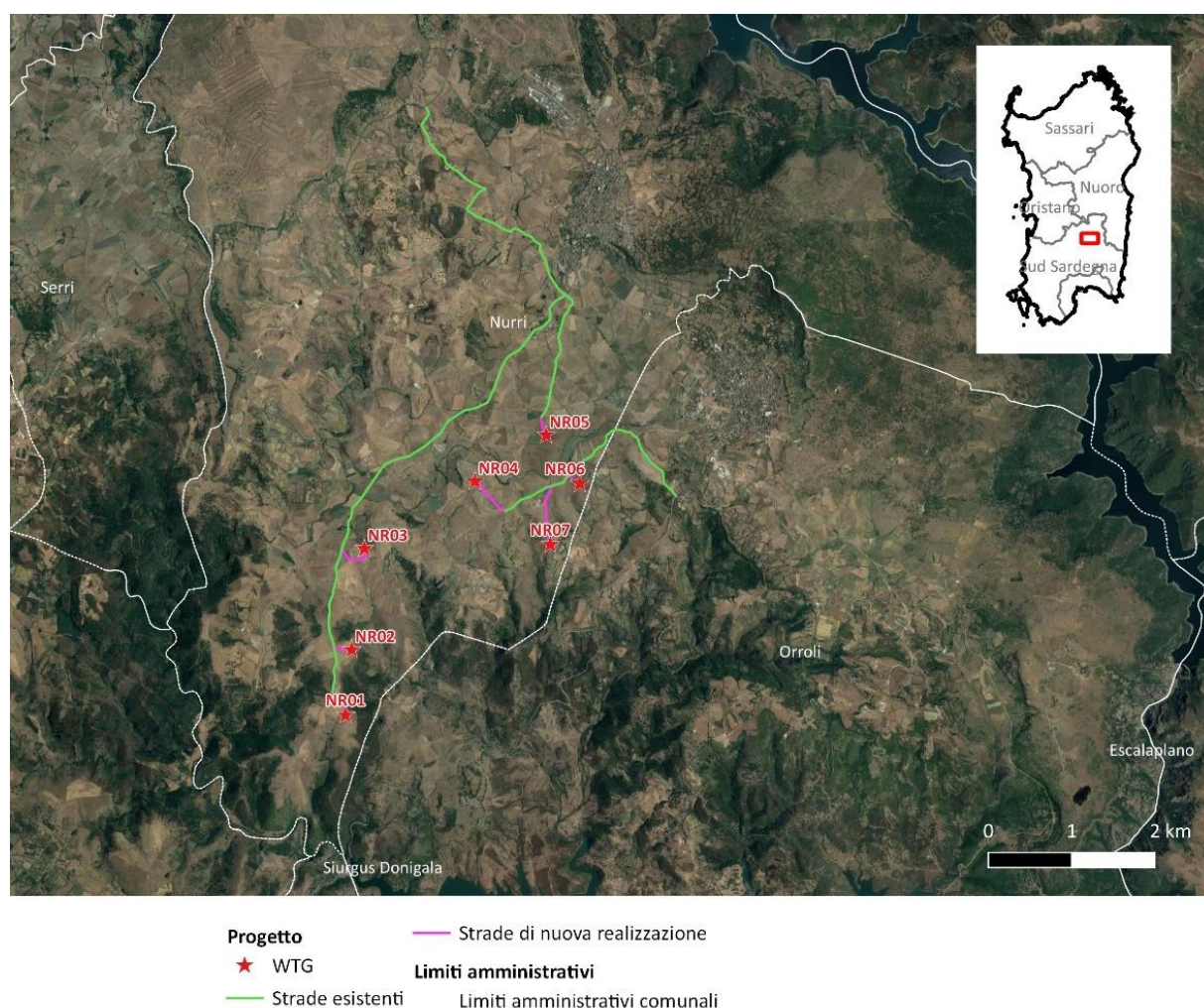


Figura 3-1: Inquadramento generale dell’area di progetto



### 3.2 Copertura del suolo

Nell’ambito dello studio idrologico e del calcolo è stata valutata sia la copertura del terreno sia l’uso del suolo dell’area di ubicazione delle opere dell’impianto eolico.

Nello specifico l’area di interesse si estende su di un altopiano posto ad una quota media di circa 480 m slm, caratterizzato per la gran parte dell'estensione da vegetazione mediterranea bassa. Nelle figure seguenti si illustrano l’uso del suolo aggiornato al 2018 CORINE Land Cover (Figura 3-2) ed alcune immagini di foto effettuate durante un sopralluogo (Figura 3-3 e Figura 3-4).

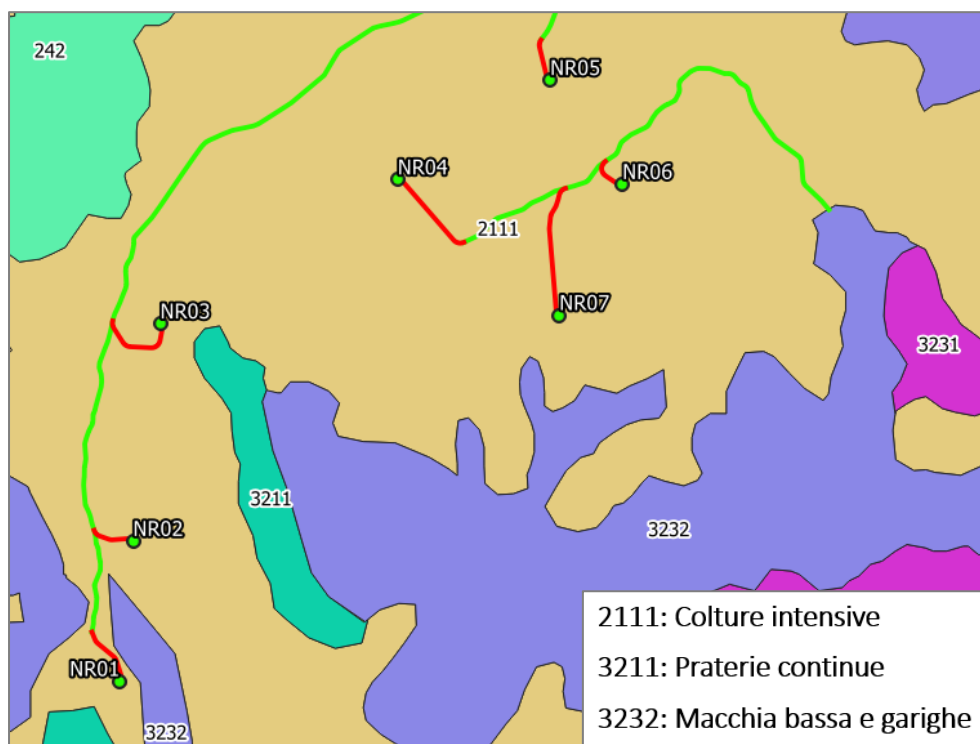


Figura 3-2: Stralcio carta uso del suolo 2018, CORINE Land Cover



Figura 3-3: paesaggio intorno alla torre NR03.



*Figura 3-4: Paesaggio intorno alla torre NR05.*

Come illustrato nelle figure le aree in progetto sono situate in prossimità delle colline circondate da terreni coltivati e non, caratterizzati da piccoli arbusti ed in minima parte rari filari alberati (lungo i confini delle proprietà).

### **3.3 Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico**

#### **3.3.1 Geologia**

Il settore in esame è molto complesso dal punto di vista geologico – stratigrafico. Sono, infatti, presenti terreni ascrivibili a pressoché tutte le ere geologiche, inseriti in una situazione caratterizzata da una complessità geostrutturale che ha influenzato la morfologia del Sarcidano – Barbagia di Seulo. La stessa valle del Fiume Flumendosa è impostata sulle principali direttrici delle lineazioni tettoniche erciniche e alpine. Per maggiori dettagli riguardo la geologia si rimanda alla Relazione Geologica.

#### **3.3.2 Geomorfologia**

La morfologia presente risente notevolmente della litologia del substrato roccioso. Il contesto morfologico è dominato dalle colline paleozoiche peneplanate, dai tavolati carbonatici triassici e giurassici, e dagli espandimenti lavici con evidente inversione di rilievo.

L'alto strutturale è costituito dall'altopiano di "Pranu Buraxedu" (511 m s.l.m.), a sud-ovest dell'area di interesse. I corsi d'acqua, a carattere torrentizio, scorrono in strette valli separate da strette creste rocciose o da selle sub pianeggianti, in funzione della natura del substrato, i principali sono il Rio Arroglasia e il Rio Musculas che si uniscono nel Rio Mulargia, al margine settentrionale dell'area di interesse. Sono pressoché assenti sui terreni giurassici e sulle colate basaltiche, fortemente permeabili per fratturazione.

Il reticolo idrografico è influenzato a nord dalla profonda valle del Fiume Flumendosa, con ruscelli generalmente rettilinei lungo i versanti della stessa, e a sud dal Rio Mulargia con andamento più dendritico.

Il settore oggetto della presente analisi costituisce l'area più meridionale del territorio comunale di Nurri, al confine territoriale col comune di Orroli.



Le forme sono quelle caratteristiche degli altopiani del Sarcidano, con altezza media di 550 m e rilievi intorno ai 650 m s.l.m. per lo più di origine vulcanica.

Il settore in cui verranno realizzate le opere è collocato su una serie di colline, ad un'altezza di circa 480 m s.l.m. Il substrato è costituito dal tavolato carbonatico triassico, costituito da dolomie stratificate in grandi bancate e calcari dolomitici, intensamente fratturati, affioranti al di sotto di una coltre costituita da terreno vegetale della potenza di circa un metro.

Per maggiori dettagli riguardo la geomorfologia si rimanda alla Relazione Geologica.

### 3.3.3 Idrogeologia

Le caratteristiche idrogeologiche del territorio sono molto variabili in rapporto alla variabilità delle caratteristiche litologiche o giaciture dei terreni presenti.

La circolazione idrica nel sottosuolo è caratterizzata dai principali acquiferi presenti nell'area, costituiti dalle rocce carbonatiche triassiche e dal Tacco giurese, e dalle colate basaltiche del Monte Pizzigiu e del Monte Guzzini. Si tratta di rocce fortemente fratturate, dotate di una discreta permeabilità, dell'ordine di  $k = 10^{-4}$  cm/sec o superiori, confermato dalla scarsità di deflussi idrici superficiali, poggiati su formazioni prevalentemente argillose che consentono un notevole accumulo idrico.

Questi acquiferi oltre a dare origine a numerose sorgenti e venute idriche, presenti al margine delle colate basaltiche e del Tacco carbonatico, alcune con carattere permanente ma le più a carattere stagionale, alimentano le falde idriche nelle sottostanti rocce scistose paleozoiche. Anche in questo caso la permeabilità è per fessurazione, più marcata nelle formazioni cristalline.

Per maggiori dettagli riguardo l'idrogeologia si rimanda alla Relazione Geologica.

## 3.4 Idrografia del territorio

### 3.4.1 Idrografia superficiale

Con deliberazione in data 30.10.1990 n. 45/57, la Giunta Regionale suddivide il Bacino Unico Regionale in sette Sub-Bacini, già individuati nell'ambito del Piano per il Razionale Utilizzo delle Risorse Idriche della Sardegna (Piano Acque) redatto nel 1987. L'intero territorio della Sardegna è suddiviso in sette sub-bacini, ognuno dei quali caratterizzato in grande da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche ma anche da forti differenze di estensione territoriale.

Secondo la classificazione dei bacini sardi riportata nel Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) della Regione Autonoma della Sardegna, l'area di progetto è inclusa nel Sub-Bacino n°7 Flumendosa – Campidano - Cixerri. Come riportato nella Relazione generale del P.A.I., il Sub\_Bacino si estende per 5960 Km<sup>2</sup>, pari al 24.8 % del territorio regionale; è l'area più antropizzata della Sardegna ed il sistema idrografico è interessato da diciassette opere di regolazione in esercizio e otto opere di derivazione. I bacini idrografici di maggior estensione sono costituiti dal Flumendosa, dal Flumini Mannu, dal Cixerri, dal Picocca e dal Corr'e Pruna; numerosi bacini minori risultano compresi tra questi e la costa.

Nell'ambito del presente studio si sono considerati i seguenti corsi d'acqua:

- Fiume Flumendosa, è considerato attualmente il corso d'acqua di maggiore importanza in Sardegna per la complessità e dimensione del sistema di utilizzazione della risorsa idrica da esso costituito. Il fiume è regolato da un sistema di invasi di grandi capacità per usi multipli.
- Rio Mulargia (il più prossimo all'area di intervento), affluente in destra del Flumendosa, in località Monte Su Rei è sbarrato da una diga che crea un invaso di capacità utile pari a 310 milioni di m<sup>3</sup> e raccoglie anche le acque dell'invaso sul Medio Flumendosa, al quale è collegato da una galleria a gravità. I corsi d'acqua presenti nell'area di studio e affluenti del Rio Mulargia



sono: Gutturu Sa Traia, Riu Achilli, Riu Gravelloni, Riu Melas, Riu Nueddas, Riu Nui, Riu Porcili, Riu Serra Suergiu, Riu Ortu.

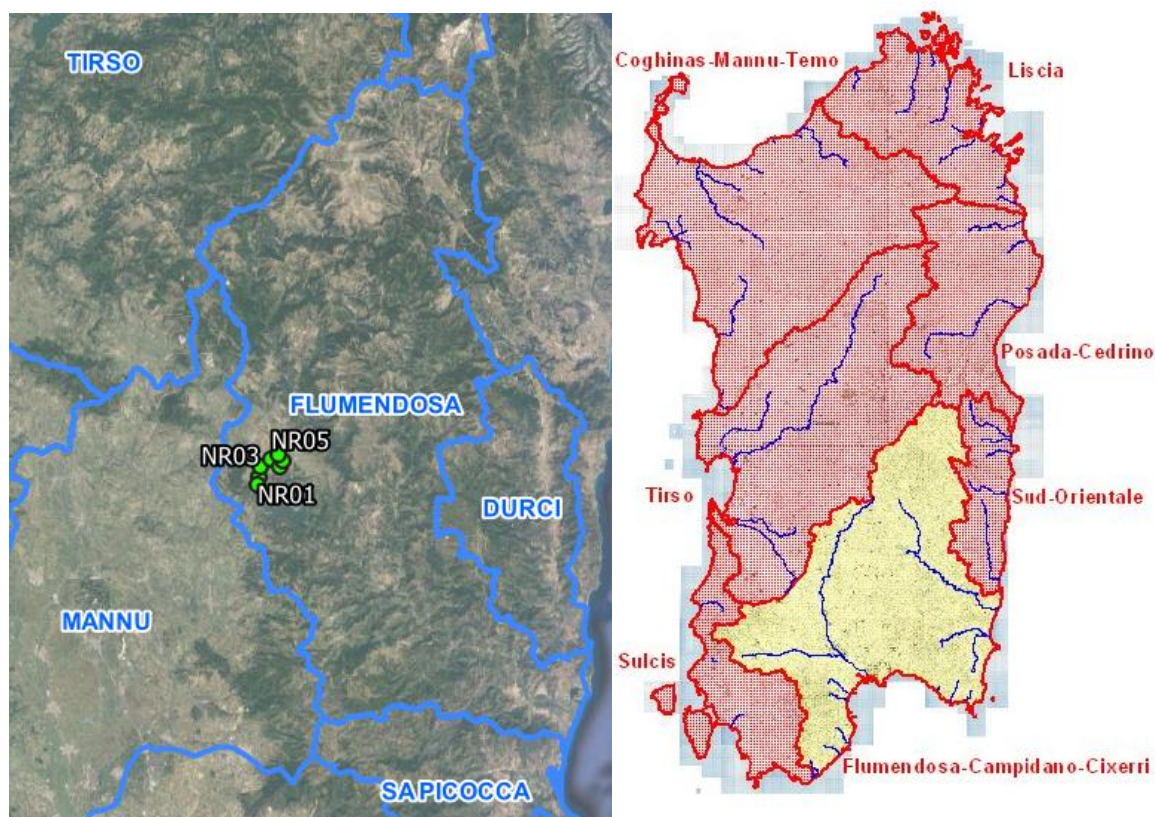


Figura 3-5: Bacini e sub-bacini idrografici della regione Sardegna

Lo studio ha inoltre considerato il reticolo idrografico ufficiale della Regione Sardegna, adottato con deliberazione n.3 del 30/07/2015 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino, basato sul Geodatabase Topografico alla scala 1: 10.000 (DGBT\_10k).

Inoltre, è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno o, ottenuto dal portale dell'INGV dal progetto Tinitaly. Lo studio del DEM ha permesso di identificare le principali informazioni idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto. La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models – Utah State University) e successivamente rielaborata in ambiente GIS.

### 3.4.2 Idrografia sotterranea

La delimitazione dei corpi idrici sotterranei è stata eseguita in conformità a quanto previsto dal D.Lgs 30/2009 che riprende i criteri previsti dalla Linea Guida WFD CIS Guidance Document n. 2 "Identification of water bodies". Il principio fondamentale è che la delimitazione dei corpi idrici sotterranei deve essere fatta in modo da assicurare una descrizione appropriata dello stato chimico e quantitativo. Ciascun corpo idrico sotterraneo deve essere individuato come quella massa di acqua caratterizzata da omogeneità nello stato ambientale (qualitativo e/o quantitativo) tale da permettere, attraverso l'interpretazione delle misure effettuate in un numero significativo di stazioni di campionamento, di valutarne lo stato, di individuare eventuali trend e gestire adeguatamente i rischi del non raggiungimento degli obiettivi ambientali.

Come mostrato in Figura 3-6, l'area di progetto è classificata all'interno dei corpi idrici degli acquiferi sedimentari terziari - codice 2412 e 1413. Nelle tabelle sottostanti sono riportati i risultati della

valutazione 2015 dello stato chimico e quantitativo dei corpi idrici ed il confronto fra l'attuale classificazione e quella effettuata nel 2011. Inoltre è riportata la percentuale di stazioni di monitoraggio nel corpo idrico che hanno registrato superamenti per ciascun composto chimico inquinante.

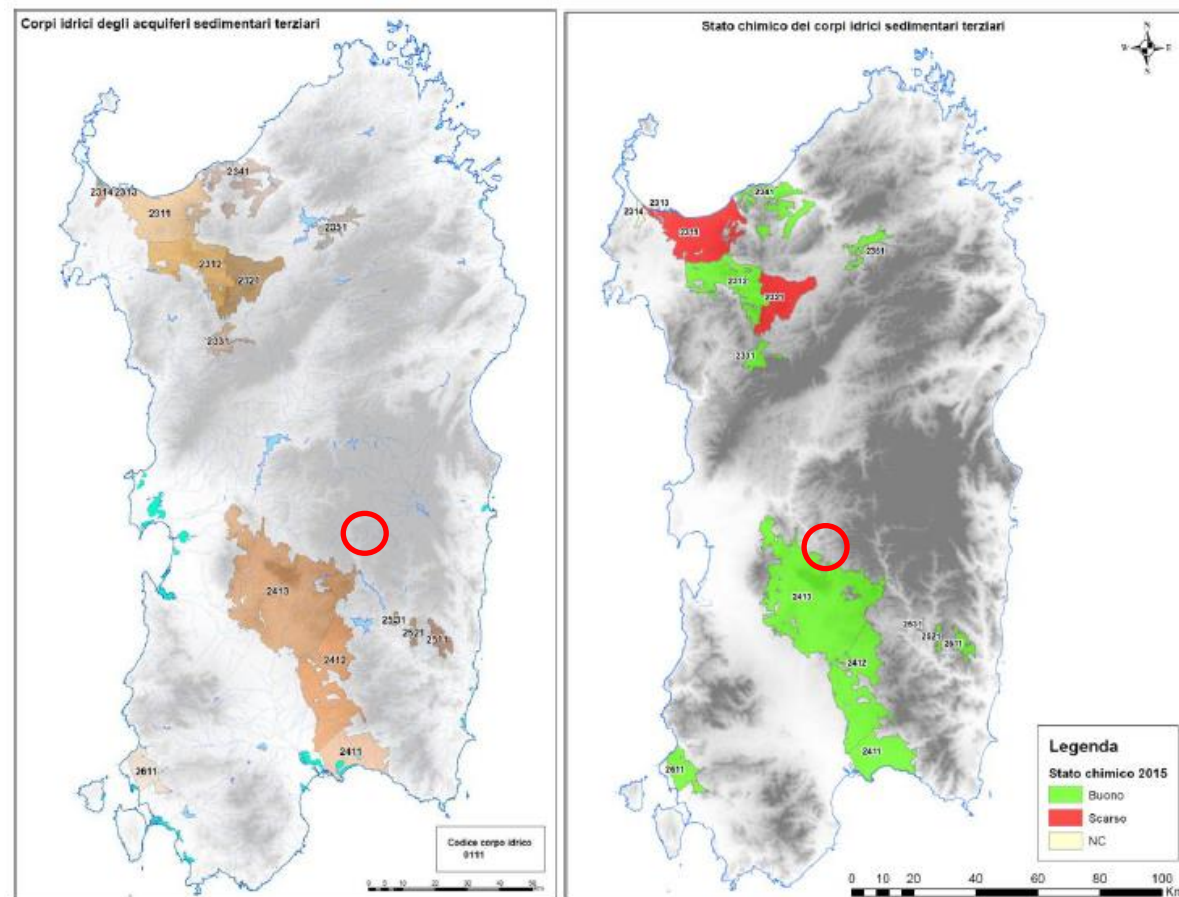


Figura 3-6: Corpi idrici degli acquiferi sedimentari terziari e stato chimico

## 4. STUDIO DELLA COMPATIBILITÀ E INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO

Il Piano di bacino è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa, alla valorizzazione e alla corretta utilizzazione del suolo e delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali dei territori interessati. Esso rappresenta il quadro di riferimento a cui devono adeguarsi e riferirsi tutti i provvedimenti autorizzativi e concessori inerenti agli interventi comunque riguardanti il bacino e ha valore di piano territoriale di settore.

Il Piano di bacino ha i contenuti e l'efficacia di cui all'articolo 65 del decreto legislativo n. 152 del 2006.

Il Piano di bacino è redatto, adottato e approvato per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali, interessanti anche più bacini idrografici e costituenti, in ogni caso, fasi sequenziali e interrelate rispetto ai suoi contenuti.

### 4.1 Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino unico regionale PAI, è redatto ai sensi della legge n. 183/1989 e del decreto-legge n. 180/1998, con le relative fonti normative di conversione, modifica e integrazione.

Il PAI è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

La cartografia riportata in seguito è riferita all'ultimo aggiornamento delle perimetrazioni delle aree caratterizzata da pericolosità idraulica, datato 31/01/2018. Come si evince dalla Figura 4-1, nessuna delle posizioni delle torri è interessata dalle fasce del PAI.

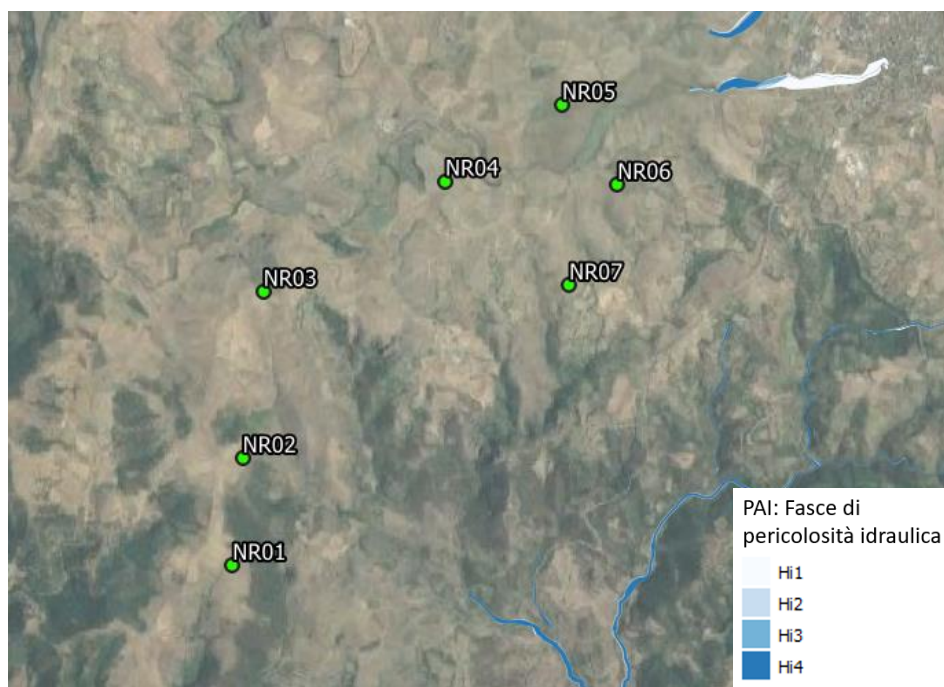


Figura 4-1: PAI, fasce di pericolosità idraulica, aggiornamento 2018



## 4.2 Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF)

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali è redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della L. 18 maggio 1989, n. 183.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) in quanto è lo strumento per la delimitazione delle regioni fluviali funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (ai fini insediativi, agricoli ed industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali.

La cartografia riportata in seguito è riferita all'ultimo aggiornamento delle perimetrazioni delle aree caratterizzata da fasce di inondabilità, datato 17/12/2015. Come si evince dalla Figura 4-2, nessuna delle posizioni delle torri è interessata dalle fasce del PSFF.

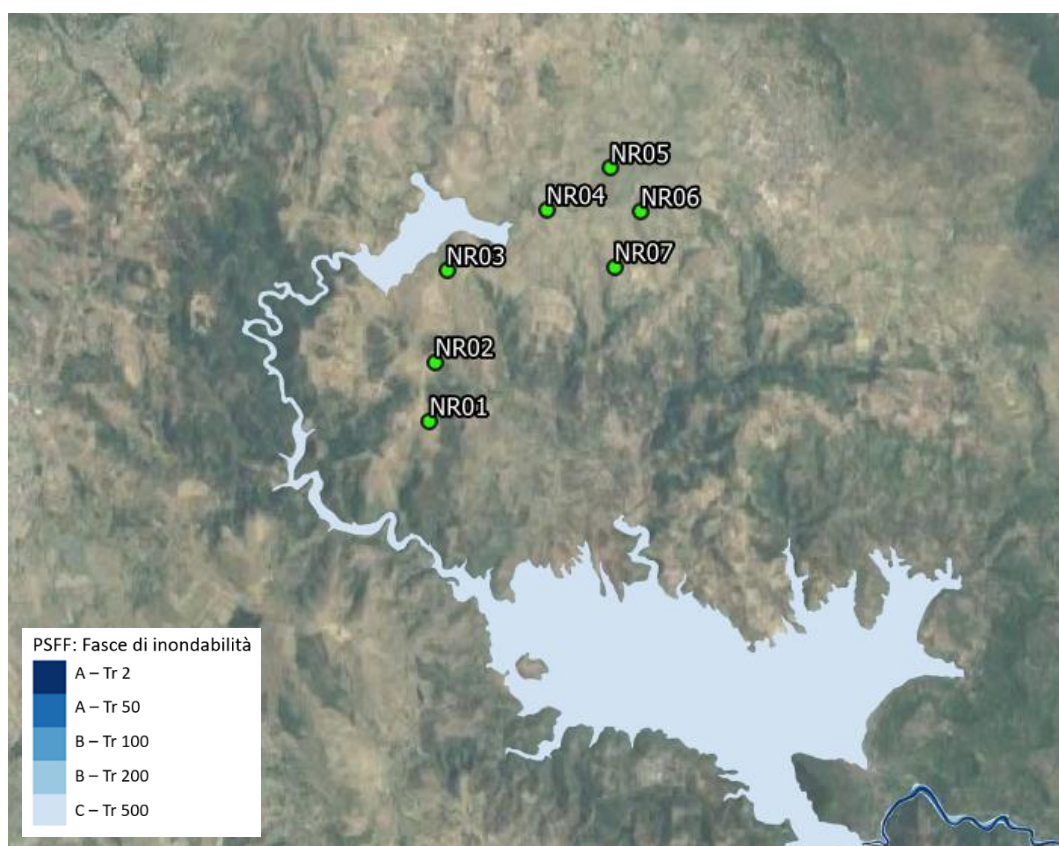


Figura 4-2: PSFF, fasce di inondabilità, aggiornamento 2015

## 4.3 Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)

Il Piano di gestione del rischio di alluvioni è redatto in ottemperanza alle previsioni del D.Lgs. 23 febbraio 2010, n.49 avente a oggetto “Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione del rischio di alluvioni”.

Oltre ai riferimenti normativi, sono stati redatti a livello nazionale e comunitario numerosi documenti tecnici che riportano linee guida e indirizzi applicativi finalizzati a supportare le Autorità di Bacino nella redazione dei Piani di gestione del rischio di alluvione.



A conclusione del processo di partecipazione attiva, avviato nel 2018 con l'approvazione della "Valutazione preliminare del rischio" e del "Calendario, programma di lavoro e dichiarazione delle misure consultive", proseguito poi nel 2019 con l'approvazione della "Valutazione Globale Provvisoria" e nel 2020 con l'adozione del Progetto di Piano, con la Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 14 del 21/12/2021 è stato approvato il Piano di gestione del rischio di alluvioni della Sardegna per il secondo ciclo di pianificazione.

La cartografia riportata in seguito è riferita all'ultimo aggiornamento delle perimetrazioni delle aree caratterizzata da fasce pericolo idraulico del secondo ciclo, datato 21/12/2021. Come si evince dalla Figura 4-3, nessuna delle posizioni delle torri è interessata dalle fasce del PSFF.

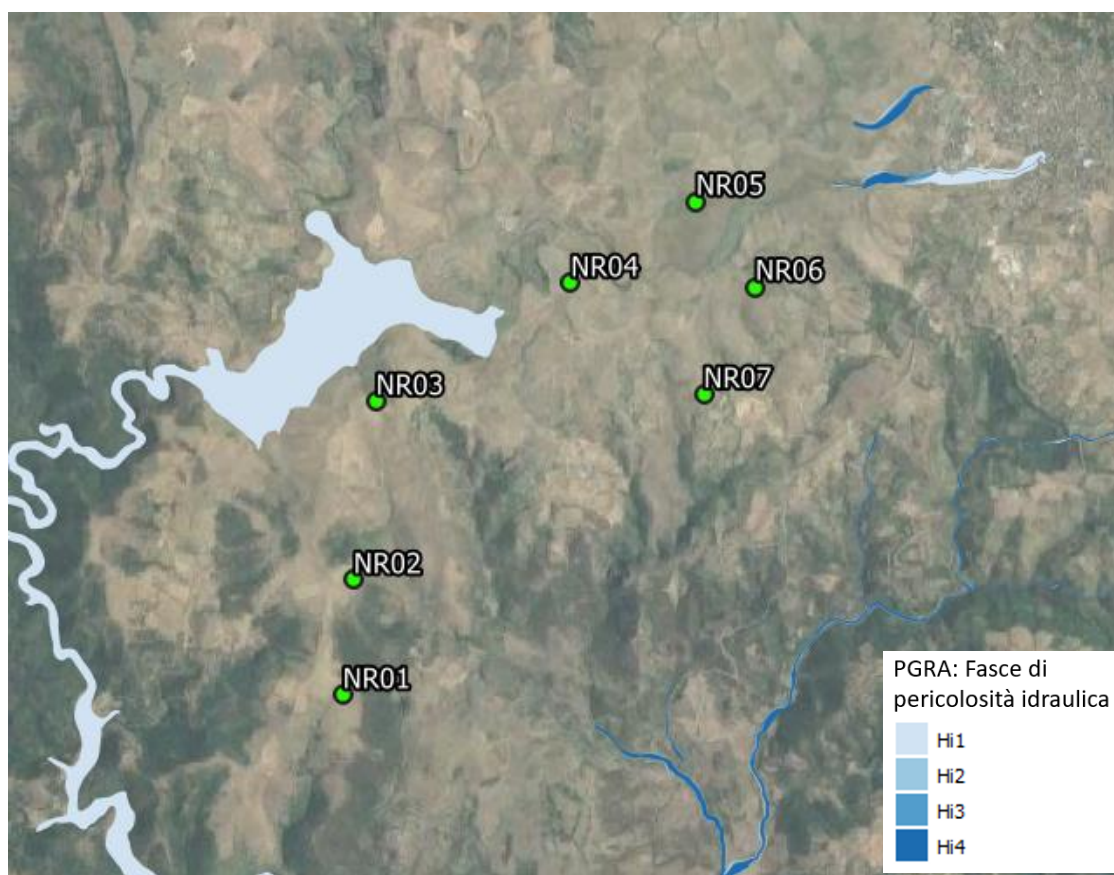


Figura 4-3: PGRA, fasce di pericolosità idraulica, aggiornamento 2021.

#### 4.4 Reticolo idrografico: fasce di prima salvaguardia

Con la deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino n. 1 del 27 febbraio 2018 sono state modificate ed integrate le norme di attuazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della Sardegna ed è stato introdotto l'art. 30 ter, avente per oggetto "Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia". Al fine di fornire uno strumento per l'applicazione dell'articolo in argomento e la corretta definizione delle fasce di prima salvaguardia si è provveduto ad operare un'analisi del reticolo idrografico ufficiale della Regione Sardegna che lo rendesse funzionale a tale scopo.

L'analisi è stata rivolta a definire l'ordine gerarchico di ciascun tratto di corso d'acqua rappresentato nell'attuale copertura della rete idrografica.



Il Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino, con Deliberazione n. 3 del 30 luglio 2015, ha adottato quale reticolo idrografico ufficiale della Regione Sardegna, lo strato informativo del DBGT\_10k\_Versione 0.1 denominato «04\_ELEMENTO\_IDRICO». Lo strato informativo è composto da una copertura in formato shape che riporta i circa 230.000 tratti di corso d’acqua rilevati sul territorio regionale. Nella Delibera si specifica che il reticolo rappresentato nella copertura rimane da integrare con gli ulteriori elementi idrici eventualmente rappresentati nella cartografia dell’Istituto Geografico Militare (IGM), Carta topografica d’Italia - serie 25V edita per la Sardegna dal 1958 al 1965, laddove non presenti. La Deliberazione puntualizza inoltre che rientrano in ogni caso nel suddetto reticolo idrografico anche gli elementi idrici che allo stato attuale seguono un percorso diverso a causa di evoluzione naturale o a causa di interventi di deviazione o derivazione.

La struttura del reticolo idrografico è un elemento essenziale per definire le modalità di risposta agli eventi meteorici di un generico bacino idrografico. La rete di tratti di corso d’acqua presenti in un bacino si sviluppa secondo un’organizzazione ad albero, dove la sezione di chiusura rappresenta la sezione del tronco mentre, procedendo verso monte, si osserva una struttura di biforcazione verso canali via via più piccoli. Lo sviluppo di tale struttura, più o meno complessa a seconda delle caratteristiche geologiche e climatiche del bacino, si può rappresentare facendo ricorso a varie grandezze, introdotte nell’ambito di una descrizione gerarchica della rete.

La definizione del grado gerarchico dei corsi d’acqua, pertanto, è stata ritenuta di fondamentale importanza per la definizione delle fasce di prima salvaguardia di cui all’art. 30 ter introdotto nell’ultima versione della NA del PAI.

Il criterio utilizzato per la gerarchizzazione dei reticoli idrografici è quello di Horton-Strahler, e in funzione dell’ordine di un tratto fluviale è associata una fascia di Rispetto. Nella seguente Tabella 4.1 si associa l’ordine gerarchico con la profondità della fascia di prima salvaguardia.

*Tabella 4.1: Fasce di prima salvaguardia relative all’ordine di Horton-Strahler.*

CLASSIFICAZIONE DI HORTON-STRAHLER	FASCIA DI SALVAGUARDIA [m]
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

Secondo l’articolo 30 ter (Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia) delle NA del PAI all’ultimo aggiornamento di Gennaio 2022, Commi 2 e 3:

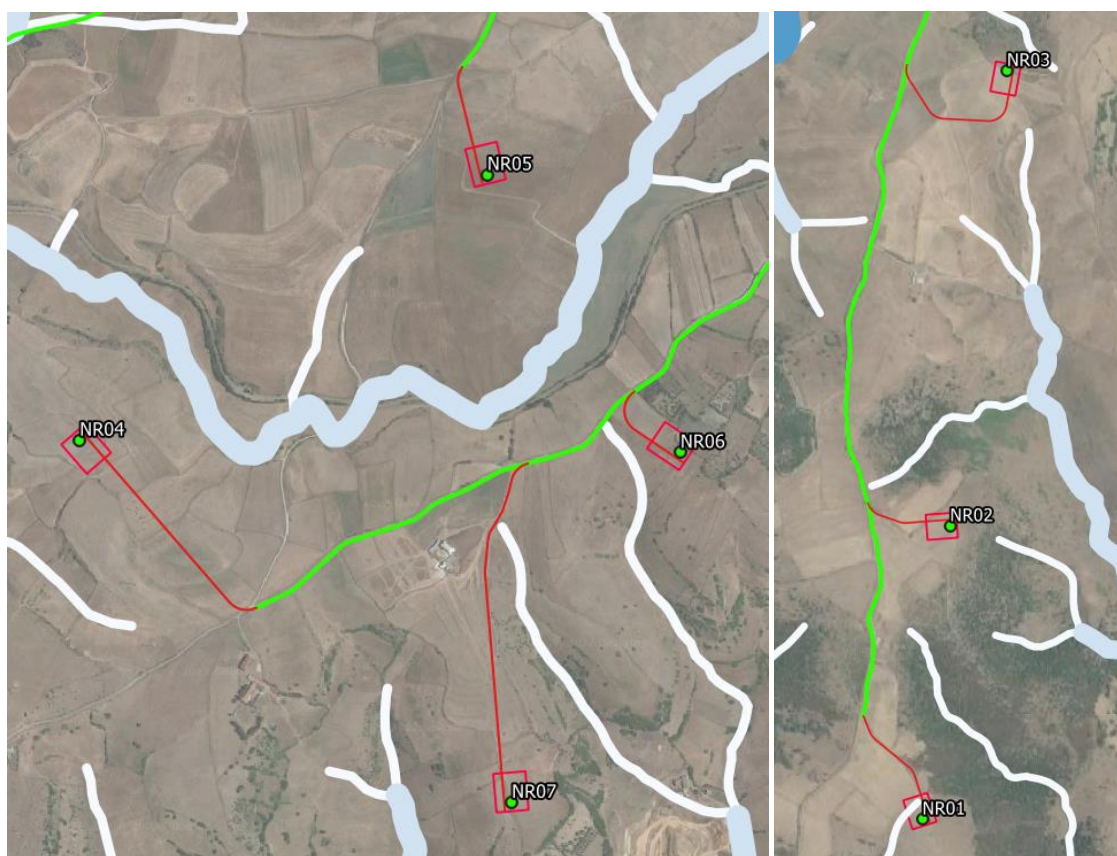
*“2. Per le opere e per gli interventi da realizzare all’interno della fasce di prima salvaguardia, i Comuni, anche su istanza dei proponenti, sono tenuti ad effettuare apposito studio idrologico-idraulico volto a determinare le effettive aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4), elevata (Hi3), media (Hi2) e moderata (Hi1); tale studio, obbligatorio per i tratti di ordine maggiore di due, dovrà contemplare i corsi d’acqua interessati nella loro interezza o almeno i tronchi degli stessi idraulicamente significativi in relazione alle opere e agli interventi da realizzare.”*

*“3. Anche in assenza degli studi di cui al comma 2, nelle aree interne alla fascia di cui al comma 1, sono consentiti gli interventi previsti dall’articolo 27 e 27 bis delle NA.”*

La Figura 4-4 mostra le fasce di prima salvaguardia nell’intorno dell’area di progetto. Si riscontra l’interferenza con la fascia di prima salvaguardia di 10 m con il corso d’acqua identificato come “FIUME: \_43165”, del bacino del Riu Mulargia (Figura 4-5).

Come previsto dalle NA del PAI, consultata la sezione di Pianificazione e Governo del Territorio disponibile del comune di Nurri disponibile online, non si riscontra alcuno studio idrologico-idraulico per determinare le effettive aree di pericolosità.

L’interferenza ricade nell’area di cantiere che risulta essere temporaneo e non interferirà con il post-operam, consistente in una piazzola di dimensioni inferiori e non più interferenti. Pertanto non risulta sussistere interferenza di opere in progetto. Si rimanda alla fase di progetto esecutivo in cui saranno dettagliare le opere del cantiere, la reale grandezza e lo studio di dettaglio dell’area puntuale per lo studio idraulico.



*Figura 4-4: Fasce di prima salvaguardia nell’intorno dell’area di progetto.*



*Figura 4-5: Interferenza della fascia di prima salvaguardia di 10m con l'area di cantiere della torre NR01.*

#### **4.5 Invarianza idraulica**

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione; in base a tale principio si richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi mantenere le condizioni di sicurezza nel tempo.

L'invarianza idraulica è regolamentata dall'articolo 47 delle NA del PAI, che è così articolato:

1. Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.
2. I comuni in sede di redazione degli strumenti urbanistici generali o di loro varianti generali e in sede di redazione degli strumenti urbanistici attuativi, stabiliscono che le trasformazioni dell'uso del suolo rispettino il principio dell'invarianza idraulica.
3. Gli strumenti urbanistici generali ed attuativi individuano e definiscono le infrastrutture necessarie per soddisfare il principio dell'invarianza idraulica per gli ambiti di nuova trasformazione e disciplinano le modalità per il suo conseguimento, anche mediante la realizzazione di vasche di laminazione.
4. Sono fatte salve eventuali normative già adottate dai comuni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica.
5. La Regione approva normative specifiche con l'obiettivo di incentivare il perseguimento del principio della invarianza idraulica anche per i contesti edificati esistenti.

Il presente studio ha quindi verificato, anche con la realizzazione di opportune misure di compensazione, che la realizzazione degli interventi di trasformazione territoriale del piano attuativo permettano di mantenere invariate le caratteristiche di risposta idraulica del bacino oggetto dell'intervento.





#### **4.6 Conclusioni**

Si è valutata la possibile interferenza delle opere di progetto con aree soggette a pericolosità idraulica perimetrate nei Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI, aggiornato al 2018), nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF, aggiornato al 2015) e nel Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA, aggiornato al 2021).

##### **Lo studio dei sopracitati Piani, non ha individuato interferenze**

Si è valutato inoltre il rispetto dell'invarianza idraulica, secondo l'art.47 delle NA del PAI, verificando che la realizzazione degli interventi di trasformazione territoriale del piano attuativo permettano di mantenere invariate le caratteristiche di risposta idraulica del bacino oggetto dell'intervento.

Analizzando le opere in progetto, per quanto riguarda la viabilità, le strade saranno permeabili, mentre piazzole definitive, aventi area inferiore ai 1000 mq, saranno semipermeabili.

Secondo la normativa, per le superfici al di sotto dei 1000 mq non sono previste opere di mitigazione, tuttavia per le piazzole permanenti è stata progettata un'opera di mitigazione (trincea drenante), adottando le migliori pratiche, al fine di compensare l'eventuale incremento del coefficiente di deflusso e ridurre il picco di piena, andando a minimizzare l'impatto post-operam.



## **5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI**

### **5.1 Aerogeneratori**

Le opere di progetto riguardano la realizzazione di strade di accesso e piazzole per l'installazione di n.7 da n. 7 aerogeneratori della potenza di 4,2 MW, per una potenza totale di 29,4 MW.

L'impianto sarà collegato alla RTN, attraverso il cavidotto di connessione la cui STMG è stata rilasciata da parte di Terna in data 25/05/2022, e regolarmente accettata in data 16/06/2022. Per lo sviluppo del progetto di connessione si è in attesa delle indicazioni di cui al Tavolo tecnico che ad oggi non è ancora stato svolto.

L'aerogeneratore andrà a scaricare gli sforzi su una struttura di fondazione in cemento armato del tipo indiretto su pali. Le strutture di fondazione saranno realizzate con una platea a sezione circolare del diametro di 26 m ed altezza variabile da 1,20 m nella parte perimetrale a 2,4 m nella parte centrale a contatto con l'aerogeneratore.

### **5.2 Viabilità**

La viabilità interna al parco eolico sarà costituita da una serie di infrastrutture, in gran parte esistenti e adeguate alle attività previste, in parte da adeguare e/o da realizzare ex-novo, che consentiranno di raggiungere agevolmente tutte le postazioni in cui verranno installati gli aerogeneratori.

La realizzazione di nuovi tratti stradali sarà contenuta e limitata ai brevi percorsi che vanno dalle strade esistenti all'area di installazione degli aerogeneratori; i percorsi stradali ex novo saranno genericamente realizzati in massicciate tipo macadam (oppure cementata nei tratti in cui le pendenze dovessero diventare rilevanti) similmente alle carrarecce esistenti.

La viabilità di progetto interna al parco eolico avrà una larghezza netta della carreggiata pari a 5,00 mt. La fondazione stradale sarà di tipo drenante con materiale arido di cava dello spessore di 50 cm posato su geotessile con sovrastante strato in misto granulare stabilizzato dello spessore di 10 cm. Il pacchetto fondale sarà compattato.

La realizzazione delle strade di accesso prevede opere di regimazione idraulica tali da garantire il deflusso regolare delle acque e il convogliamento delle stesse nei compluvi naturali esistenti, prevenendo dannosi fenomeni di dilavamento del terreno.

Per tali opere si fa riferimento al paragrafo 6.1 ed al capitolo 7 per i criteri di progetto, e al paragrafo 6.3 per i dimensionamenti idraulici.

### **5.3 Piazzole**

Ogni aerogeneratore è collocato su una piazzola contenente la struttura di fondazione delle turbine e gli spazi necessari alla movimentazione dei mezzi e delle gru di montaggio.

Le piazzole di montaggio dei vari componenti degli aerogeneratori sono poste in prossimità degli stessi e devono essere realizzate in piano o con pendenze minime (dell'ordine del 1-2% al massimo) che favoriscano il deflusso delle acque e riducano i movimenti terra. Le piazzole saranno realizzate con materiali selezionati dagli scavi, adeguatamente compattati per assicurare la stabilità della gru, e dimensionate in modo tale da contenere un'area sufficiente a consentire sia lo scarico che lo stoccaggio dei vari elementi dai mezzi di trasporto, sia il posizionamento delle gru (principale e secondarie).

Infine, la realizzazione delle piazzole prevede opere di regimazione idraulica di acque meteoriche tali da garantire il deflusso regolare delle acque e il convogliamento delle stesse nei compluvi naturali esistenti, mitigando gli impatti attraverso l'implementazione di una trincea drenante.



Per tali opere si fa riferimento al paragrafo 6.1 ed al capitolo 8 per i criteri di progetto, e al paragrafo 6.3 per i dimensionamenti idraulici.

#### **5.4 Rete cavidotti interrati**

L'energia prodotta dai singoli aerogeneratori del parco eolico verrà trasportata alla Stazione Utente 30/150 kV, con funzione di trasformazione ed immessa nella RTN.

I collegamenti tra il parco eolico e la Stazione Utente avverranno tramite linee in MT interrate, esercite a 36 kV, ubicate sfruttando per quanto possibile la rete stradale esistente ovvero lungo la rete viaria da adeguare/realizzare ex novo nell'ambito del presente progetto.

Il tracciato planimetrico della rete, lo schema unifilare dove sono evidenziate la lunghezza e la sezione corrispondente di ciascuna terna di cavo e la modalità e le caratteristiche di posa interrata sono mostrate nelle tavole del progetto allegate.

I cavi verranno posati ad una profondità di circa 120 cm, con una placca di protezione in PVC (nei casi in cui non è presente il tubo corrugato) ed un nastro segnalatore.

#### **5.5 Stazione di trasformazione utente 150/30 kV**

L'impianto sarà collegato alla RTN, attraverso il cavidotto di connessione la cui STMG è stata rilasciata da parte di Terna in data 25/05/2022, e regolarmente accettata in data 16/06/2022. Per lo sviluppo del progetto di connessione si è in attesa delle indicazioni di cui al Tavolo tecnico che ad oggi non è ancora stato svolto.





## 6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO

In questo paragrafo si riportano le basi per il dimensionamento del sistema di drenaggio superficiale delle aree di intervento.

Lo studio idrologico-idraulico è stato articolato secondo i seguenti punti:

- Studio dei bacini idrografici minori esistenti basato sulla modellazione del DTM ed estrazione della rete idrografica naturale, con analisi critica rispetto alla morfologia
- Identificazione delle aree scolanti e del coefficiente di deflusso ottenuto mediante una media ponderata;
- Determinazione delle Linee Segnaletiche di Possibilità Pluviometriche (LSPP) per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30, e 50 anni;
- Costruzione dello ietogramma di progetto;
- Stima del processo di infiltrazione e determinazione dello ietogramma netto di progetto;
- Modello di trasformazione afflussi-deflussi - stima delle portate di progetto post operam.
- dimensionamento degli elementi caratteristici del drenaggio consistenti in fossi e trincee drenanti.

### 6.1 Criteri di progetto

L'approccio utilizzato nella progettazione ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile di raccolta e scarico con opere che implementassero la mitigazione.

In particolare, in contrapposizione al classico approccio di drenaggio delle acque meteoriche, in cui il principale obiettivo è l'allontanamento delle acque dal sito, nel presente progetto si sono utilizzate tecniche di progettazione a basso impatto.

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- Diminuzione del carico di acque meteoriche smaltite nei vari corsi idrici, per lo smaltimento tramite infiltrazione;
- Realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- Rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;
- Realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e gli indiretti processi di bioremediation;
- Contrastare i processi di erosione.

Il presente progetto ha mirato all'utilizzo di:

- Fossi di scolo in terra;
- Trincee drenanti;
- Protezione scarichi verso solchi di drenaggio naturali mediante implementazione di opere di dissipazione e protezione del versante.

Il sistema di drenaggio è stato dimensionato sulla base dei tempi di ritorno in linea con la vita utile di progetto.

Il dimensionamento di tubazioni e fossi ha tenuto conto di un grado di riempimento massimo del 75%.

## 6.2 Calcoli idrologici

### 6.2.1 Considerazioni climatiche

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.

La maggior parte della precipitazione è concentrata durante la stagione invernale e autunnale (seconda metà di ottobre prima metà di novembre).

Di seguito si riporta l’andamento delle precipitazioni medie nel territorio regionale, dove si può notare che la precipitazione media annuale nel comune di Nurri si attesta intorno ai circa 700 mm.

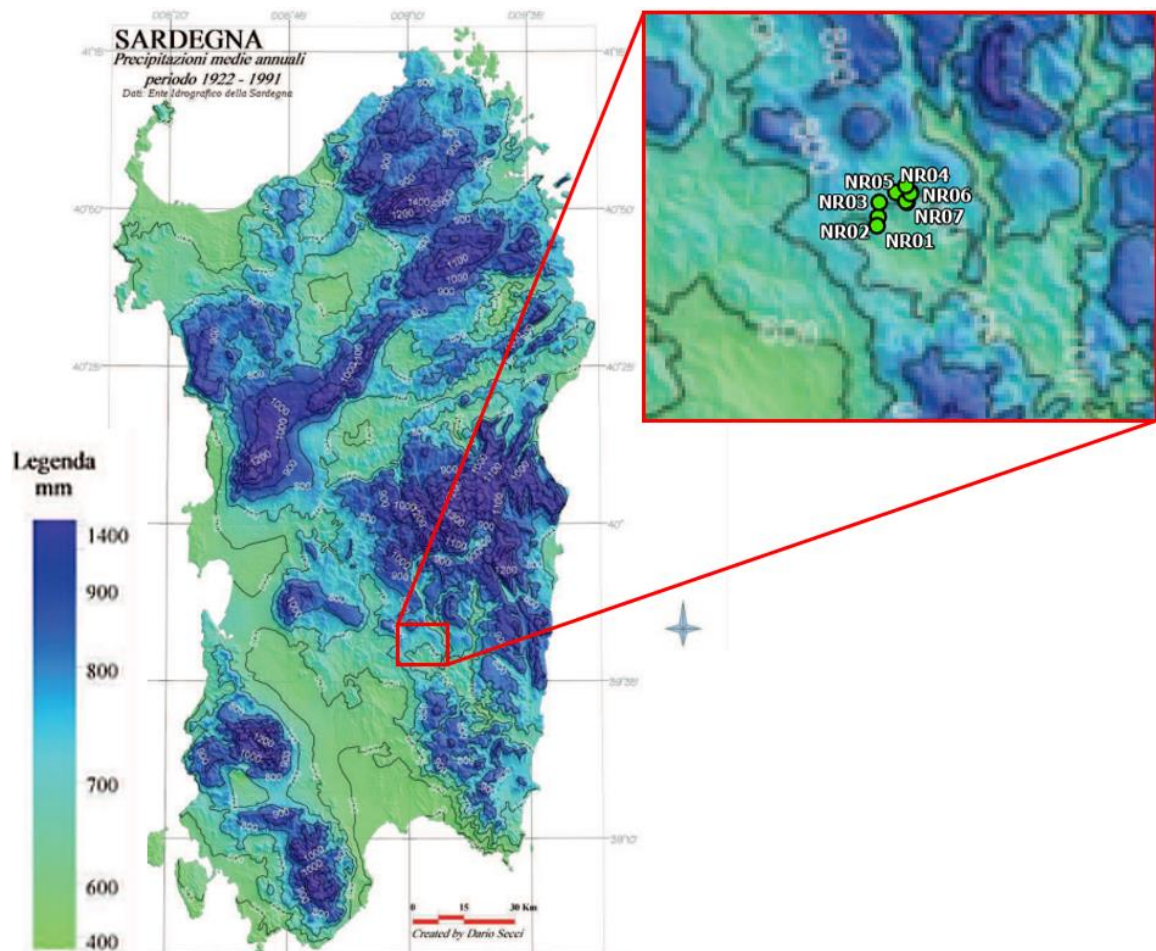


Figura 6-1: Precipitazioni medie annuali, periodo 1922-1991

### 6.2.2 Scelta del tempo di ritorno

L’evento di pioggia di progetto alla base dei calcoli idrologici e della simulazione/dimensionamento idraulico è scelto in base al concetto di tempo di ritorno.

Il periodo di ritorno di un evento, definito anche come “tempo di ritorno”, è il tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità o, analogamente, è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

Oltre al concetto di tempo di ritorno vi è poi la probabilità che un evento con tempo di ritorno  $T$  si realizzi in  $N$  anni:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (1)$$

Il grafico riportato di seguito esprime il rischio di superare l'evento con tempo di ritorno  $T$  durante  $N$  anni.

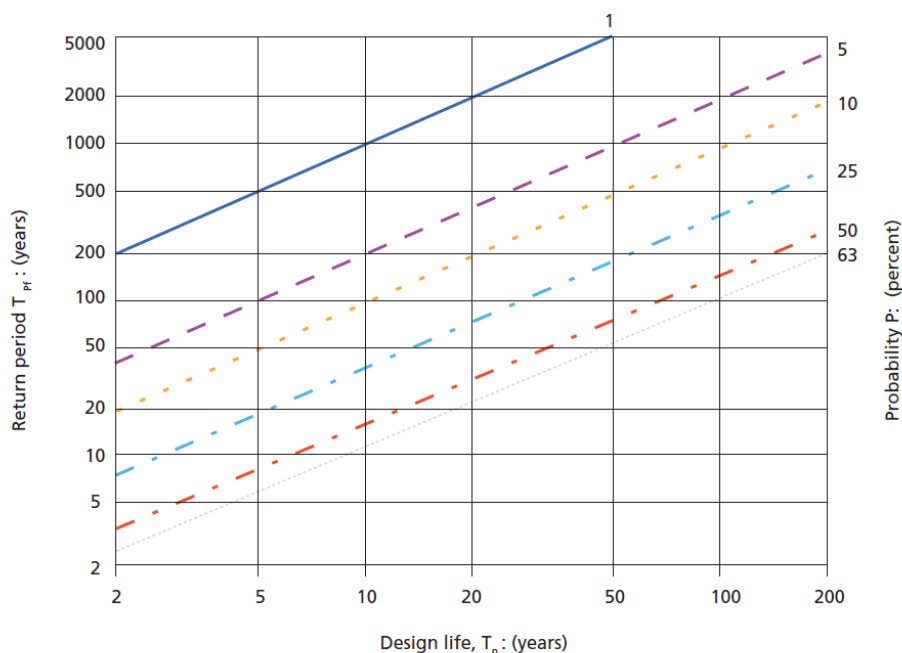


Figura 6-2: Probabilità che un evento con determinate Tempo di ritorno si verifichi in  $N$  anni.

La durata della vita utile dell’impianto eolico in oggetto è assunta pari a 30 anni.

Il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto è stato assunto pari a **30 anni** per le opere permanenti, mentre un tempo di **2 anni** per le opere di cantiere.

Nelle successive fasi di progetto, in seguito a sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, nell’eventualità dell’identificazione di corsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari, il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto sarà assunto pari a **100 anni**.

### 6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

Per l’applicazione del metodo impiegato nella stima delle portate meteoriche superficiali è stato necessario determinare la curva di possibilità climatica caratteristica dell’area oggetto di intervento.

Il tempo di ritorno da assegnare alla curva di possibilità climatica è stato fatto variare da un minimo di 2 anni ad un massimo di 50 anni.

La procedura proposta nell’Atto di Indirizzo e Coordinamento della Regione Sardegna permette di calcolare l’intensità di pioggia ad assegnato periodo di ritorno in ciascun punto del bacino sardo tramite l’analisi regionale (VAPI Sardegna, 1996), condotta sulle precipitazioni intense di breve durata per le circa 200 stazioni con almeno quaranta anni di osservazione a partire dal 1922.



L'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena (intensità critica) è ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica che, com'è noto, esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione,  $d$ , ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno  $T$ . Tale curva è riportata dalla letteratura tecnica come:

$$h(T) = a * d^n$$

Recenti studi per la Sardegna<sup>1</sup> mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato nella procedura VAPI per la derivazione delle curve di possibilità pluviometrica.

La metodologia regionale di calcolo si basa sull'inferenza statistica del modello TCEV della variabile aleatoria adimensionale:

$$h' = \frac{h(d)}{\bar{h}(d)}$$

che è il massimo annuale di pioggia per assegnata durata,  $d$ , normalizzato rispetto alla media  $\bar{h}$  e successivamente sul calcolo della  $h(d)$  per le diverse durate.

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata è per ciascun tempo di ritorno,  $T$ :

$$h'(T) = a \cdot d^n$$

dove i parametri della curva,  $a(T)$  ed  $n(T)$ , vengono definiti per tre Sotto Zone Omogenee della Sardegna (SZO), per durate minori e maggiori di 1 ora e per tempi di ritorno maggiori di 10 anni.

Tabella 6.1: Parametri di calcolo della curva di possibilità pluviometrica (CPP).

SZO	Durata ≤ 1 ora	Durata > 1 ora
Sottozona 1	$a=0.46420+1.0376*\text{Log}(T)$	$a=0.46420+1.0376*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18488+0.22960*\text{Log}(T)-3.3216*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-1.0469*10^{-2}-7.8505*10^{-3}*\text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a=0.43797+1.0890*\text{Log}(T)$	$a=0.43797+1.0890*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18722+0.24862*\text{Log}(T)-3.36305*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-6.3887*10^{-3}-4.5420*10^{-3}*\text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a=0.40926+1.1441*\text{Log}(T)$	$a=0.40926+1.1441*\text{Log}(T)$
	$n=-0.19060+0.264438*\text{Log}(T)-3.8969*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=1.4929*10^{-2}+7.1973*10^{-3}*\text{Log}(T)$

Per la zona oggetto di studio (SZO2), l'altezza di pioggia giornaliera  $h_T$  con assegnato tempo di ritorno  $T$  in anni è data da:

$$h(T) = \mu_g K_T = \mu_g [0.60937 + 0.91699 * \log_{10} T + 3.9932 * 10^{-2} (\log_{10} T)^2]$$

La pioggia indice giornaliera  $\mu_g$  è la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera.  $K_T$  è il coefficiente (adimensionale) di crescita espresso in funzione del tempo di ritorno  $T$ .

Assumendo  $\mu_g$  pari a 55 mm (Figura 6-3), nella tabella sottostante sono riportati i valori di  $h(T)$  e  $K_T$  relativi al tempo di ritorno stabilito.

<sup>1</sup> DEIDDA R., PIGA E., SECHI G.M. - Studio regionale delle massime precipitazioni giornaliere in Sardegna, Quaderni ricerca, 9, 30 pp.c, 1997;



Tabella 6.2: Altezza di pioggia giornaliera.

	ALTEZZA DI PIOGGIA GIORNALIERA				
	Tr 2 [anni]	Tr 5 [anni]	Tr 10 [anni]	Tr 30 [anni]	Tr 50 [anni]
$K_T [-]$	0,89	1,27	1,57	2,05	2,28
$h(T) [mm]$	49	70	86	113	126

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

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

dove i coefficienti  $a_1$  e  $n_1$  si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera  $\mu_g$ :

$$a_1 = \mu_g / (0.886 * 24^{n_1})$$

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

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

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

dove i coefficienti  $a_2$  e  $n_2$  si determinano con le relazioni seguenti per differenti  $T$  e  $t$

a) per tempi di ritorno  $T \leq 10$  anni

$$a_2 = 0,64767 + 0,89360 \log_{10} T$$

$$n_2 = -6,0189 \cdot 10^{-3} + 3,2950 \cdot 10^{-4} \log_{10} T$$

b) per tempi di ritorno  $T > 10$  anni

$$a_2 = 0,44182 + 1,0817 \log_{10} T$$

$$n_2 = -0,18676 + 0,24310 \log_{10} T - 3,5453 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2 \quad (\text{per } t \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = -5,6593 \cdot 10^{-3} - 4,0872 \cdot 10^{-3} \log_{10} T \quad (\text{per } t \geq 1 \text{ ora})$$

Nella sottostante tabella vengono riportati i parametri di calcolo  $a$  e  $n$  delle curve di possibilità in relazione al tempo di ritorno di progetto.

Tabella 6.3: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica.

PARAMETRI CPP						
$\mu_g = 55,0 \text{ [mm]}$						
Tempo di ritorno [anni]	$a_1$	$n_1$	$a_2$	$n_2 (t > 1h)$	$n_2 (t \leq 1h)$	$n_2 (T \leq 10 \text{ anni})$
2	21,38	0,34	0,77	-0,007	-0,117	-0,00592
5	21,38	0,34	1,20	-0,009	-0,034	-0,00579
10	21,38	0,34	1,52	-0,010	0,021	-0,00569
30	21,38	0,34	2,04	-0,012	0,095	-
50	21,38	0,34	2,28	-0,013	0,124	-

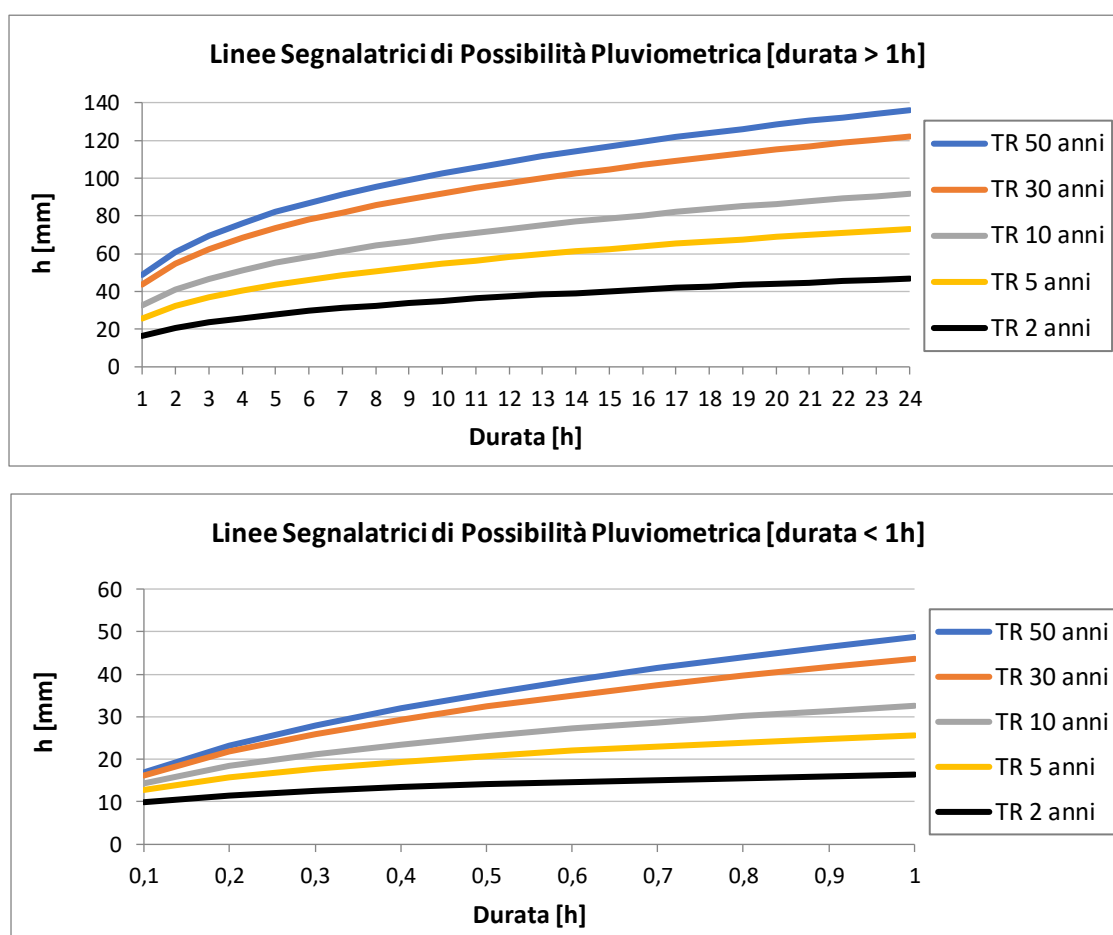


Figure 6.1: Curve di possibilità pluviometrica legate a diversi tempi di ritorno per diverse durate di pioggia



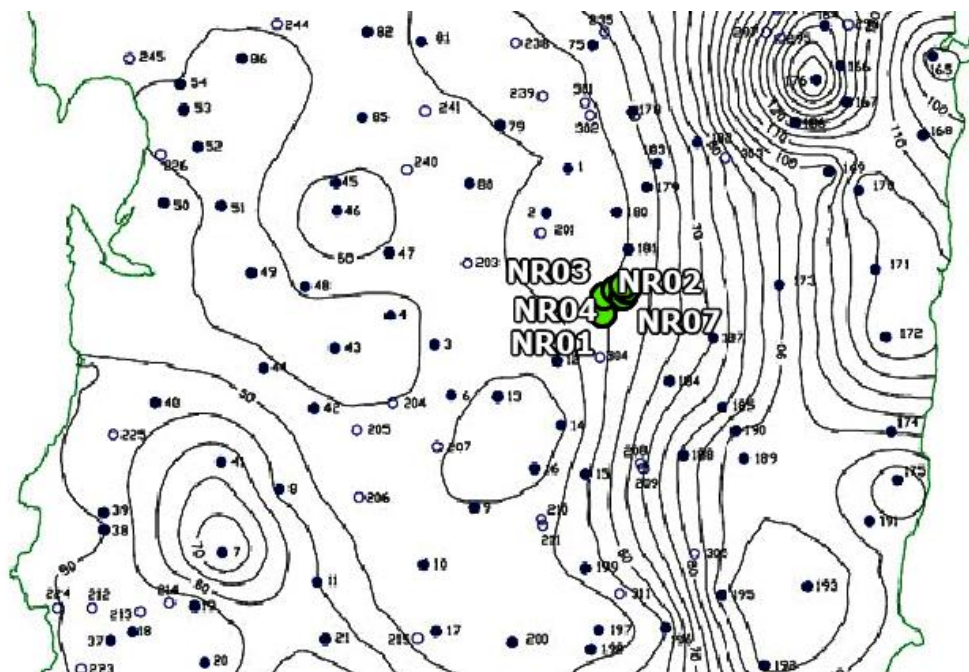


Figura 6-3: Zonizzazione PAI Regione Sardegna – Stralcio carta delle isoiete (pioggia indice giornaliera)



Figura 6-4: Zonizzazione del PAI – Stralcio carta Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense.

Nella tabella seguente si riportano inoltre, per diverse durate (0,5 -24 h) e tempi di ritorno (2, 5, 10, 30, e 50 anni), i valori delle altezze di precipitazione  $h_T(t)$  espresse in mm.





Tabella 6.4: Altezza di pioggia per le diverse durate per i diversi tempi di ritorno.

Durata evento critico [h]	ALTEZZA PIOGGIA CRITICA AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO E DELLA DURATA H [mm]				
	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 30 anni	TR 50 anni
0,5	14	21	25	32	35
1	16	26	33	44	49
2	21	32	41	55	61
3	24	37	47	62	69
4	26	40	51	68	76
5	28	44	55	73	82
6	30	46	58	78	87
7	31	49	61	82	91
8	33	51	64	85	95
9	34	53	67	89	99
10	35	55	69	92	102
11	36	56	71	95	106
12	37	58	73	97	109
13	38	60	75	100	112
14	39	61	77	102	114
15	40	63	79	105	117
16	41	64	80	107	119
17	42	65	82	109	122
18	43	66	83	111	124
19	43	68	85	113	126
20	44	69	86	115	128
21	45	70	88	117	130
22	45	71	89	119	132
23	46	72	90	120	134
24	47	73	92	122	136

#### 6.2.4 Valutazione della pioggia efficace (netta)

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”  $\phi$ .

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

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

$$\phi = \frac{P_{\text{netta}}}{P} \quad (6)$$



Al fine di ottenere lo ietogramma di pioggia netta, la pioggia sintetica “di progetto” viene moltiplicata per il parametro  $\phi$ , ammettendosi così che i fenomeni di infiltrazione e perdita idrica siano costanti durante tutta la durata dell’evento piovoso.

Le aree allo stato ante-operam non risultano impermeabilizzate e sono prevalentemente coltivate. Come descritto in precedenza, l’area di progetto si sviluppa su aree seminate non irrigue e pascoli naturali.

Secondo il metodo SCS-NC, in base alla perimetrazione del CN ottenuta del geoportale della regione Sardegna, sono state individuati diversi valori nell’area di progetto, che hanno portato ad un valore medio ponderale del CN pari a **81**.

Si assume che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena.

A seconda di tale valore, vengono identificate le tre classi AMC I, II e III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito.

Nell’ipotesi di ACM III il CN corrispondente risulta pari a **91**.

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

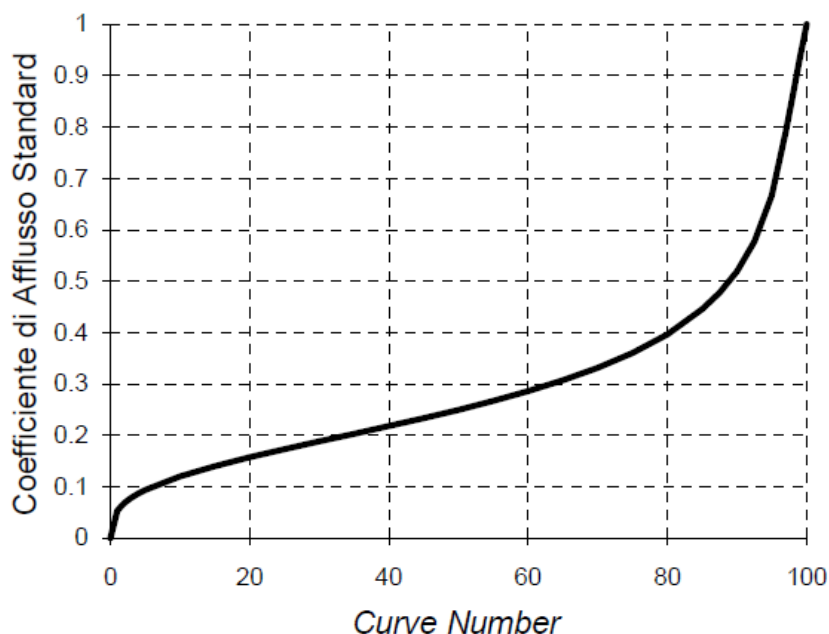


Figura 6-5: Correlazione da letteratura SCS-CN vs. coeff. afflusso/deflusso.

In virtù delle proprietà del terreno esistente, il parametro  $\phi$  è stato quindi assunto pari a **0,5**.

### 6.2.5 Valutazione post operam e fase di cantiere

In merito alle aree prevalentemente permeabili è stato valutato l’impatto delle opere permanenti e temporanee, ovvero la piazzola intorno alla torre, la strada di accesso e la piazzola di cantiere.

Si è valutata arealmente l’incidenza delle acque meteoriche e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili.



Le strade di accesso e le piazzole di cantiere saranno pavimentate con misto granulare stabilizzato, a tal proposito si è reso necessario un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per tali aree, pari a **0,7**.

Per quanto riguarda le piazzole permanenti intorno alla WTG, l'impermeabilizzazione consiste nel basamento della torre avente diametro 6 metri e un'area rettangolare intorno al basamento in misto granulare stabilizzato. Nel calcolo della pioggia netta è stato quindi calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale sulla base delle precedenti assunzioni portando ad un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per l'intera piazzola permanente pari a **0,77**.

Sulla base dei coefficienti di deflusso stimati sono state calcolate le portate al colmo durante l'evento intenso di progetto nello scenario post-operam, valutando inoltre la capacità idraulica dei canali esistenti e in progetto.

### 6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam

Per calcolare le portate di scolo dai bacini imbriferi costituiti dai singoli settori in cui è prevista l'area di progetto, si è determinato per ognuno di essi l'evento critico, cioè l'evento meteorico che produce la massima portata al colmo (portata critica). A tal fine si è adottato il modello cinematico (o della corrivazione).

Ipotizzando che la precipitazione sia a intensità costante e che la curva tempi aree del bacino sia lineare, la durata critica coincide con il tempo di corrivazione del bacino e la portata critica (portata di progetto) è data dall'espressione:

$$Q_P = \varphi \cdot \frac{i(T_0, t_c) \cdot A}{360} \quad (7)$$

Dove:

$Q_P$  = portata critica (netta) [m<sup>3</sup>/s];

$\varphi$  = coefficiente di deflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale [adimensionale];

$i(T_0, t_c)$  = intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino ( $t_c$  - min) ed avente un tempo di ritorno ( $T$  - anni) [mm/h];

$A$  = superficie del bacino [ha].

Il valore del tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

### 6.3 Calcoli e dimensionamenti idraulici

Attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS è stato indentificato un reticolo idrografico principale caratterizzato da corsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari.

Il progetto ha previsto una sistemazione del drenaggio oggi assente al fine di indirizzare e distribuire le portate, costituita da canalette di forma trapezia scavate nel terreno naturale.

Tra i vantaggi idraulici essi immagazzinano e convogliano le acque scolanti meteoriche favorendo la riduzione dei picchi di deflusso, l'infiltrazione e il rallentamento dei flussi, a seconda della pendenza.

Per le piazzole di cantiere e permanenti si prevede un fosso di guardia perimetrale in terra. Per le piazzole permanenti si prevede inoltre l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale. Inoltre, le trincee drenanti riducono il carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli



stessi, andando a contribuire alla riduzione dell’impatto ambientale delle opere di progetto. Le trincee drenanti saranno costituite da scavi riempiti con materiale con ottima capacità drenante del tipo ghiaia/ciottolato.

La viabilità di accesso sarà corredata da un fosso di guardia lato monte, con tubazioni sotto il piano stradale nel caso di versanti ripidi e bacini di scolo significativi gravanti sul piano stradale.

### 6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni

Il presente paragrafo presenta lo studio preliminare dei fossi di guardia delle piazzole e delle strade. Nelle fasi di progettazione successiva, sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso meteorico per ogni strada e piazzola.

La capacità di convogliamento della sezione idraulica è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, secondo la normale prassi progettuale, utilizzando la nota formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Manning (parametro che si usa nello studio dei flussi dei canali e che varia rispetto alla natura della superficie di riferimento):

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (8)$$

Dove:

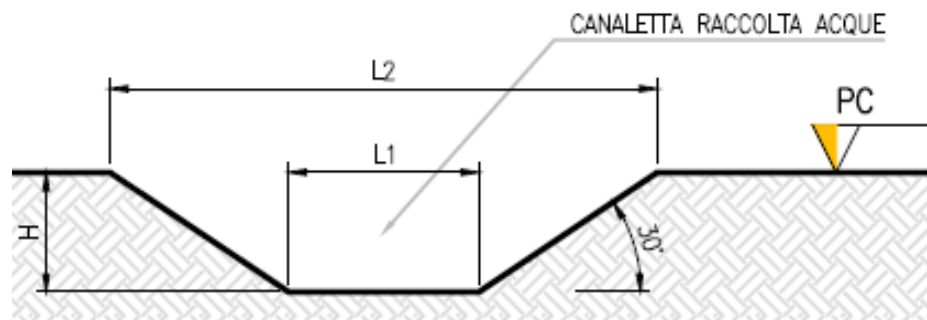
- $Q$ : portata di riferimento [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
- $A$ : area della sezione bagnata [ $\text{m}^2$ ];
- $R$ : raggio idraulico [ $\text{m}$ ] (rapporto tra  $A$  e il corrispondente perimetro bagnato della sezione);
- $i$ : pendenza dell’alveo [ $\text{m}/\text{m}$ ];
- $n$ : coefficiente di conduttanza idraulica di Manning.

I fossi saranno realizzati in scavo con una sezione trapezia di larghezza e profondità variabile in funzione della portata di progetto e sponde inclinate di  $30^\circ$ .

In corrispondenza delle intersezioni con la viabilità si sono previsti dei tratti interrati composti da scatolati in c.a. carrabili o da tubazioni in HDPE carrabili.

Nei rami di significativa lunghezza, al fine di ridurre la velocità di scorrimento in occasione di eventi di 2-5 anni, saranno inseriti dei salti di fondo.

Lo scopo delle canalette e dei condotti interrati è quello di permettere il deflusso dell’intera portata di progetto, relativa a un tempo di ritorno di **30 anni** per le piazzole permanenti e per le strade, ed un tempo di ritorno di **2 anni** per le piazzole di cantiere.



*Figura 6-6: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo*

Per quanto riguarda le tubazioni sotto il piano stradale, avranno una spaziatura tale da assicurare il corretto deflusso delle acque di pioggia provenienti da parte del manto stradale e dal versante (ove presente), e assicurare un'interferenza con l'idrografia esistente quanto più minima tra ante- e post-operam. Per il dimensionamento delle tubazioni e la spaziatura si rimanda al capitolo 7.

Gli scarichi della rete di drenaggio post-operam, sia per le strade sia per le piazzole, convergeranno ai ricettori esistenti ante-operam.

### 6.3.2 Trincea drenante

Una trincea drenante è un sistema lineare di gestione dell'acqua piovana costituita da una trincea sotterranea riempita di ghiaia ricoperta di geotessile, in grado di smaltire acqua nei terreni circostanti attraverso i lati e il fondo della trincea, e di abbattere i picchi di deflusso.

Questa tipologia di sistemi di drenaggio sostenibile (SuDS) sono generalmente realizzati con forme differenti in funzione del volume necessario e degli aspetti paesaggistico/architettonici.

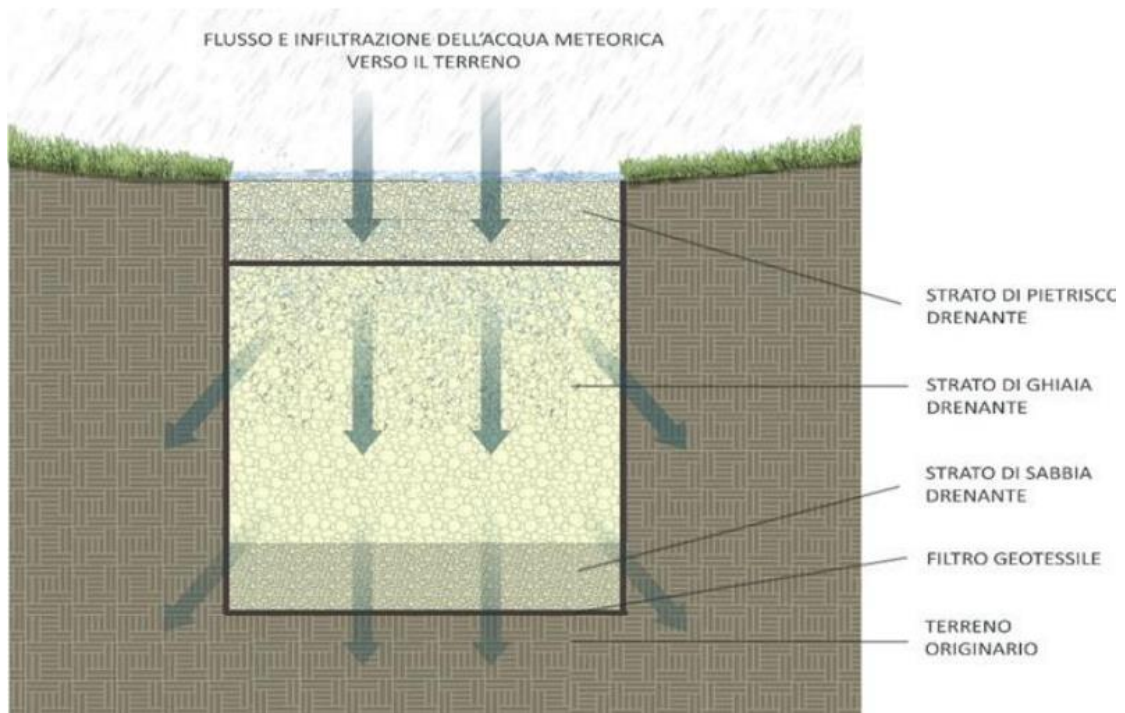
Oltre ai vantaggi in materia idraulica già descritti precedentemente, la scelta di inserimento di queste vasche consentirà di ridurre carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli stessi, andando a contribuire alla riduzione dell'impatto ambientale delle opere di progetto.

Gli scavi sono in genere di sezione rettangolare, riempiti con materiale inerte naturale ghiaioso e sabbioso, ad elevata permeabilità.

L'acqua infiltrata viene trasportata lungo la trincea attraverso il materiale di riempimento o utilizzando una tubazione drenante collocata alla base della trincea. Per evitare l'intasamento del corpo drenante da parti fini, lo scavo sarà completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

Sono previsti pozzetti di ispezione e manutenzione.

Di seguito si riporta un'immagine esemplificativa dell'opera in oggetto.



*Figura 6.3: Schema esemplificativa di trincea di infiltrazione*

Il dimensionamento è stato condotto secondo le linee progettuali de “Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione – HOEPLI” sulla base della legge di Darcy.

$$Q_f = k * J * A \quad (9)$$

Dove:

- $Q_f$ : portata di infiltrazione [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
- $k$ : coefficiente di permeabilità [ $\text{m}/\text{s}$ ];
- $J$ : cadente piezometrica [ $\text{m}/\text{m}$ ];
- $A$ : superficie netta d’infiltrazione [ $\text{m}^2$ ].

Al fine di tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984].

Per il dimensionamento della trincea si rimanda al paragrafo 8.2.1.



## 7. VIABILITÀ

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piste di accesso, il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente e l'eventuale attraversamento in sicurezza di corsi d'acqua minori.

### 7.1 Sistema di gestione acque meteoriche: strade

Sulla base della pratica e di fonti di letteratura, la deviazione del deflusso inalveato al di fuori del suo naturale percorso ha conseguenze considerevoli sull'assetto esistente dei solchi di drenaggio e, nel caso di pendenze elevate, del versante.

Una volta arrivato sulla sede stradale, infatti, il deflusso che eccede la capacità di smaltimento del manufatto, in genere non prosegue nel suo percorso rientrando in alveo, ma segue la strada fino a sfociare sul versante in una porzione non protetta, saturandolo, ed in generale predisponendolo al dissesto. Questo tipo di fenomeno è molto spesso la fonte primaria di detrito e la causa principale di cedimento delle strade.

Le opere di regimazione delle acque superficiali si rendono quindi necessarie e determinanti nell'ottica di una riduzione dell'impatto ambientale e nel limitare gli interventi di manutenzione e, quindi, i costi di gestione.

La viabilità seguirà percorsi esistenti eventualmente con solchi di drenaggio già esistenti o in altri casi da eseguire o ripristinare.

Al fine di gestire correttamente il deflusso superficiale devono essere realizzati dei manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente sui versanti, o verso la rete idrografica. Tutte le strade di accesso saranno di tipo permeabile e piano con baulatura, ed a seconda della morfologia del terreno, sarà introdotto un sistema diverso di gestione del deflusso secondo due casistiche:

1. Strada a mezza costa: casistica schematizzata nella Figura 7-2, dove sulla strada grava non solo il deflusso della stessa, ma anche quello derivante dal lato di monte. In questo caso si gestiscono le acque con un fosso (Figura 7-1) posto sul lato di monte, unito a tubazioni sotto il pacchetto stradale che andranno a scaricare le acque sul lato di valle, compatibilmente all'idrografia esistente ed i solchi naturali esistenti. Per lo studio di questo caso si rimanda al successivo paragrafo 7.2.
2. Strada in rilevato in piano o assenza di versante: caso di strade in terreno pianeggiante ed in rilevato. Dato il piano stradale con baulatura e la permeabilità del pacchetto stradale, posto che non vi siano bacini scolanti gravanti sulle strade, non si riconosce la necessità di scavare dei fossi a lato della strada. Sulla base del progetto di dettaglio unitamente ad un rilievo dell'esistente sarà possibile valutare necessità di semplici fossi di guardia.

Sulla base della simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dell'idrografia del Geoportale della Regione, dei Piani PGRA, PSFF e PAI, con relative fasce di prima salvaguardia, non si è riscontrata alcuna interferenza con un corso d'acqua.

Nel paragrafo 7.3 si studia la risoluzione delle potenziali interferenze con eventuali solchi di drenaggio naturali, che possono essere individuati nelle successive fasi di progetto, in seguito a sopralluogo in sito e rilievo aggiornato. Tali percorsi preferenziali, che non presentano un alveo ben definito, saranno in ogni caso tutelati in fase costruttiva al fine di mantenerne la continuità idraulica.



## 7.2 Tipologico-Fosso di guardia e tubazioni

In combinazione con la sagomatura del piano stradale, saranno realizzati una serie di manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente sui versanti o verso la rete idrografica.

Si prevede in fosso di guardia lungo le strade di accesso lato monte, così da prevenire fenomeni di dissesto idrogeologico innescati dall'alterazione della naturale circolazione idrica dei versanti interessati dalla viabilità e della rete idrografica che vi sottende. Il fosso permetterà di intercettare il deflusso dal versante di monte e il deflusso prodotto su parte del piano stradale, essendo quest'ultimo con baulatura.

Tali fossi, che confluiscono in tombini, si raccorderanno a tubazioni che sottopassano la sede stradale e smaltiscono il deflusso sui versanti, come mostrato nello schema in Figura 7-2.

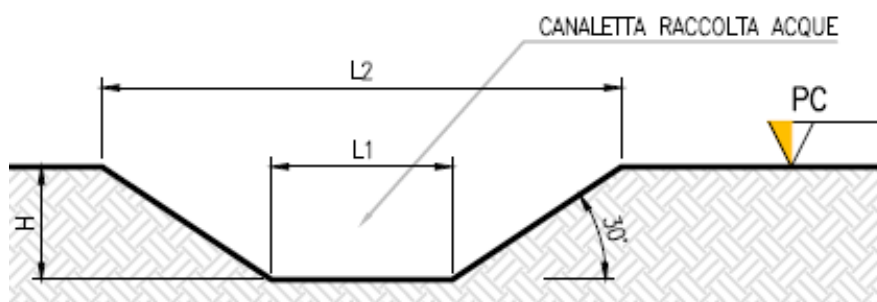


Figura 7-1: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo, le dimensioni saranno ricalcolate nel corso delle successive fasi progettuali per ogni accesso alle WTG.

TABELLA DIMENSIONI SCHEMA TIPO		
L1 [m]	L2 [m]	H [m]
0,3	1,0	0,2

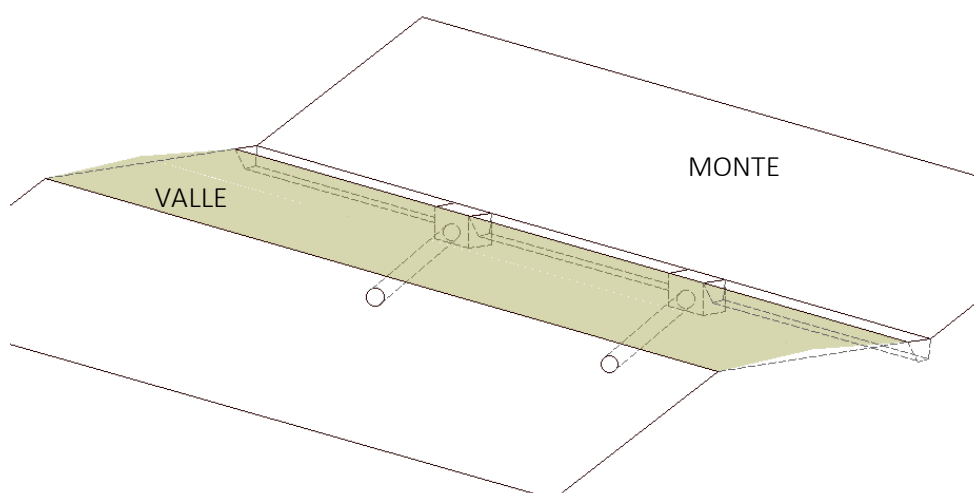


Figura 7-2: Caso mezzacosta con versante: schema strada con baulatura, fosso lato di monte e tombinature.

Il raccordo tra fosso di drenaggio e tombino che sottopassa la strada, avviene per mezzo di un pozzetto d'ispezione e raccordo, così anche da ridurre la quantità di sedimento a valle. Al fine di garantire una maggiore efficienza del deflusso, è opportuno operare con protezione dei punti di ingresso e di uscita dei tombini, così da ridurre o evitare intasamenti ed erosione sulla scarpata di valle o sul versante. Tali protezioni si possono realizzare in modo semplice ed efficace, con pietre di grosse dimensioni e tondame, come mostrato in Figura 7-3.



Figura 7-3: Pozzetti in legname e in massi (fonte: “Viabilità forestale regionale” Bortoli, P.L. 2001).

Sulla base dell'analisi idrologica e del modello digitale del terreno del progetto “Tinitaly”, e in relazione alle considerazioni idrauliche al paragrafo 6.3, considerando un'area scolante media pari ad una superficie di **3.200 mq** (area basata su una casistica delle aree scolanti nell'area di progetto desunte dal DEM nei tratti di mezzacosta) e un tempo di ritorno di **30 anni**, è prevista una spaziatura delle tubazioni pari a **50 metri**, con un diametro dei tubi di **300 mm**.

Tali dimensioni saranno ricalcolate nel corso delle successive fasi progettuali, in seguito a rilevamento topografico di dettaglio, sopralluogo e studio idraulico di dettaglio per ogni strada di accesso.

### **7.3 Risoluzione delle potenziali interferenze con eventuali solchi di drenaggio naturali**

Sulla base della simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dell'idrografia del Geoportale della Regione, dei Piani PGRA, PSFF e PAI, con relative fasce di prima salvaguardia, non si è riscontrata alcuna interferenza con un corso d'acqua significativo.

Nella necessità di superare un'eventuale interferenza tra la strada di accesso e l'idrografia esistente (solchi di drenaggio senza alveo definito e non soggetti a pianificazione di rischio), non al momento rilevata, al fine di garantire la continuità idraulica del reticolo naturale, si rende utile l'utilizzo di tombotti, per piccoli corsi d'acqua ed impluvi.

Si è considerato di evitare la soluzione del guado poiché costituirebbe un ostacolo per il transito dei mezzi logistici durante la fase di cantiere.

Al fine di evitare che all'ingresso del tombotto si possano formare rallentamenti del deflusso e ristagni che causano la deposizione di materiale e quindi ne riducono l'efficienza fino ad intasarlo, saranno implementate 3 soluzioni:

1. Evitare allargamenti dell'alveo in prossimità dell'imboccatura;
2. Evitare diminuzioni di pendenza in prossimità dell'imboccatura;
3. Raccordare alveo e tombotto con angoli quanto più ottusi.

Nelle successive fasi di progetto, qual ora si riscontrasse la presenza di un solchi di drenaggio lungo le strade di accesso, il tombotto dovrà essere dimensionato, da un punto di vista idraulico, in relazione ad una portata di un evento di pioggia con tempo di ritorno pari a minimo **100 anni**.



*Figura 7-4: Esempi tombotto.*

## 8. PIAZZOLE

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piazzole permanenti e quelle della fase di cantiere ed il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente.

A favore di sicurezza è stata valutata anche la fase di cantiere, nonostante questa occuperà un intervallo temporale molto breve e transitorio.

### 8.1 Fase di cantiere

Durante la fase di cantiere, il sito interesserà un'area di circa 80x70 metri.

Al fine di garantire il corretto smaltimento del deflusso superficiale prodotto dall'area di cantiere, si prevede un fosso di guardia perimetrale scavato nel terreno naturale, al fine di raccordare il deflusso delle acque meteoriche interne all'area di cantiere unitamente a quelle esterne gravanti sull'area di progetto. Al paragrafo 6.3.1 il dimensionamento del fosso.

Le opere idrauliche in progetto, avendo queste il solo scopo di garantire la viabilità di passaggio e trasporto durante la fase di cantiere e per le attività di manutenzione durante l'esercizio, saranno progettate al fine di minimizzare l'alterazione al naturale deflusso dell'area di progetto.

Al fine di non modificare la rete naturale allo stato attuale e definire un sistema di drenaggio con il minor impatto è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno disponibile con lo scopo di identificare le principali informazioni morfologiche e idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto (pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria).

A tal proposito, lo scarico delle acque superficiali avverrà in conformità con la rete idrografica esistente, desunta dallo studio del modello digitale del terreno.

La seguente Figura 8-1, a titolo esemplificativo, mostra l'area scolante esterna gravante sull'area di cantiere (B1) e l'area scolante interna (B2). Il fosso di guardia perimetrale andrà a scaricare in modo da assecondare l'idrografia esistente nel punto indicato in figura.

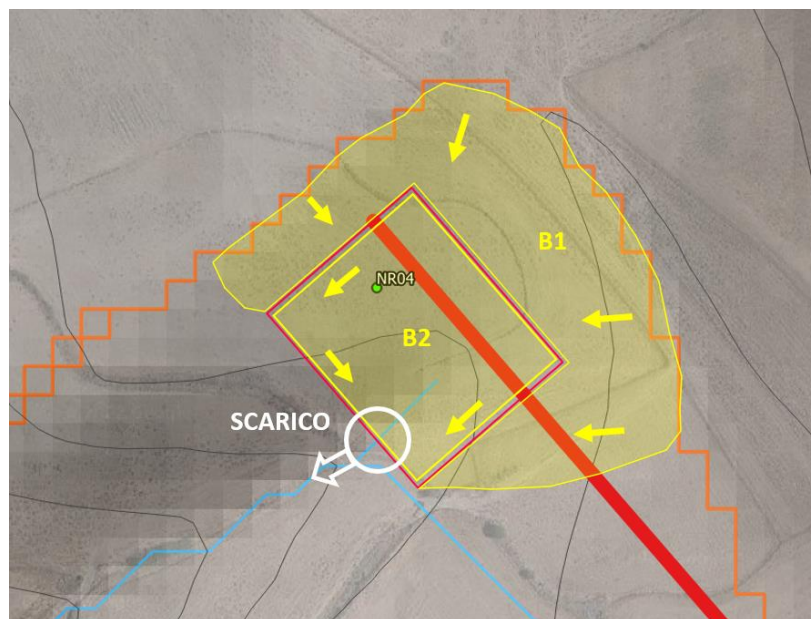


Figura 8-1: Delimitazione bacini scolanti esterni (B1) ed interni (B2) e direzione del deflusso (giallo), displuviale (arancione), isoipse passo 5m (nero), strada di accesso e ipotetica area di cantiere (rosso) e reticolo idrografico (celeste).



Al fine di difendere il suolo dalla possibile erosione provocata dalla corrente uscente dall'area di cantiere, saranno posizionati dei letti in **riprap** di dissipazione, disposti su stese in geotessuto.

Si tratta di difese con materiali inerti naturali caratterizzate dall'essere permeabili ed in grado di subire assestamenti senza danni. La granulometria nominale risulta dimensionata sulla base dei risultati della modellazione idraulica per garantire la stabilità.

Le regole generali di progettazione di protezioni con pietrame sciolto prevedono uno spessore minimo di **30 cm**, anche per ragioni pratiche di realizzazione e di posa. Le dimensioni degli elementi lapidei saranno maggiori rispetto a quelle che la corrente è in grado di trascinare e deve essere fatta in funzione delle sollecitazioni meccaniche a cui verranno sottoposte in esercizio, ovvero le forze di trascinamento dovute alla corrente.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i puti di scarico idonei e conformi alla topografia esistente.

## 8.2 Piazzole definitive

Durante la vita utile, il post operam consisterà in una piazzola nell'intorno della torre di dimensioni pari a circa 26x27 metri.

Le medesime considerazioni applicate alla fase di cantiere (8.1 Fase di cantiere) si applicano alla piazzola in fase di vita utile: è previsto un fosso di guardia perimetrale, al fine di raccordare il deflusso superficiale interno ed esterno, punto di scarico conforme all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto e, infine, letto in riprap per difendere il suolo al punto di scarico dalla possibile erosione provocata dalla corrente in uscita. Al paragrafo 6.3.1 il dimensionamento del fosso.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i puti di scarico idonei e conformi all'idrografia esistente.

Per le piazzole permanenti, unitamente al fosso perimetrale, si prevede l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale.

Il paragrafo seguente descrive il dimensionamento della trincea inserita nel sistema di drenaggio.

### 8.2.1 Trincee drenanti

Considerando le caratteristiche litologiche di cui al paragrafo 3.3.3, e la definizione di discreta permeabilità, si è proceduto alla verifica della capacità di assorbimento del terreno assumendo un preliminare valore di permeabilità pari a  $2E-04$  m/s. Tale valore dovrà essere verificato con prove di permeabilità Lefranc, durante la successiva fase progettuale.

Gli esatti valori di permeabilità del substrato e la soggiacenza della falda andranno in ogni caso verificati in sede esecutiva. Si consiglia in ogni caso di verificare, in fase esecutiva, la presenza del livello superficiale arenaceo che possa compromettere il corretto funzionamento dell'opera disperdente.

Come è possibile osservare dai risultati riportati nella Tabella 8.1, la trincea con dimensioni 1x1x14m di superficie è in grado di smaltire circa 4,4 l/s. La trincea è stata dimensionata per eventi con tempo di ritorno di 30 anni. In aggiunta, con il metodo delle sole piogge ed una portata in uscita costante calcolata su 40 l/s per ettaro impermeabile, si è ottenuto il volume necessario per la laminazione e l'infiltrazione al fine di gestire eventi con tempo di ritorno 30 anni.

Al fine di tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984].





*Tabella 8.1: Dimensionamento della trincea drenante.*

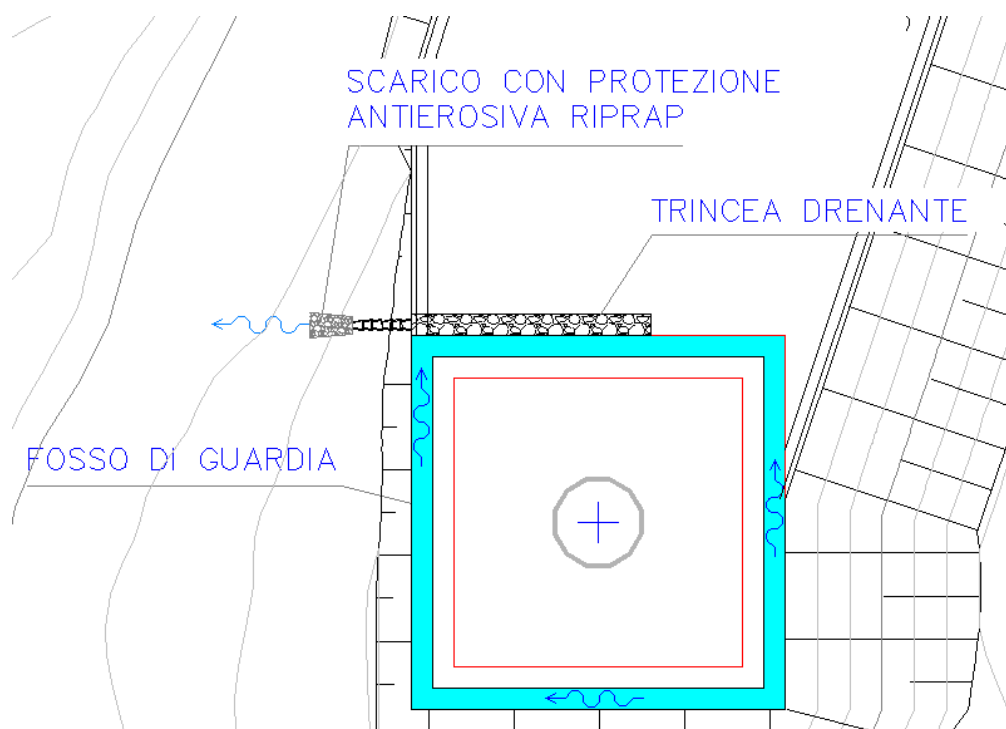
DETERMINAZIONE DELLA PORTATA INFILTRANTE			
<b>Determinazione portata critica</b>			
$k_{sat}$	2,00E-04	[m/s]	Permeabilità del mezzo saturo in situ
H	1	[m]	Tirante idrico strato drenante
B	1	[m]	Larghezza
L	14	[m]	Lunghezza
<b>Calcoli preliminari</b>			
$k_{insat}$	1,00E-04	[m/s]	Permeabilità del mezzo insaturo
$A_{f,m \text{ lineare}}$	3,1	[m <sup>2</sup> /m]	Superficie drenante m lineare del bacino
$Q_{F,T}$	0,31	[l/s/m]	Portata infiltrante per metro lineare
<b>Output</b>			
$Q_{inf}$	4,4	[l/s]	Portata infiltrante nell'intera trincea
$\Phi$	0,4	[-]	Porosità
$V_{lordo}$	14,0	[m <sup>3</sup> ]	Volume lordo
$V_{netto}$	5,6	[m <sup>3</sup> ]	Volume netto

Le trincee drenanti saranno costituite da scavi riempiti con materiale con ottima capacità drenante del tipo ghiaia/ciottolato lavati e, se necessario, in pietra. Per ogni piazzola, sarà necessario una trincea con volume di scavo pari a **14 m<sup>3</sup>**.

Per la realizzazione delle trincee, il terreno viene dapprima scavato secondo la dimensione di progetto seguendo le indicazioni dei paragrafi precedenti. Il terreno viene scompattato per migliorare e ristabilire il tasso di infiltrazione. Uno strato di geotessile non tessuto filtrante è posto sulle pareti in fondo e ai lati della trincea per evitare l'intasamento da parte di particelle fini. Lo scavo viene riempito con ghiaia/ciottoli lavati fino a raggiungere circa la metà della profondità della buca e si crea uno strato di sabbia sul fondo.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza il volume necessario.

La Figura 8-2 illustra uno schema di piazzola permanente con fosso di guardia perimetrale, trincea drenante e scarico con protezione all'erosione in riprap.



*Figura 8-2: Schema piazzola definitiva con fosso di guardia, trincea drenante e materasso in riprap.*



## 9. CONCLUSIONE

Lo studio di compatibilità idraulica del progetto di viabilità e delle piazzole ha analizzato le possibili interferenze con le aree a pericolosità idraulica. (Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI, aggiornato al 2018), nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF, aggiornato al 2015) e nel Piano di Gestione Rischio Alluvioni - PGRA, aggiornato al 2021).

Lo studio dei sopracitati Piani, non ha individuato interferenze

Si evidenzia che l'approccio utilizzato nello studio ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile (infrastrutture grigie) con le infrastrutture verdi, che mitigano gli impatti biofisici delle opere in progetto, riducendo il potenziale rischio idrogeologico, creando benefici ecosistemici e promuovendo gli obiettivi della politica comunitaria.

Questo studio ha messo a confronto lo scenario ante-operam e quello post-operam, analizzando il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

Si è valutato inoltre che il progetto rispetta i principi dell'invarianza idraulica.

Ciononostante, ai sensi delle migliori pratiche progettuali sono state previste opere di laminazione e infiltrazione (trincee drenanti) nei sistemi di gestione acque meteoriche delle piazzole in progetto.

Nel confronto tra la rete di drenaggio naturale dello stato di fatto e di progetto si segnala che si è prevista una rete costituita da fossi in terra non rivestiti, realizzati in corrispondenza degli impluvi naturali esistenti; questi ultimi sono stati identificati sulla base di una simulazione del modello digitale del terreno con estrazione dei sottobacini idrografici e della rete idrografica primaria e secondaria esistente.

Tali scelte consentono di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità e nella disposizione delle piazzole

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica.