

DSIT6

ottobre 2023

BON_PC_0401

Impianto agrivoltaico per la produzione di energia elettrica da fonte solare fotovoltaica denominato "Bonorva", con potenza di picco di 72,66 MWp e potenza in immissione 60,2 MW da realizzare nel comune di Bonorva (SS), e relative opere di connessione alla RTN

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

DS ITALIA 6 SRL

Gruppo di lavoro:

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro
Alessandra Sulis	Coordinamento Progettazione Civile e Idraulica
Sara Tonini	Coordinamento Studi Ambientali
Matteo Bertoneri	Ingegnere Ambientale
Igor Carpita	Progettazione elettrica impianto
Gabriele Castè	Progettazione elettrica impianto
Salvatore Mastinu	Progettazione elettrica impianto
Alessandro Deiana	Progettazione elettrica impianto
Luca Corsini	Ingegnere Strutturista
Fabrizio Brozzi	Architetto
Emanuele Roveccio	Paesaggista
Greta Madrignani	Rendering
Loredana Frongia	Esperta Ambientale
Luca Menconi	Aspetti ambientali
Denise Morabito	Aspetti ambientali
Nicola Ambrosini	Tecnico competente in acustica
Alberto Dazzi	Agronomo
Debora Bedini	Faunista
Remigio Franzini	Esperto CAD e GIS
Marcella Palmas	Esperto CAD e GIS
Carlotta Viridis	Esperto CAD e GIS
Daniele Melis	Esperto CAD e GIS
Alessia Sirigu	Esperto CAD e GIS
Emanuele Licheri	Esperto Idraulica
Matteo Meloni	Esperto Idraulica
Claudia Corda	Esperta Ambientale
Monica Melis	Esperta Ambientale
Alessia Aritzu	Esperta Ambientale

INDICE

1	PREMESSA	6
2	STATO ATTUALE	7
2.1	Sito d'intervento	7
3	DATI DI RIFERIMENTO	8
3.1	Rilievo.....	8
3.1.1	Modello digitale del terreno – Regione Sardegna.....	8
3.1.2	Modello digitale del terreno e della superficie - MATTM	8
3.1.3	Rilievo topografico.....	9
3.2	Normativa e fonti di riferimento	9
4	COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEGLI INTERVENTI.....	11
5	STUDIO IDROLOGICO	13
5.1	Caratteristiche morfologiche del bacino	13
5.2	Stima delle intensità di pioggia	14
5.2.1	Tempo di Ritorno	14
5.2.2	Distribuzione TCEV	15
5.3	Metodo razionale.....	20
5.4	Coefficiente di deflusso ϕ	21
5.5	Coefficiente di riduzione areale	25
5.6	Trasformazione afflussi-deflussi - stima delle portate di progetto	26
6	VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI	31
6.1	Analisi dei criteri di verifica dei sistemi di drenaggio	32
6.2	Caratteristiche del sistema di drenaggio delle acque di copertura	33
6.3	Opere di drenaggio	33
6.4	Verifica idraulica in moto uniforme delle sezioni	36
6.5	Riepilogo delle sezioni verificate	37
6.6	Scheda di verifica sezione 1.1	39
6.7	Scheda di verifica sezione 1.2	40
6.8	Scheda di verifica sezione 1.3	41
6.9	Scheda di verifica sezione 1.4	42
6.10	Scheda di verifica sezione 2.1	43
6.11	Scheda di verifica sezione 2.2	44
6.12	Scheda di verifica sezione 2.3	45
6.13	Scheda di verifica sezione 2.4	46
7	CONCLUSIONI.....	47

Indice delle Figure

<i>Figura 1: Area di impianto.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2: Tipologico esemplificativo raffigurante i prodotti Lidar.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 3:Tipologico esemplificativo raffigurante i prodotti fotogrammetrici.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 4:Inquadramento aree di perimetrazione vincolistica delle aree in progetto(Perimetro giallo) 12</i>	
<i>Figura 5: Bacini idrografici</i>	<i>14</i>
<i>Figura 6: Probabilità di superamento di un evento con un determinato tempo di ritorno T durante N anni.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 7: Definizione delle tre sottozone TCEV nel territorio regionale della Sardegna</i>	<i>17</i>
<i>Figura 8:Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 9: Bacino di riferimento del Rio Nuschesos</i>	<i>19</i>
<i>Figura 10: Estratto Carta dell'uso del suolo della Regione Sardegna 2008 (Corine Land Cover, 2008).22</i>	
<i>Figura 11:Relazione CN/Coefficiente di deflusso.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 12: modulo tipo descrivente il modello concettuale idrologico dell'installazione di strutture fotovoltaiche su pali infissi comprendente l'area pannelli e l'area di interfila (Fonte: Hydrologic responce of solar farm Cook 2013 American Society of Civil Eng.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 13: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 1</i>	<i>27</i>
<i>Figura 14: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 2</i>	<i>27</i>
<i>Figura 15: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 3</i>	<i>28</i>
<i>Figura 16:Schema canaletta di progetto.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 17:Immagini esemplificative di bacini di infiltrazione.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 18: Sezione tipo bacino di dreno</i>	<i>35</i>
<i>Figura 19: Riferimenti di calcolo del moto uniforme.....</i>	<i>36</i>

Indice delle Tabelle

<i>Tabella 1:Profondità fasce di rispetto secondo ordine gerarchico Horton-Strahler.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabella 2:Altezze di precipitazione per diversi tempi di pioggia tc e tempi di ritorno TR</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 3:Dati bacino di riferimento.....</i>	<i>19</i>
<i>Tabella 4: Tempo di corrivazione.....</i>	<i>20</i>
<i>Tabella 5:Classificazione del Curve Number.....</i>	<i>23</i>

<i>Tabella 6: Valori medi CN bacino</i>	<i>23</i>
<i>Tabella 7: Valutazione coefficiente di deflusso post operam a scala d'impianto</i>	<i>25</i>
<i>Tabella 8: Valutazione deflussi ante operam e post operam</i>	<i>30</i>
<i>Tabella 9: Valutazione deflussi ante operam e post operam per le canalizzazioni</i>	<i>33</i>
<i>Tabella 10: Caratteristiche dimensionali canalette e portate di verifica rete di dreno primaria</i>	<i>37</i>
<i>Tabella 11: Caratteristiche dimensionali canalette e portate di verifica rete di dreno secondaria</i>	<i>37</i>

1 PREMESSA

Il presente documento riporta lo studio idrologico e idraulico del progetto dell'impianto fotovoltaico, della linea di connessione e della cabina di consegna, analizzando le eventuali interferenze con il reticolo idrografico esistente, identificando le migliori soluzioni e tecnologie per la risoluzione delle stesse.

In corrispondenza di canali irrigui e corsi d'acqua naturali, la relazione ha inoltre valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale.

In merito allo studio Idrologico e idraulico del reticolo idrografico superficiale e dei principali potenziali solchi di drenaggio esistenti, si è fatto riferimento alla documentazione pubblicata sul sito della Regione Sardegna oltre che alle risultanze dei rilievi topografici eseguiti in situ.

La relazione riporta inoltre lo studio idrologico idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto fotovoltaico, 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 dal punto di vista idraulico (valutazione variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

Tale studio idrologico è svolto secondo le Norme Tecniche di Attuazione del Piano d'Assetto Idrogeologico redatto per la Regione Sardegna, e costituito da:

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando gli studi e le metodologie disponibili in letteratura per la regione Sardegna ed utilizzate nella redazione dei vari Piani;
- 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.

Per maggiori approfondimenti relativi alla planimetria generale di gestione acque meteoriche delle aree di progetto e allo schema della rete di dreno nel nuovo impianto fotovoltaico si rimanda alle tavole allegate al presente documento.

2 STATO ATTUALE

2.1 Sito d'intervento

Il sito individuato dal progetto in esame è ubicato nell'area extraurbana del comune di Bonorva in Provincia di Sassari e risulta essere inserito in un contesto agricolo a 5,5 km a Nord-Est dalla stessa città e a 36 km dalla costa ovest della Sardegna.

L'uso del suolo è caratterizzato dal pascolo naturale non irriguo a servizio dell'allevamento estensivo di ovini.

L'area deputata all'installazione degli impianti fotovoltaici si suddivide in 3 macroaree. Queste risultano essere adatte allo scopo avendo una buona esposizione ed essendo raggiungibili ed accessibili attraverso le vie di comunicazione esistenti.

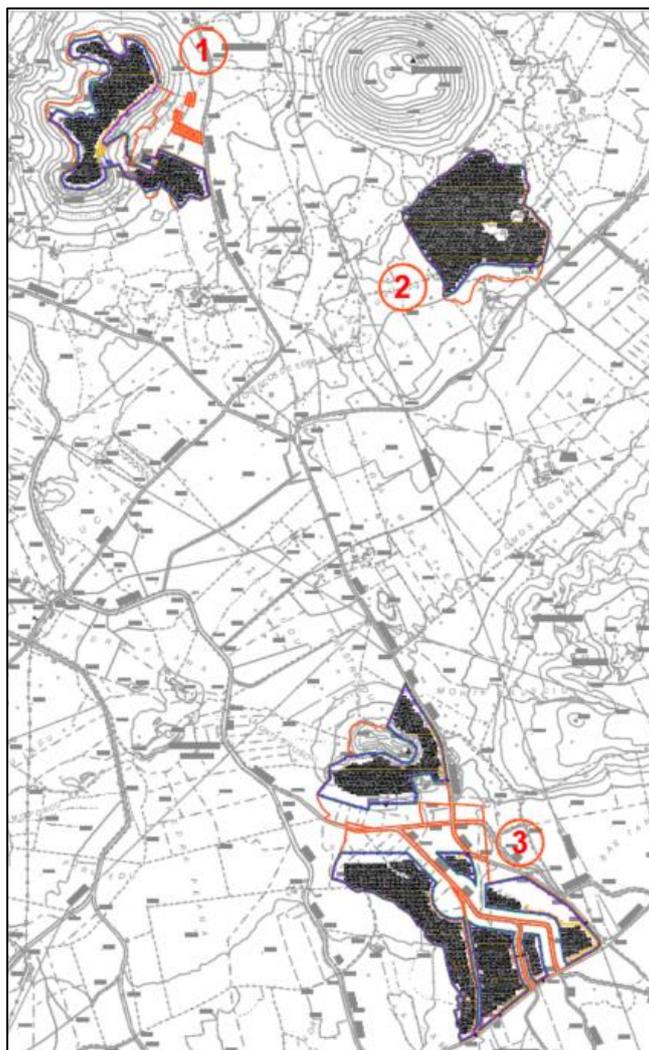


Figura 1: Area di impianto

3 DATI DI RIFERIMENTO

3.1 Rilievo

La campagna investigativa topografica e fotogrammetrica ha interessato tutta l'area di progetto in modo completo e dettagliato.

Dapprima sono stati ottenuti i modelli digitali del terreno e della superficie dalla Regione Sardegna.

In seguito a completamento dell'indagine e per verifica dei dati in possesso sono stati condotti dei rilievi integrativi uno topografico eseguito con GPS e uno fotogrammetrico eseguito con Aeromobili a Pilotaggio Remoto (Droni).

3.1.1 Modello digitale del terreno – Regione Sardegna

Attraverso la fonte ufficiale Regione Sardegna è stato ottenuto il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 10x10 metri di tutta l'area di progetto.

3.1.2 Modello digitale del terreno e della superficie - MATTM

Il LIDAR è un sensore Laser, che rileva la distanza relativa tra il target e il sensore, in abbinamento con una piattaforma IMU (GPS+INS) che permette la georeferenziazione 3D dei suddetti punti.

Scansionando la superficie, viene creata una nuvola di punti che discriminano i punti relativi al terreno (DTM) e quelli relativi agli "oggetti" presenti sul terreno (DSM).

Misurando la coltre vegetativa, penetrando fino al suolo, si ottengono informazioni sul terreno e sulle quote, con un'accuratezza centimetrica. I prodotti ottenuti dai rilievi LIDAR forniscono le informazioni fondamentali per rappresentare puntualmente la morfologia delle aree di pericolosità idrogeologica.

Costituiscono quindi un supporto basilare per le attività di modellazione idraulica, per la perimetrazione delle aree di potenziale esondazione dei principali corsi d'acqua, e per la modellazione idrologica e di individuazione delle aree maggiormente esposte a pericolo in caso di eventi alluvionali.

La densità dei punti del rilievo è superiore a 1,5 punti per mq, se ne deduce che l'applicazione di detti rilievi per la difesa del suolo è molteplice. Il DTM presenta un'accuratezza altimetrica corrispondente a +/- 1s (scarto quadratico medio), corrispondendo ad un errore inferiore ± 15 cm. Mentre l'accuratezza planimetrica è di 2s cioè l'errore deve essere contenuto entro ± 30 cm.

Nell'ambito del PST (Piano Straordinario di Telerilevamento) il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, nel periodo 2008 – 2009 ha effettuato una campagna di ricognizioni aeree con sensori LIDAR su determinate zone del territorio nazionale (aste fluviali, fascia costiera, zone con particolari criticità o esplicitamente richieste da Regioni o Province).

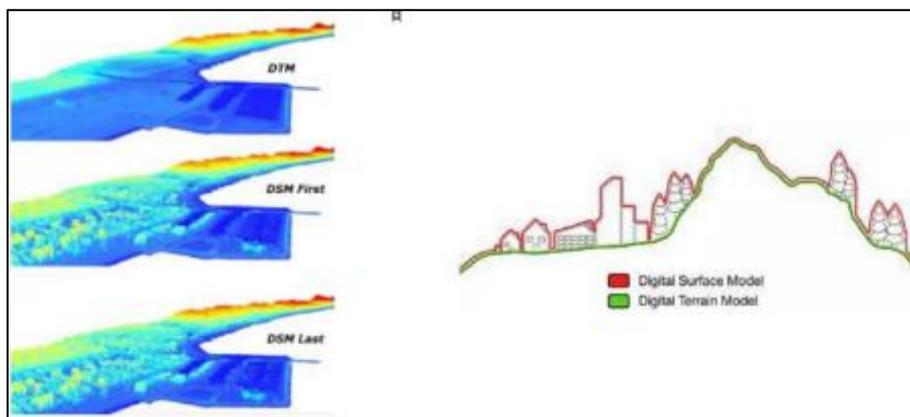


Figura 2: Tipologico esemplificativo raffigurante i prodotti Lidar

Su richiesta al MATTM sono stati ottenuti i prodotti sopradescritti per l'area di progetto.

3.1.3 Rilievo topografico

A giugno 2022 è stato condotto un rilievo fotogrammetrico con Drone per l'acquisizione dei seguenti prodotti:

1. Ortomosaico: la generazione di un ortomosaico per ciascuna area operativa con GSD (ground sampling distance)
2. DSM: Modello digitale della superficie con risoluzione spaziale inferiore al 0,5 metri.
3. DTM: Modello digitale del terreno con risoluzione spaziale inferiore al 0,5 metri.

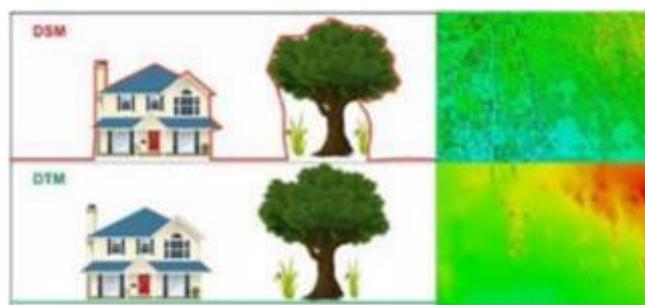


Figura 3: Tipologico esemplificativo raffigurante i prodotti fotogrammetrici

3.2 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;
- Regione Sardegna - Servizio tutela e gestione delle risorse idriche, vigilanza sui servizi idrici e gestione della siccità
- Autorità di bacino distrettuale della Sardegna – Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) Sardegna
- 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).

4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEGLI INTERVENTI

A seguito di accertamenti e verifiche sul P.A.I. (Piano di assetto idrogeologico. Individuazione e perimetrazione delle aree a Rischio idraulico e geomorfologico e delle Relative misure di salvaguardia. Legge 267 del 3-08-1998 e successivi aggiornamenti (2020)) e sul P.F.A.R. (Piano Forestale Ambientale Regionale) si afferma che l'area vasta delimitata dal limite di proprietà, ed in particolare tutti i lotti di intervento che prevedono la realizzazione di soprastrutture, non risultano inclusi in aree a pericolosità geomorfologica o idraulica.

Tuttavia, l'area è interessata dalla presenza di elementi idrici mappati per i quali vigono le fasce di rispetto ai sensi dell'art. 30 ter delle NTA del PAI. I corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico dell'intero territorio regionale, per i quali non siano ancora state determinate le aree di pericolosità idraulica, sono soggetti ad una misura di prima salvaguardia, determinata con il solo metodo geomorfologico. Deve essere pertanto rispettata una fascia di rispetto, su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L, variabile in funzione dell'ordine gerarchico del singolo tratto, definito secondo il numero di Horton-Strahler.

Tabella 1: Profondità fasce di rispetto secondo ordine gerarchico Horton-Strahler

ordine gerarchico (numero di Horton- Strahler)	profondità L (metri)
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

L'area 3 in progetto è inoltre interessata da un corso idrico, il Riu Nuschesos tutelato ai sensi del D.Lgs. 42/2004 Art.142 art.1 comma c), per il quale vige una fascia di rispetto di 150 m.

Le aree così perimetrate sono soggette alla disciplina prevista dagli artt. 27 e 27 bis delle NTA del PAI. La realizzazione dell'intero intervento dovrà, quindi, essere esclusivamente coerente agli strumenti urbanistici in vigore nell'area in studio ed ai piani di settore vigenti il cui compito volgerà a disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, e, in particolare, la realizzazione dei nuovi impianti in progetto.

Per quanto concerne la linea di connessione, questa sarà realizzata mediante cavidotto interrato, principalmente mediante cavo in tubazione corrugata o, per la maggior parte, con cavi idonei per interrimento diretto, posti su letto di sabbia, all'interno di uno scavo a sezione ristretta profondo circa

1 metro. Ulteriori tipologie di posa sono previste laddove sono presenti caratterizzazioni sensibili del terreno o delle possibilità tecniche di posa.

Si precisa che, laddove vi sono interferenze con i corpi idrici, sarà utilizzata la tecnologia di posa in opera T.O.C. (Trivellazione Orizzontale Controllata) limitando il più possibile gli impatti e senza alcuna modifica morfologica del contesto.

L'area di intervento 1 è interessata da vincoli geomorfologico Hg3. Tali aree sono pertanto escluse dall'installazione dei pannelli fotovoltaici.

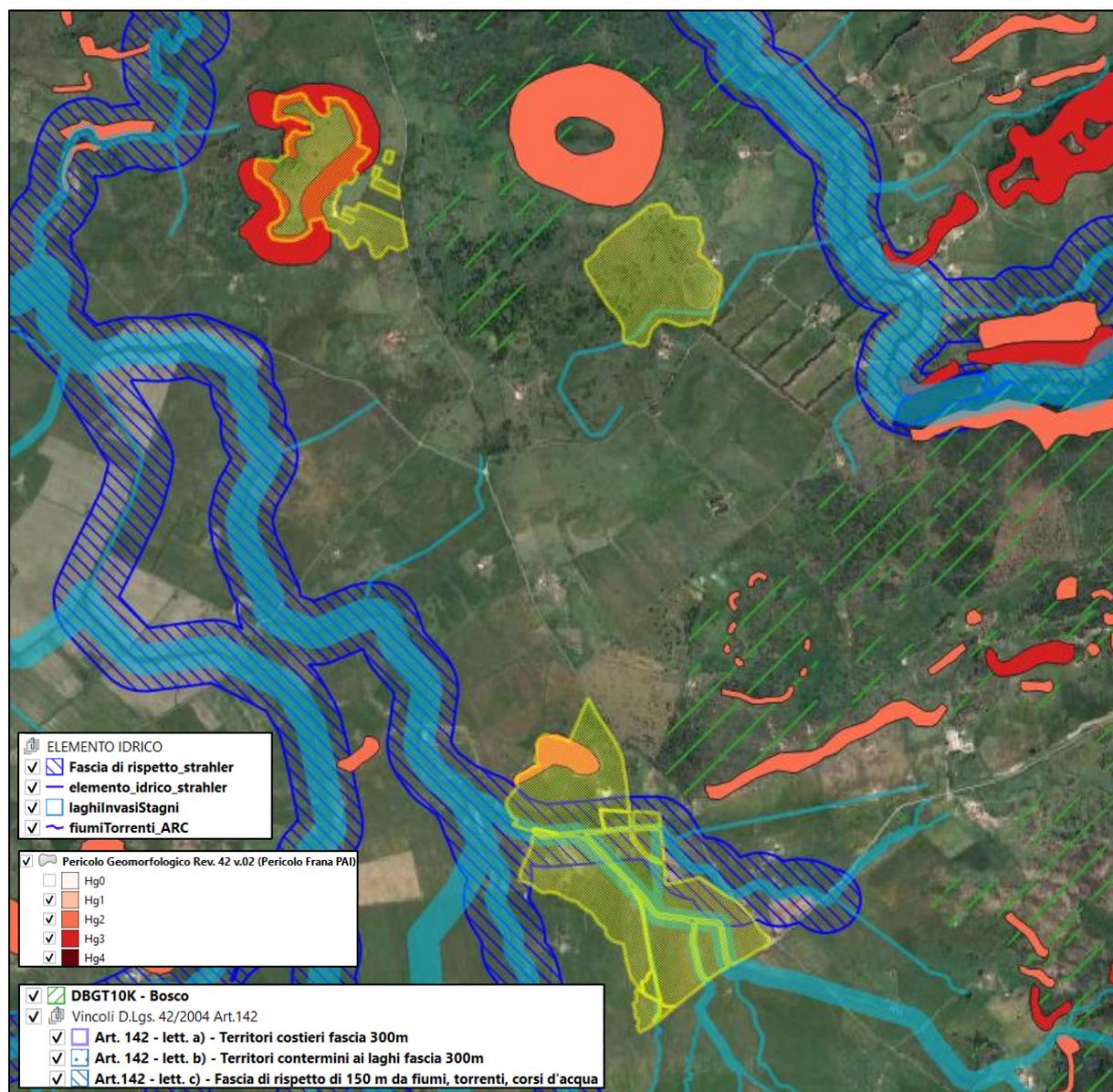


Figura 4: Inquadramento aree di perimetrazione vincolistica delle aree in progetto (Perimetro giallo)

5 STUDIO IDROLOGICO

5.1 Caratteristiche morfologiche del bacino

L'area di intervento è situata prevalentemente in una zona pianeggiante, e si sviluppa per una superficie totale di circa 1,17 kmq. L'installazione si sviluppa tra le quote di 344 e 410 m sul livello del mare, ed è divisa in 3 aree.

L'area 1 può essere suddivisa in 2 sottoaree. La prima comprende una stretta fascia di raccordo pedemontano del M.te Ladu (verso WSW), con quote medie prossime a 350 m slmm. L'area risulta debolmente inclinata con pendenze comunque inferiori a 15°. L'uso del suolo è caratterizzato in parte dal prato-pascolo non irriguo al servizio dell'allevamento estensivo di ovini e in parte per la coltivazione di cerealicole. La seconda comprende buona parte del pianoro di vetta del M.te Ladu (*Loc. Planu de Monte Ladu*) Costituendo la vetta di un altopiano, l'area risulta pressoché pianeggiante, con quote medie prossime a 412 m slmm. L'uso del suolo è caratterizzato esclusivamente dal prato-pascolo non irriguo al servizio dell'allevamento estensivo di ovini. Quest'area non è direttamente interessata dalla presenza di alcun corso idrico.

L'area 2 comprende una fascia di raccordo pedemontano del M.te Cujaru (in senso orario da SW verso S). L'area risulta debolmente inclinata con pendenze comunque inferiori a 15° e con quote medie prossime a 355 m slmm. L'uso del suolo è caratterizzato quasi esclusivamente dal prato-pascolo non irriguo al servizio dell'allevamento estensivo di ovini. L'area è interessata dall'attraversamento nella parte meridionale di un corso idrico del primo ordine gerarchico Strahler, vige pertanto una fascia di rispetto di 10 metri.

L'area 3 è caratterizzata da un assetto planoaltimetrico circa pianeggiante, con quote medie prossime a 344 m slmm. L'uso del suolo è caratterizzato in parte dal prato-pascolo non irriguo al servizio dell'allevamento estensivo di ovini e in parte per la coltivazione di cerealicole. Comprende inoltre un'ampia fascia di raccordo pedemontano del M.te Frusciu (in senso orario da NNE verso WSW) con quote medie prossime a 350 m slmm. L'area è interessata dall'attraversamento di diversi corpi idrici, tra cui spicca il "Rio Nuschesos" tutelato ai sensi dell'art. 142 del D.Lgs. 42/2004 sulla tutela del vincolo paesaggistico e per i quali vige una fascia di rispetto di 150 m, oltre agli corpi idrici per i quali vigono fasce di rispetto fino a 50 metri, corrispondenti all'ordine gerarchico Strahler 3.

L'area in progetto è interamente ricompresa nel bacino imbrifero del compluvio appartenente al sub bacino "Coghinas-Mannu-Temo" sul quale vengono convogliate le precipitazioni di una vasta area.

Si andrà dunque a stimare la precipitazione di progetto secondo le metodologie e gli studi disponibili in letteratura per l'intera regione Sardegna ed utilizzate nelle stesure del PAI e del PSFF.

Sono stati individuati 4 bacini idrologici, sui quali vengono convogliate le acque di precipitazione delle aree in progetto.

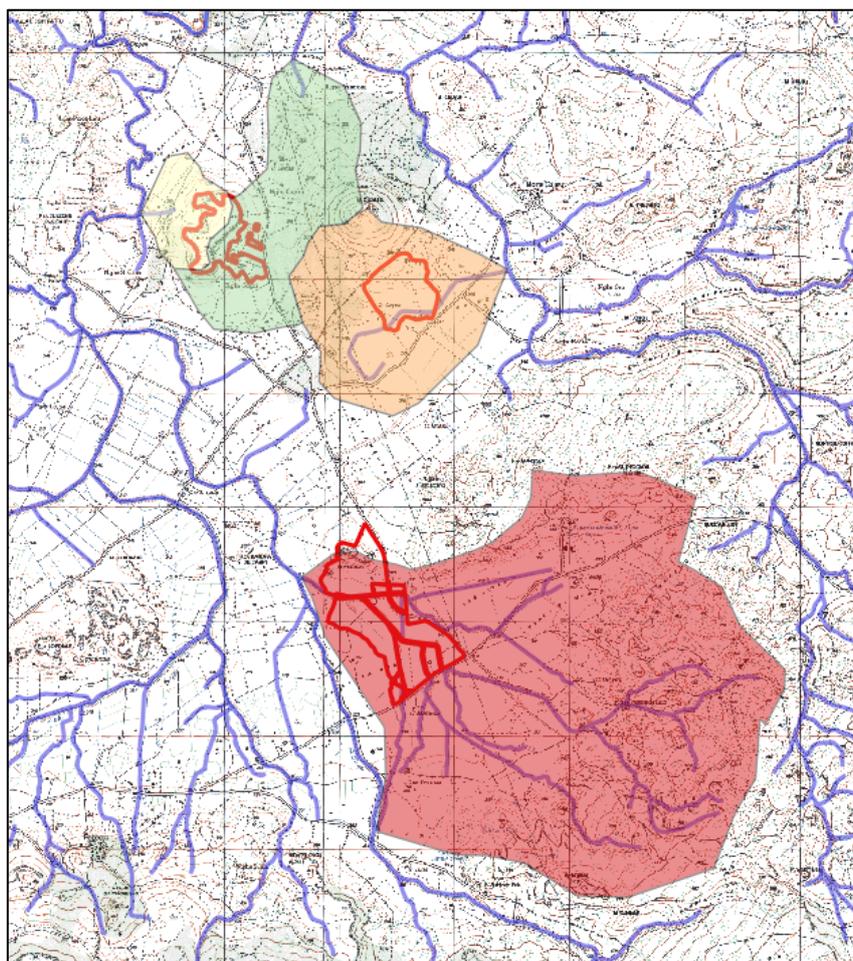


Figura 5: Bacini idrografici

5.2 Stima delle intensità di pioggia

5.2.1 Tempo di Ritorno

La stima dell'intensità di pioggia ad assegnati tempi di ritorno (TR=10, 50 e 100 anni) è stata effettuata eseguendo un confronto critico fra le diverse metodologie disponibili nella letteratura tecnica per la Sardegna tuttavia, in considerazione della natura dell'infrastruttura oggetto del presente calcolo, l'intensità di pioggia considerata è quella riferita al tempo di ritorno TR=50, superiore alla durata della vita utile dell'impianto fotovoltaico, valutata in 30 anni.

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:

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

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

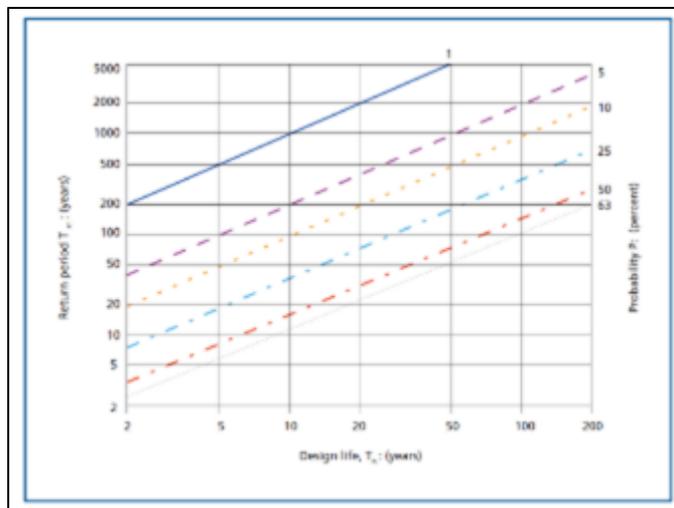


Figura 6: Probabilità di superamento di un evento con un determinato tempo di ritorno T durante N anni

5.2.2 Distribuzione TCEV

Tra le diverse metodologie da adottare per la rappresentazione degli eventi estremi è stato scelto il modello probabilistico a quattro parametri TCEV (Two Component Extreme Value) in quanto l'impiego di una distribuzione multiparametrica può fornire stime accurate per gli eventi di precipitazione breve e intensa. L'utilizzo di questa distribuzione richiede però di disporre di un'informazione idrologica consistente, e quindi di operare su territori a dimensione regionale, affinché sia possibile effettuare determinazioni affidabili dei valori dei parametri. L'argomento è stato oggetto di recenti indagini basate sulla TCEV, condotte nell'ambito di un programma di ricerca VAPI (Valutazione delle Piene in Italia) promosso dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche. La stima dei parametri della TCEV a tre livelli di regionalizzazione è descritta nelle pubblicazioni Deidda e Piga (1998) e Deidda et al. (2000) e di seguito viene riportata una sintesi delle equazioni utilizzate, trascurando la trattazione teorica dei tre livelli di regionalizzazione per cui si può fare riferimento alle due pubblicazioni sopra citate.

Per la determinazione della pioggia critica lorda si utilizzano pertanto le curve di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h = a \cdot t^n$$

dove i parametri della curva, $a(T)$ ed $n(T)$, vengono definiti per tre Sotto Zone Omogenee della Sardegna (SZO) (Figura 7) per durate minori e maggiori di 1 ora e per tempi di ritorno maggiori di 10 anni.

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

$$\mu = a1 \cdot t^{n1}$$

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

$$a_1 = mg / (0.886 \cdot 24^{n_1}) \quad n_1 = -0.493 + 0.476 \log_{10} mg$$

La pioggia indice giornaliera mg può ricavarsi dalla carta delle isoiete o dagli annali idrologici.

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

$$h = \mu(t) \cdot KT(t) = (a_1 \cdot a_2) \cdot t^{(n_1+n_2)}$$

dove i coefficienti a_2 e n_2 si determinano con differenti relazioni per diversi T e t e per le tre sottozone della Sardegna.

I coefficienti a_2 e n_2 variano non solo in base alla zona, ma anche per durate inferiori o superiori all'ora secondo le seguenti relazioni:

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

SZO 1 $a_2 = 0.66129 + 0.85935 \log_{10} T$; $n_2 = -1.8438 \cdot 10^{-4} - 1.3539 \cdot 10^{-2} \log_{10} T$

SZO 2 $a_2 = 0.64597 + 0.89777 \log_{10} T$; $n_2 = -5.6073 \cdot 10^{-3} + 7.0047 \cdot 10^{-4} \log_{10} T$

SZO 3 $a_2 = 0.62235 + 0.95656 \log_{10} T$; $n_2 = -2.4882 \cdot 10^{-2} + 4.5884 \cdot 10^{-2} \log_{10} T$

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

SZO 1 $a_2 = 0.46420 + 1.0376 \log_{10} T$

$n_2 = -0.18448 + 0.22960 \log_{10} T - 3.3216 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2$ (per $t \leq 1$ ora)

$n_2 = -1.0469 \cdot 10^{-2} - 7.8505 \cdot 10^{-3} \log_{10} T$ (per $t \geq 1$ ora)

SZO 2 $a_2 = 0.43797 + 1.0890 \log_{10} T$

$n_2 = -0.18722 + 0.24862 \log_{10} T - 3.6305 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2$ (per $t \leq 1$ ora)

$n_2 = -6.3887 \cdot 10^{-3} - 4.5420 \cdot 10^{-3} \log_{10} T$ (per $t \geq 1$ ora)

SZO 3 $a_2 = 0.40926 + 1.1441 \log_{10} T$

$n_2 = -0.19060 + 0.26448 \log_{10} T - 3.8969 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2$ (per $t \leq 1$ ora)

$n_2 = 1.4929 \cdot 10^{-2} + 7.1973 \cdot 10^{-3} \log_{10} T$ (per $t \geq 1$ ora)

Come indicato nella seguente illustrazione il territorio di Bonorva è inserito nella 1 SZO, pertanto le relazioni considerate sono quelle evidenziate relative alla Sottozona SZO1 per tempi di ritorno superiori a 10 anni.

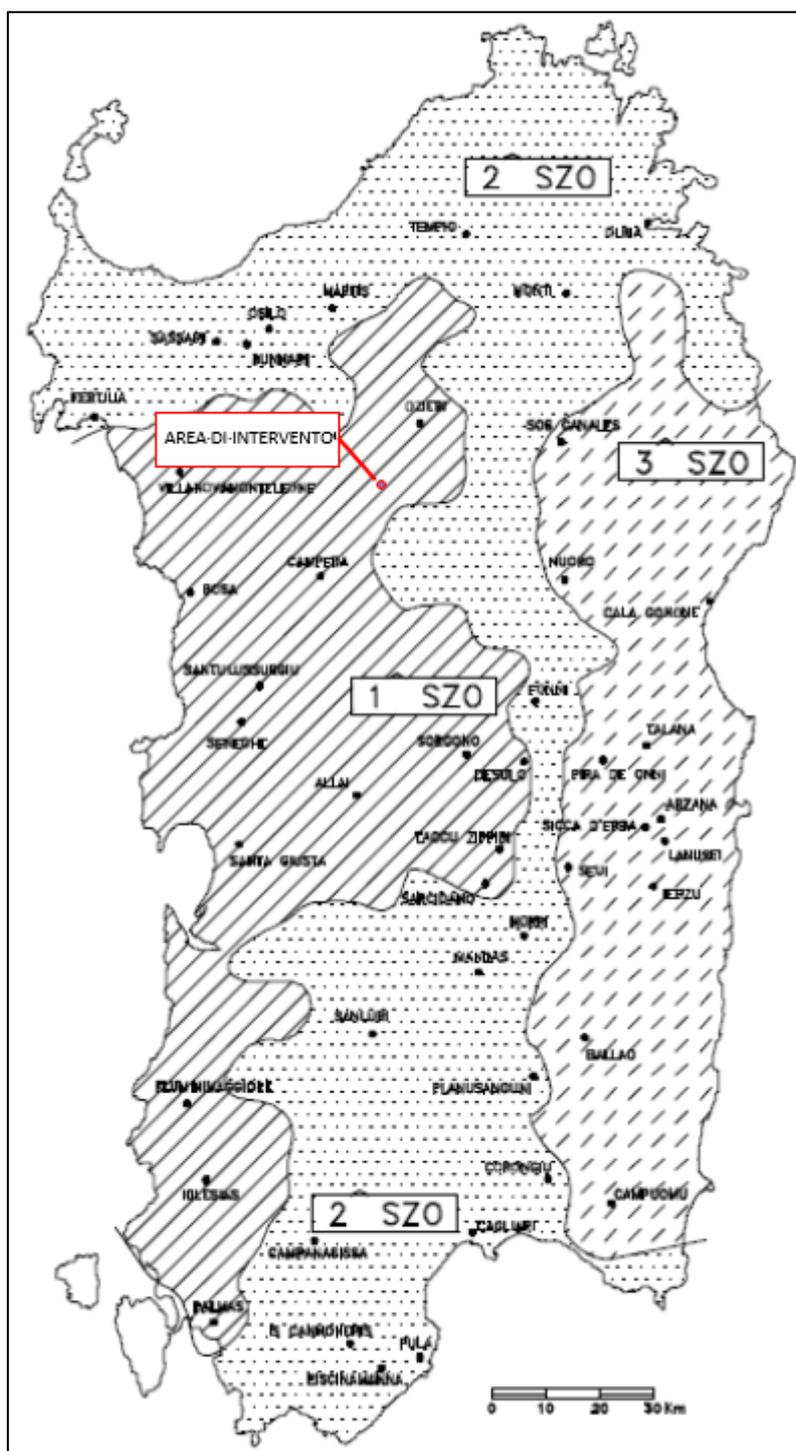


Figura 7: Definizione delle tre sottozone TCEV nel territorio regionale della Sardegna

Mediante l'applicazione delle relazioni precedentemente descritte si ottengono le curve di possibilità pluviometrica per l'area in oggetto.

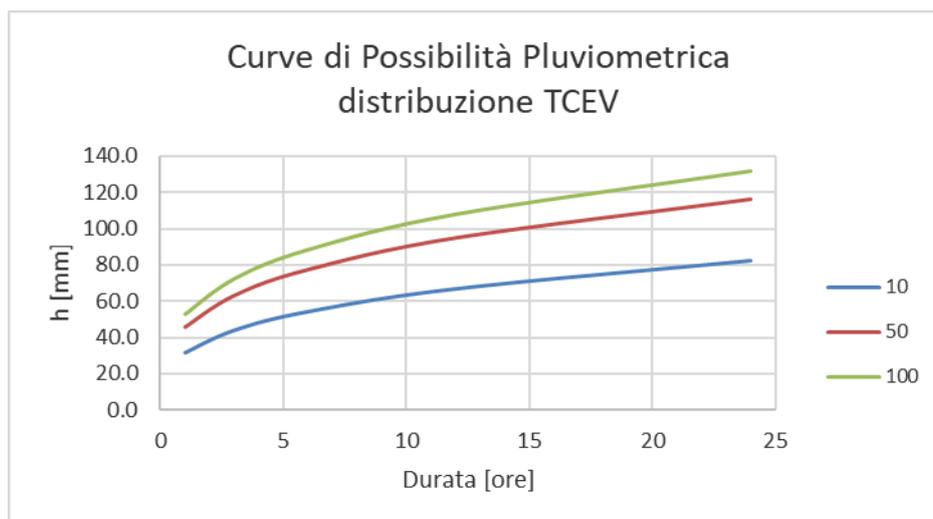


Figura 8: Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

Tabella 2: Altezze di precipitazione per diversi tempi di pioggia t_c e tempi di ritorno T_R

H (t_c, T_R)		t_c (ore)				
		1	3	6	12	24
Tr (anni)	10	31.5	43.8	54.1	66.6	82.2
Tr (anni)	50	46.1	63.5	77.8	95.2	116.5
Tr (anni)	100	52.6	72.3	88.3	107.9	131.9

La durata della precipitazione di progetto viene fatta considerando il tempo di corrivazione del bacino che sottende la sezione di chiusura dell'area drenata.

Come precedentemente detto sono stati individuati 4 bacini idrografici. Si considererà il bacino di maggiori dimensioni per determinare la precipitazione di progetto, che corrisponde al bacino che comprende l'intera area 3 e la cui sezione di chiusura ricade sul Rio Nuschesos.

Il bacino così definito presenta una superficie complessiva di circa 10.35 kmq e una pendenza media del 8,5%. L'asta considerata presenta una lunghezza di 4.95 km ed una pendenza media del 6.9%.

Per la definizione del tempo di corrivazione, e conseguentemente del tempo di precipitazione di progetto, si è fatto riferimento alle caratteristiche del bacino sopra riportate.

I parametri descrittivi dei bacini ai fini della valutazione della piena sono:

- superficie del bacino S [km²]
- lunghezza dell'asta principale L [km]

- pendenza media dell'asta principale J [m/m]
- altitudine media del bacino Hm [m s.l.m.]
- quota della sezione terminale Ho [m s.l.m.]
- quota massima del bacino Hx [ms.l.m.]

I parametri principali del bacino di riferimento sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 3: Dati bacino di riferimento.

Bacino	Superficie	Lunghezza asta principale	Pendenza asta principale	Quota massima	Altitudine media	Quota della sezione di chiusura
Canale de Chirigu Cossu	S	L	J	Hx	Hm	Hb
	[kmq]	[km]	[%]	[m slm]	[m slm]	[m slm]
	10.35	4.95	6.9	471.9	402.2	348.1

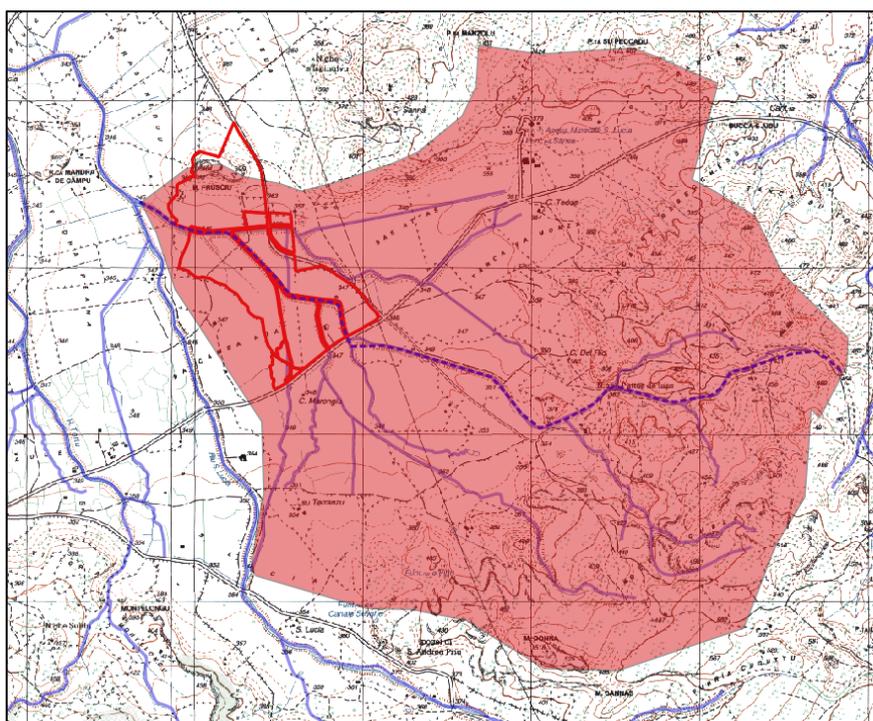


Figura 9: Bacino di riferimento del Rio Nuschesos

Il tempo di corrivazione Tc può essere stimato facendo riferimento a diverse espressioni empiriche che forniscono le seguenti stime:

- Viparelli: $T_c = L / (3.6 V)$ (considerando $V = 1 \text{ m/s}$).

- Viparelli: $T_c = L / (3.6 V)$ (considerando $V = 1,5 \text{ m/s}$).
- Ventura: $T_c = 0.1272 (S/i)^{0.5}$
- Giandotti: $T_c = (1.5 L + 4 S 0.5) / (0.8 (H_m - H_o)^{0.5})$
- Pasini: $T_c = 0.108 ((S L)^{1/3}) / J^{0.5}$
- Soil Conservation Service: $T_c = 0.00227 (1000 L)^{0.8} [(1000/CN) - 9]^{0.7} (100 * J_b)^{-0.5}$
- progetto VAPI: $T_c = 0.212 S^{0.231} (H_m/J)^{0.289}$

Dall'elaborazione dei dati si ottengono le seguenti valutazioni del tempo di corrivazione T_c :

Tabella 4: Tempo di corrivazione

Tempo di corrivazione	Durata	Durata
T_c	[h]	[hh:mm]
Viparelli (v=1.0m/s)	1.376	01:22 h.
Viparelli (v=1.5m/s)	0.917	00:55 h.
Ventura	1.558	01:33 h.
Giandotti	3.355	03:21 h.
Pasini	1.527	01:31 h.
SCS	18.863	18:51 h.
VAPI	4.457	04:27 h.
T_c adottato	1.376	01:22 h.

Per il progetto in questione, valutata la dimensione e le caratteristiche delle aree in oggetto, si è scelto di utilizzare la formula di Viparelli con (v=1.0m/s), ottenendo un tempo di corrivazione di **1.376 ore** (pari a circa 1 ora e 22 minuti).

Dalle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, per un **tempo di ritorno T = 50 anni** e per una durata di precipitazione pari al tempo di corrivazione **t= 1.376 h. = 1:22 minuti** otteniamo un'altezza di precipitazione di **50.6 mm**, corrispondente ad una **intensità oraria di 36.8 mm/h**.

La valutazione delle portate da regimare è stata calcolata sulle effettive aree drenate, nelle quali ricade l'installazione dei pannelli fotovoltaici.

5.3 Metodo razionale

Il metodo razionale, detto anche cinematico, fornisce la portata di piena tramite l'espressione:

$$Q = \Phi ARF S H / (3.6 T_c)$$

nella quale:

- Φ rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie
- ARF (Areal Reduction Factor - Coefficiente di Riduzione Areale) esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno
- T_c è il tempo di corrivazione espresso in ore
- S la superficie del bacino in kmq
- H è l'altezza di precipitazione, in mm, che cade in un punto del bacino in una durata pari a T_c con l'assegnato Tempo di ritorno
- Q la portata di piena in mc/s.

Le ipotesi su cui si basa la formula sono le seguenti:

- l'intensità di pioggia è costante su tutto il bacino nell'intervallo di tempo considerato;
- il coefficiente di deflusso medio del bacino rimane costante nell'intervallo di tempo considerato;
- il tempo di ritorno della piena è pari a quello dell'evento di pioggia;
- la portata massima alla sezione di chiusura si verifica dopo un intervallo di tempo a partire dall'inizio dell'evento piovoso pari al tempo di corrivazione.

5.4 Coefficiente di deflusso ϕ

Il coefficiente Φ può essere stimato col metodo del Curve Number (CN) secondo cui vale:

$$\Phi = (H - 0.2 S)^2 / (H(H + 0.8 S)) \quad \text{con } S = 254 (100/CN - 1)$$

in cui il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale.

Dal Geoportale della regione Sardegna è possibile scaricare e consultare la carta di uso del suolo, per la cui area in progetto riporta diverse classificazioni. La legenda usata per la classificazione dell'uso del suolo è quella del Corine Land Cover.

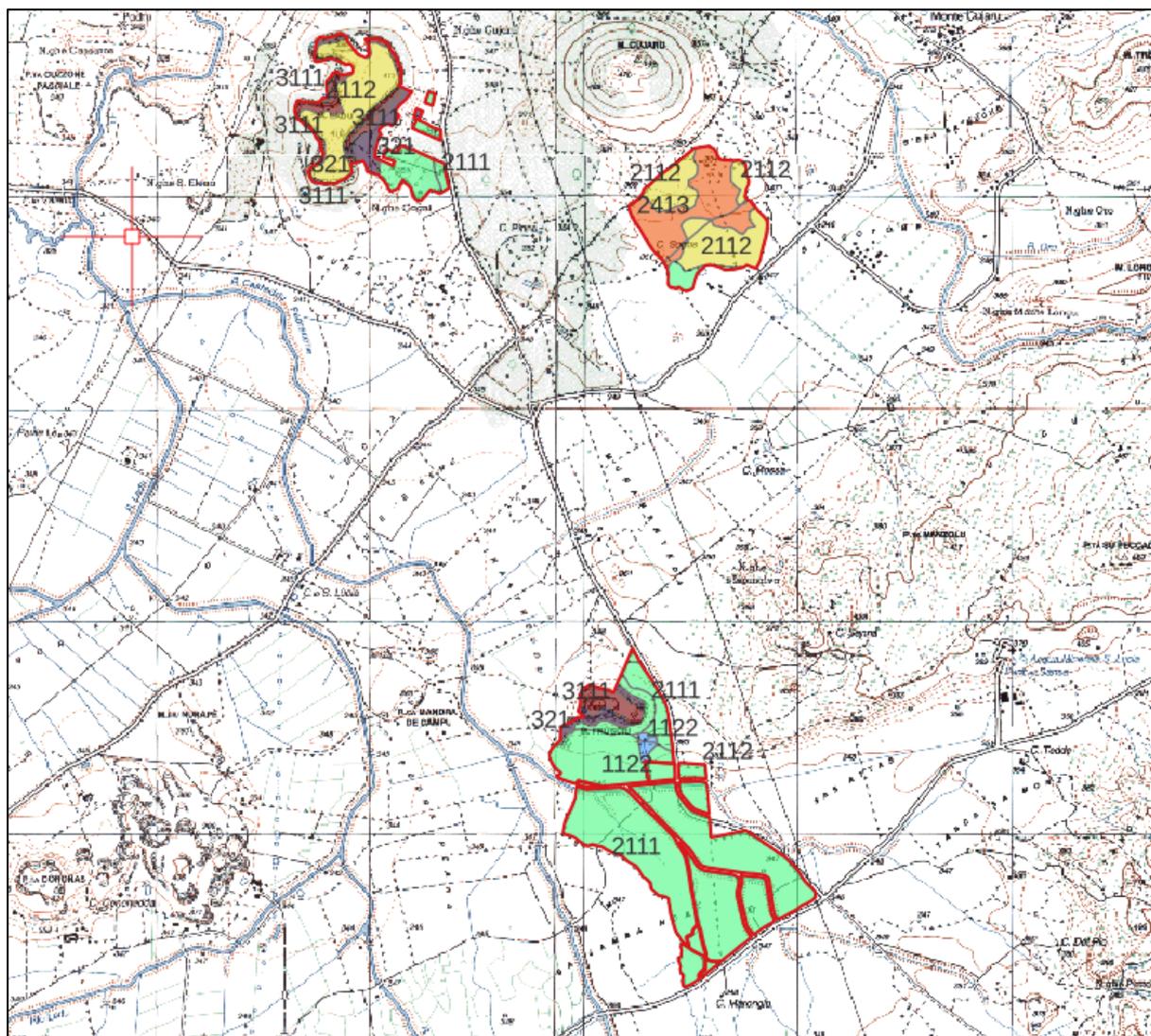


Figura 10: Estratto Carta dell'uso del suolo della Regione Sardegna 2008 (Corine Land Cover, 2008).

Dalla classificazione del Curve Number SCS riportata dal geoportale Regione Sardegna si possono ricavare i valori di CN per la classe di uso del suolo e per la tipologia di terreno, ricavata dalla relazione geologica sulle indagini effettuate in sito.

Il valore del CN varia anche in funzione delle caratteristiche idrologiche del suolo, in relazione alla maggiore o minore permeabilità del substrato (tipi idrologici A-B-C-D).

Tabella 5: Classificazione del Curve Number

CO-DICE	TIPO TERRENO	VALORI CN				SUPERFICI ALL'INTERNO DEL BACINO				CN MEDI PESATI	
		A	B	C	D	CN_A	CN_B	CN_C	CN_D	CN II	CN III
321	aree a pascolo naturale	49	69	79	84	0.63	0.00	0.00	4.90	80	90
1122	fabbricati rurali	59	74	82	86	0.55	0.00	0.29	0.00	67	82
2111	seminativi in aree non irrigue	61	73	81	84	68.70	0.00	4.19	2.54	63	80
2112	prati artificiali	68	79	86	89	20.16	0.00	6.24	0.00	72	86
2413	colture temporanee associate ad altre colture permanenti	64	73	79	82	2.00	0.00	10.67	0.00	77	88
3111	boschi di latifoglie	36	60	73	79	4.20	0.00	0.00	4.25	58	76

Da cui si ricavano i seguenti valori medi sul bacino:

Tabella 6: Valori medi CN bacino

CO-DICE	TIPO TERRENO	VALORI CN				SUPERFICI ALL'INTERNO DEL BACINO				CN MEDI	
		A	B	C	D	CN_A	CN_B	CN_C	CN_D	CN II	CN III
	VALORI MEDI CN DEL BACINO	61	0	81	82	96.24	0.00	21.39	11.69	66.6	82

La media pesata dei CN per l'area in progetto ha restituito un valore pari a **CN = 66.6**.

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 ACMIII il CN III corrispondente valutato con la seguente espressione:

$$CN\ III = (23 * CN) / (10 + 0.13 * CN)$$

Che nel caso specifico assume un valore pari a **CNIII = 82**.

Il coefficiente Φ assume però, con questa metodologia, valori eccessivamente bassi, vista la ridotta durata delle precipitazioni e delle aree.

Si propende quindi all'utilizzo della correlazione da letteratura SCS-CN con il coefficiente di afflusso di seguito riportata.

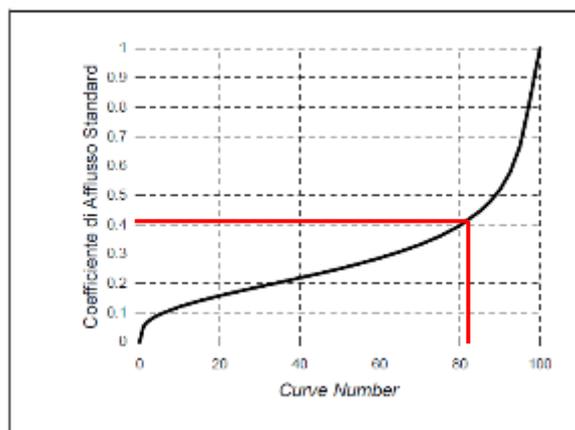


Figura 11: Relazione CN/Coefficiente di deflusso

In virtù delle proprietà del terreno esistente, il parametro Φ è stato assunto pari a **0,42**.

Valutazione post-operam.

In merito alle aree prevalentemente permeabili è stato valutato l'impatto dell'installazione delle strutture.

L'interasse fra le strutture dei pannelli sarà di circa 7.5 m. Il progetto prevede l'impiego di una struttura metallica di tipo fisso con fondazione su pali infissi nel terreno ed in grado di esporre il piano ad un angolo di tilt pari a 23°. L'altezza minima dei pannelli sarà di 1,45 m (rispetto al piano di campagna) mentre l'atrezza massima sarà di 3.35 m (rispetto al piano di campagna).

Si ritiene che durante un evento intenso con tempo di ritorno pari a quello di progetto, la capacità di infiltrazione, così come le caratteristiche di permeabilità del terreno, delle aree di intervento non siano modificate dall'installazione dei pannelli.

Analogamente si può affermare delle platee di appoggio delle cabine elettriche in quanto incidenti su un'area trascurabile rispetto all'intera area d'impianto.

Ciononostante, volendo cautelativamente ipotizzare una perdita di capacità di infiltrazione delle acque meteoriche, si è valutata arealmente l'incidenza e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle eventuali acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili; tale valutazione è stata condotta sulla base di precedenti studi internazionali (rif. "Hydrologic response of solar farm", Cook, Lauren, Richard - 2013 – American Society of Civil Engineers) improntati su un modello concettuale di impatto che simula il modulo idrologico tipo di impianto come costituito da un'area di installazione pannelli ed un'area di interfila.

L'area di interfila presenta una capacità di infiltrazione immutata, ossia non influenzata dall'installazione.

Il modello schematizza l'area interessata dalle strutture (Area di proiezione coperta dalle strutture) come composta al 50% da una sezione "Wet" con capacità di infiltrazione immutata (ossia non

influenzata dall'installazione) e al 50% da una sezione "dry" che si assume a favore di sicurezza come non soggetta ad infiltrazione diretta, e quindi con coefficiente di deflusso pari a 1.

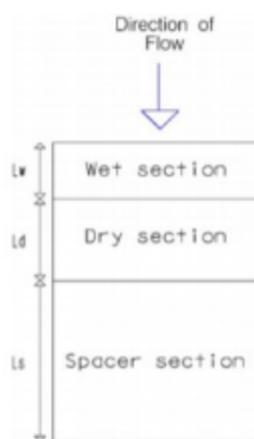


Figura 12: modulo tipo descrivente il modello concettuale idrologico dell'installazione di strutture fotovoltaiche su pali infissi comprendente l'area pannelli e l'area di interfila (Fonte: Hydrologic response of solar farm Cook 2013 American Society of Civil Eng)

Nel calcolo della pioggia netta è stato quindi calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale sull'area d'impianto base delle precedenti assunzioni.

Tabella 7: Valutazione coefficiente di deflusso post operam a scala d'impianto

Grandezza	Simbolo	Valore	udm
Area totale impianto	S	117.70	[ha]
Area coperta da moduli	s	31.68	[ha]
Area dry	50% di s	15.84	[ha]
Area totale wet	S-50% s	101.86	[ha]
coeff. Deflusso area wet	Φ wet	0.42	-
coeff. Deflusso area dry	Φ dry	0.90	-
Media pesata Coeff deflusso	Φ	0.48	-

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

5.5 Coefficiente di riduzione areale

Per la stima del coefficiente ARF si possono utilizzare le Formule di Wallingford:

$$ARF = 1 - (0.0394 S^{0.354}) T_c (-0.40 + 0.0208 \ln(4.6 - \ln(S))) \text{ per } S < 20 \text{ km}^2$$

$$ARF = 1 - (0.0394 S^{0.354}) T_c (-0.40 + 0.003832 (4.6 - \ln(S))) \text{ per } S > 20 \text{ km}^2$$

Data la limitata estensione delle aree utilizzate i calcoli restituiscono un valore prossimo all'unità. Pertanto il coefficiente ARF viene assunto cautelativamente pari a 0.9.

5.6 Trasformazione afflussi-deflussi - stima delle portate di progetto

La presenza di diversi compluvi naturali che attraversano l'area di impianto, soprattutto in zona 3, limita fortemente la lunghezza dei percorsi di corrivazione, favorendo la concentrazione delle portate e limitando i fenomeni di ristagno. La conformazione del terreno renderà quindi necessario intervenire con la creazione di canalizzazioni per favorire la regimazione del drenaggio superficiale per convogliare le portate verso i recapiti naturali.

Laddove non sono presenti recapiti naturali su cui riversare le portate, si è optato per delle opere di drenaggio per consentire lo smaltimento delle precipitazioni nel sito stesso.

Le diverse aree presentano caratteristiche peculiari che determinano un differente approccio nella regimazione delle acque meteoriche; in particolare in parte dell'area di impianto la vicinanza delle linee di compluvio, la brevità dei percorsi di corrivazione e la giacitura dei piani di campagna rendono impossibile la concentrazione dei flussi in scorrimento superficiale se non in corrispondenza del reticolo esistente, rendendo così superfluo il tracciamento delle canalette di deflusso.

Nell'area 1, si è ricorso alla realizzazione della rete di drenaggio soprattutto nella parte meridionale, convogliando le portate verso un bacino di infiltrazione, in quanto nei pressi dell'area non è presente un corpo idrico ricettore. Sull'altipiano, ad eccezione di un unico canale a protezione della strada, non si prevede di realizzare una rete di drenaggio in quanto la conformazione del terreno e la posizione rialzata, consentono un allontanamento diffuso delle acque di precipitazione. Non si ritiene pertanto opportuno intervenire con opere di regimazione delle portate e alterare il naturale deflusso superficiale.

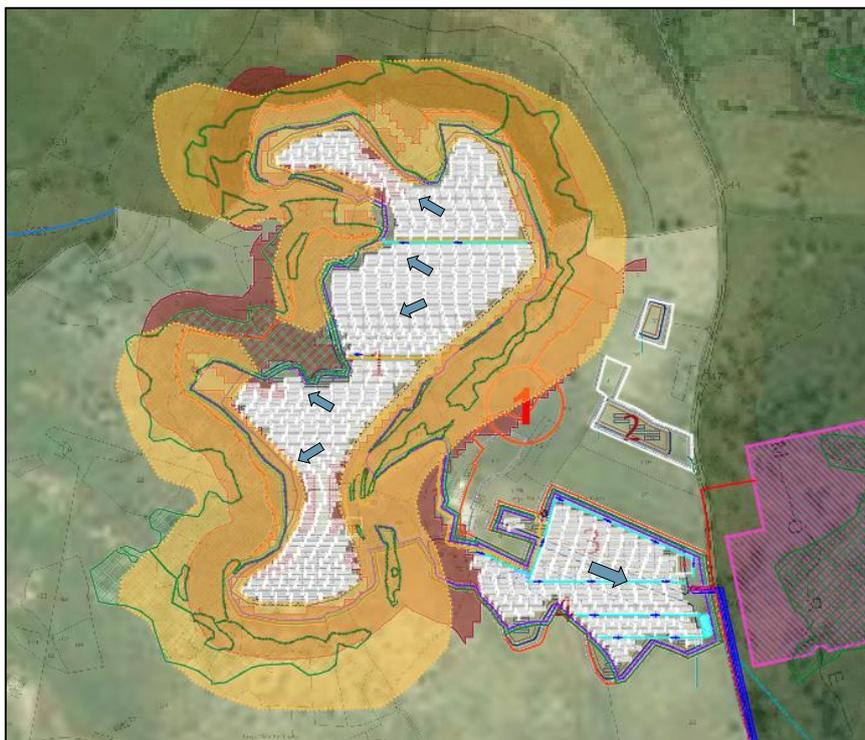


Figura 13: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 1

In area 2 si prevede la realizzazione di un reticolo di dreno e sfruttare il corso idrico presente nell'area meridionale dell'installazione.

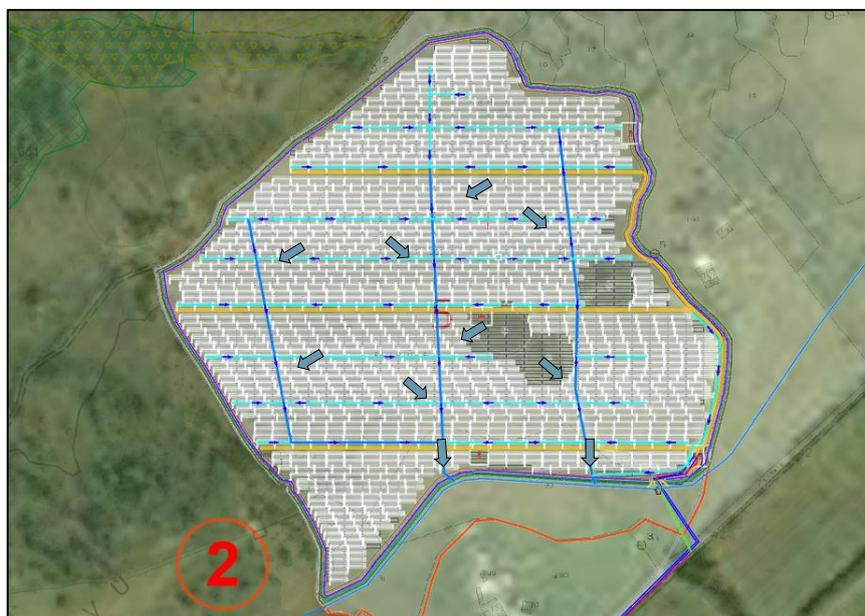


Figura 14: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 2

L'area 3 è fortemente interessata dalla presenza di corsi idrici, che già oggi raccolgono le acque meteoriche di ruscellamento dell'area. Si prevede pertanto di realizzare una serie di canalizzazioni

onde evitare fenomeni di ristagno e favorire l'infiltrazione e l'allontanamento delle acque meteoriche dall'area di installazione. Nell'area nord, non essendo presente un corpo idrico recettore, si prevede la realizzazione di un'opera di drenaggio.

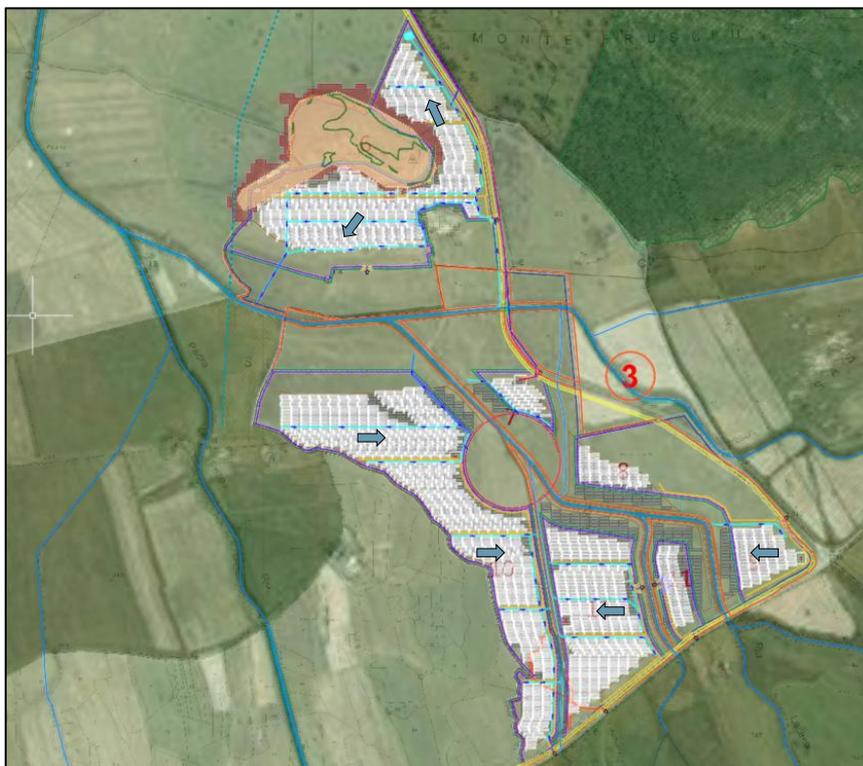


Figura 15: Rappresentazione delle aree scolanti e delle direttrici di deflusso Area 3

Per calcolare le portate di scolo relative all'aree drenante si è determinata per ognuna di esse l'evento critico, cioè l'evento meteorico che produce la massima portata al colmo (portata critica). A tal fine si è adottato, come precedentemente detto, il modello razionale.

Le opere di mitigazione si inseriscono nel progetto più articolato del sistema di regimazione idraulica del sito di intervento.

In particolare, oltre al classico approccio di drenaggio delle acque meteoriche, in cui il principale obiettivo è l'allontanamento delle acque dal sito, nel presente progetto sono state utilizzate tecniche di progettazione a basso impatto, che integrano il sistema di drenaggio classico con sistemi distribuiti di infiltrazione delle acque e laminazione delle portate.

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.

A tal fine si prevede l'utilizzo di:

- Fossi di scolo in terra;
- Bacini di drenaggio.

Al fine di garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche anche in corrispondenza degli eventi meteorici critici l'area sarà dotata di una rete di scolo costituita da canalette in terra appositamente dimensionate e disposte in modo da assicurare la corretta e tempestiva evacuazione delle portate e scongiurare la formazione di ristagni.

La rete di dreno sarà costituita da due ordini di canalizzazioni (Canalette primarie e secondarie), da e da elementi di convoglio delle acque nel reticolo naturale preesistente che già oggi veicola le medesime a valle del sito d'impianto.

Nel presente studio idraulico sono stati esaminati inoltre i profili di invarianza idraulica e idrologica legati all'intervento in progetto. Infatti, rifacendosi alla direttiva CE 2007/60, è necessario verificare che a seguito di un intervento, le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree interessate dall'intervento nei ricettori naturali o artificiali di valle non siano maggiori di quelle preesistenti, assicurare cioè la cosiddetta "Invarianza Idraulica e idrologica" del sito.

A tal fine si rileva che gli interventi previsti possono essere classificati come interventi con Trascurabile impermeabilizzazione potenziale del terreno; in questi casi, data l'esigua quota parte di superficie interessata dalla trasformazione dell'uso del suolo (da Permeabile a Impermeabile), in linea di massima i benefici conseguibili in termini di compensazione dei deflussi non giustificano gli oneri connessi alla previsione di specifiche opere di compensazione. sarà pertanto sufficiente adottare buoni criteri costruttivi delle reti di dreno assicurando adeguato margine di franco nel dimensionamento delle sezioni, riducendo le superfici impermeabili, quali le superfici di viabilità, adottando opportuni criteri realizzativi, quali ad esempio quelli che favoriscano gli effetti di infiltrazione e laminazione delle portate.

A maggior cautela si prevede quindi di sovradimensionare la rete di dreno rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco, realizzando nei canali volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle portate in occasione dei picchi di pioggia. A tal fine in corrispondenza dei tiranti idrici massimi, nelle sezioni sarà assicurata un adeguato franco idraulico nelle luci della rete di dreno.

Queste previsioni consentono di non considerare alcuna variazione nel calcolo della portata nelle condizioni di progetto rispetto alla situazione ante operam.

I dati sopraesposti completano il quadro conoscitivo generale utile all'impostazione dello studio idraulico, composto da una fase di acquisizione e archiviazione dei dati territoriali e cartografici, di valutazione del livello di degrado, di antropizzazione e di caratterizzazione topografica e geometrica.

Nel caso in esame, valutate attentamente le condizioni di applicabilità dei differenti modelli di moto, si condurranno le verifiche in condizioni di moto uniforme sulle canalette in progetto con maggiore portata, nelle loro differenti configurazioni di pendenza al fine di verificarne la funzionalità idraulica sia in termini di portata sia in termini di velocità.

La rete di dreno principale si sviluppa per 1550 m, raccogliendo le acque trasportate dalla rete primaria prima di convogliarla verso il reticolo idrografico esistente, distribuendo l'immissione sui punti di recapito.

La rete secondaria, che raccoglie direttamente le acque di ruscellamento superficiale, si sviluppa per 9300 metri, integrandosi profondamente all'interno dell'area di installazione dei pannelli, al fine di limitare il più possibile il ruscellamento superficiale e i fenomeni erosivi.

Come precedentemente esposto, la valutazione dei volumi di deflusso per ciascuna area è stata effettuata considerando una precipitazione critica di progetto con tempo di ritorno di 50 anni.

I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 8: Valutazione deflussi ante operam e post operam

Bacino	Area	ARF	Altezza precip. netta	Intensità netta	Coeff ante operam	Portata ante operam	coeff post operam	portata post operam
	[ha]	-	[mm]	[mm/h]	-	[mc/s]	-	[mc/s]
A1	26.81	1.0	50.6	36.8	0.42	1.15	0.48	1.32
A2	27.63	1.0	50.6	36.8	0.42	1.19	0.48	1.36
A3	69.89	1.0	50.6	36.8	0.42	3.00	0.48	3.43

Lo stato post-operam mostra un incremento dei picchi di deflusso nell'area d'impianto pari a circa l'14%; l'incremento è principalmente dovuto all'aumento del coefficiente di deflusso nello scenario più critico di terreno saturo causato dalla copertura parziale del terreno dovuta alla presenza dei pannelli.

Dal confronto ante-operam/post operam emerge che l'aumento di portate al colmo nell'area d'impianto sarà compatibile con la rete di drenaggio esistente e con le portate stimate.

Tenuto inoltre conto che l'analisi dei deflussi effettuata a scala di bacino ha restituito un incremento dei deflussi dello 1.6%, si ritiene pertanto che, alla luce di tali analisi, gli interventi non producano impatti significativi sull'assetto idrologico del bacino.

6 VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili costituiti da canalette in terra porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- Riduzione dei fenomeni di ristagno superficiale sull'area di installazione dei pannelli;
- Riduzione dei fenomeni di ruscellamento ed erosione del versante;
- Realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- Rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;

Al fine di garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche anche in corrispondenza degli eventi meteorici critici l'area sarà dotata di una rete di scolo costituita da canalette in terra appositamente dimensionate e disposte in modo da assicurare la corretta evacuazione delle portate e scongiurare la formazione di ristagni nei tratti a lieve pendenza e l'insorgenza di fenomeni di ruscellamento ed erosione nei tratti a maggiore pendenza.

La rete di dreno sarà costituita da canalizzazioni e da elementi di convoglio delle acque nel reticolo naturale preesistente.

Le acque meteoriche saranno quindi allontanate mediante il convogliamento delle portate residue verso il reticolo idrografico principale che già oggi veicola le medesime a valle delle singole sezioni.

Nel presente studio idraulico sono stati esaminati inoltre i profili di invarianza idraulica e idrologica legati all'intervento in progetto. Infatti, rifacendosi alla direttiva CE 2007/60, è necessario verificare che a seguito di un intervento, le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree interessate dall'intervento nei ricettori naturali o artificiali di valle non siano maggiori di quelle preesistenti, assicurare cioè la cosiddetta "Invarianza Idraulica e idrologica" del sito.

A tal fine si rileva che gli interventi previsti possono essere classificati come interventi con trascurabile impermeabilizzazione potenziale del terreno; in questi casi, data l'esigua quota parte di superficie interessata dalla trasformazione dell'uso del suolo (da Permeabile a Impermeabile), in linea di massima i benefici conseguibili in termini di compensazione dei deflussi non giustificano gli oneri connessi alla previsione di specifiche opere di compensazione. sarà pertanto sufficiente adottare buoni criteri costruttivi delle reti di dreno assicurando adeguato margine di franco nel dimensionamento delle sezioni, riducendo le superfici impermeabili, quali le superfici di viabilità, adottando opportuni criteri realizzativi, quali ad esempio quelli che favoriscano gli effetti di infiltrazione e laminazione delle portate.

A maggior cautela si prevede quindi di sovradimensionare la rete di dreno rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco, realizzando nei canali volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle portate in occasione dei picchi di pioggia. A tal fine in corrispondenza dei tiranti idrici massimi, nelle sezioni sarà assicurata un adeguato franco idraulico nelle luci della rete di dreno.

Queste previsioni consentono di ipotizzare la costanza dei deflussi sulla rete esistente nelle condizioni ante operam e in quelle post operam.

I dati sopraesposti completano il quadro conoscitivo generale utile all'impostazione dello studio idraulico, composto da una fase di acquisizione e archiviazione dei dati territoriali e cartografici, di valutazione del livello di degrado, di antropizzazione e di caratterizzazione topografica e geometrica del sito.

Nel caso in esame, valutate attentamente le condizioni di applicabilità dei differenti modelli di moto, si condurranno le verifiche in condizioni di moto uniforme sulle canalette in progetto, nelle loro differenti configurazioni di pendenza al fine di verificarne la funzionalità idraulica sia in termini di portata sia in termini di velocità.

6.1 Analisi dei criteri di verifica dei sistemi di drenaggio

Il sistema per la regimazione delle acque meteoriche prevede la raccolta ed il convoglio delle acque di ruscellamento superficiale di parte del sito tramite un sistema costituito da canalette a cielo aperto che garantiscono il recapito delle acque meteoriche ai recettori esistenti.

Ai fini della verifica del funzionamento idraulico delle canalette è stato assunto un unico scenario che simula la situazione invernale per la quale è stata assunta la portata derivante dall'apporto della pioggia riferita alla massima superficie afferente ad una singola canaletta pari a 11.00 ha per la rete primaria e a 1.00 ha per la rete secondaria. La portata di deflusso di tale area sarà quindi utilizzata per la verifica idraulica della sezione nelle diverse configurazioni di pendenza comprese tra il valore massimo considerato pari al 8% ed il minimo pari all'1%.

Si riporta di seguito una rappresentazione schematica della canaletta di progetto.

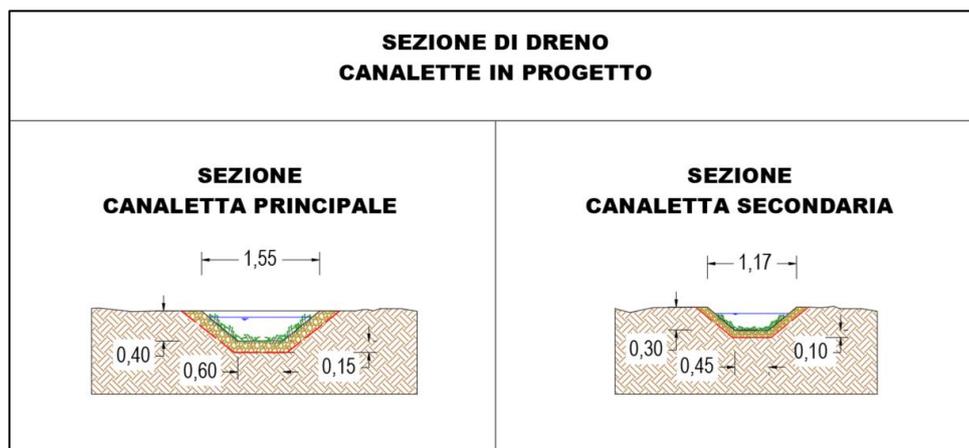


Figura 16: Schema canaletta di progetto

La sezione della canaletta è interessata dunque dalle acque superficiali convogliate dalla quota parte di terreno afferente individuato della superficie complessiva di circa 11.00 ha per la rete primaria e di 1.00 ha per la rete secondaria e convoglia la portata confluyente definita dal tempo di pioggia di progetto pari a 1 ora e 22 minuti, ricavato in relazione al tempo di corrivazione del bacino, e

dall'intensità di pioggia di progetto definita dagli studi idrologici sopra riportati in corrispondenza del tempo di ritorno $Tr=50$ anni e intensità netta risultante pari a 46,4 mm/h.

In tali condizioni le portate di verifica risultano pari a 0.45 mc/s per la rete primaria e 0.12 mc/s per la rete secondaria.

Tabella 9: Valutazione deflussi ante operam e post operam per le canalizzazioni

Bacino	Area	ARF	Altezza precip.	Intensità	Coeff ante operam	Portata ante operam	coeff post operam	portata post operam
	[ha]	-	[mm]	[mm/h]	-	[mc/s]	-	[mc/s]
PRIMARIA	11.00	1.0	50.6	36.8	0.42	0.47	0.48	0.54
SECONDARIA	1.00	1.0	50.6	36.8	0.42	0.04	0.48	0.05

La verifica della canaletta è stata condotta in relazione a sei diverse configurazioni di pendenza al fine di valutare le sollecitazioni in termini di riempimento e velocità in ciascuna condizione; in particolare nel caso in esame sono state condotte le verifiche per la pendenza pari a 8%; 5%, 2%; e 1% rappresentando così tutte le condizioni di moto previste nel comparto.

6.2 Caratteristiche del sistema di drenaggio delle acque di copertura

Le canalette di drenaggio sono costituite da semplici fossi di drenaggio ricavati sul terreno a seguito della sistemazione superficiale definitiva dell'area mediante la semplice sagomatura del terreno ed il posizionamento di un rivestimento eseguito con materiale grossolano e rinverdimento superficiale a protezione dell'erosione del fondo e delle scarpatine laterali.

La disposizione planimetrica delle canalette è stata studiata in relazione alla loro funzione, ubicando le canalette lungo il perimetro delle aree d'impianto e ad interdistanza pressoché costante all'interno delle aree di installazione al fine di scongiurare i fenomeni di ruscellamento incontrollato e nel contempo al fine di garantire la corretta confluenza delle acque verso le esterne e verso i bacini di drenaggio a valle.

L'infiltrazione nel terreno delle acque meteoriche, al fine di calmierare gli effetti di concentrazione idraulica e idrologica delle piogge, sarà garantita dalla presenza di graniglia nel greto delle canalette che, grazie alle loro caratteristiche, contribuiscono oltre che all'infiltrazione, anche al rallentamento delle portate, favorendo così il ripristino delle caratteristiche idrologiche e idrauliche della piena.

Come detto le acque raccolte dai fossi così dimensionati sono convogliate sul perimetro delle installazioni e verso i bacini di infiltrazione.

La rete di canali sarà sovradimensionata sia per far fronte ad una maggiore portata derivante da eventi piovosi con elevate intensità sia per creare ulteriori volumi di accumulo per le verifiche idrologiche.

6.3 Opere di drenaggio

La tipologia dell'opera di infiltrazione scelta è quella di "bacino di laminazione e di infiltrazione".

I bacini di infiltrazione consistono in aree rinverdate e depresse con tiranti idrici episodici massimi di 0.5 m. Le opere a verde di questo tipo prevedono il riutilizzo del terreno in sito e la messa a dimora di essenze vegetali arbustive che a titolo esemplificativo possono essere Prugnolo selvatico (*Prunus spinosa*), Ginestra (*Spartium junceum*), Perastro (*Pyrus pyraster*).

Questa tipologia di Sistemi gestione sostenibile (SuDS) è generalmente realizzata con forme differenti in funzione dell'estensione del bacino afferente e degli aspetti paesaggistico/architettonici.

Oltre ai vantaggi in materia idraulica già descritti precedentemente, la scelta di inserimento di questi bacini consentirà:

- Incremento biodiversità e dell'habitat con creazione di isole di rifugio per la fauna;
- Discrete rese di bioremediation soprattutto dovute a meccanismi di filtrazione e adsorbimento;
- Ridotta necessità di manutenzione.

Di seguito si riportano alcune immagini esemplificative dell'opera in oggetto



Figura 17: Immagini esemplificative di bacini di infiltrazione

In totale sono stati previsti 2 bacini con profondità dello strato drenante fino a circa 1.0 m, uno e per una superficie complessiva di 550 mq. Nello specifico il Bacino 1 ha una estensione di circa 250 mq; il Bacino 2 300 mq

Considerando le caratteristiche litologiche di cui alla relazione geologica, si è proceduto alla verifica della capacità di assorbimento del terreno assumendo un valore di permeabilità cautelativo pari a 2×10^{-4} m/s.

Gli esatti valori di permeabilità del substrato e la soggiacenza della falda andranno in ogni caso verificati in sede esecutiva, al fine di confermare il dimensionamento delle opere di dreno.

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

$$Q_f = k \cdot J \cdot A$$

Dove:

- Q_f è portata d'infiltrazione [m^3/s];
- K è permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];
- J è cadente piezometrica [m/m];
- A è superficie netta d'infiltrazione [m^2]

Si riesce in tal modo a smaltire complessivamente una portata di circa 82 l/s, considerando il sistema composto dai 2 bacini.

I lavori di realizzazione dei bacini di infiltrazione, comprendono l'asportazione del primo strato di terreno per una profondità di 0.20 m circa, scavo dell'area di infiltrazione per una profondità di circa 0.90 m, ricoprimento con primo strato di materiale grossolano per uno spessore di circa 0.30 m, stesura geotessuto e ricoprimento con 0,20 m di terreno per realizzazione copertura vegetativa.

Le aree di immissione dalle canalette di dreno devono essere protette contro l'erosione mediante realizzazione di scogliera o sistemazione di pietrame sciolto.

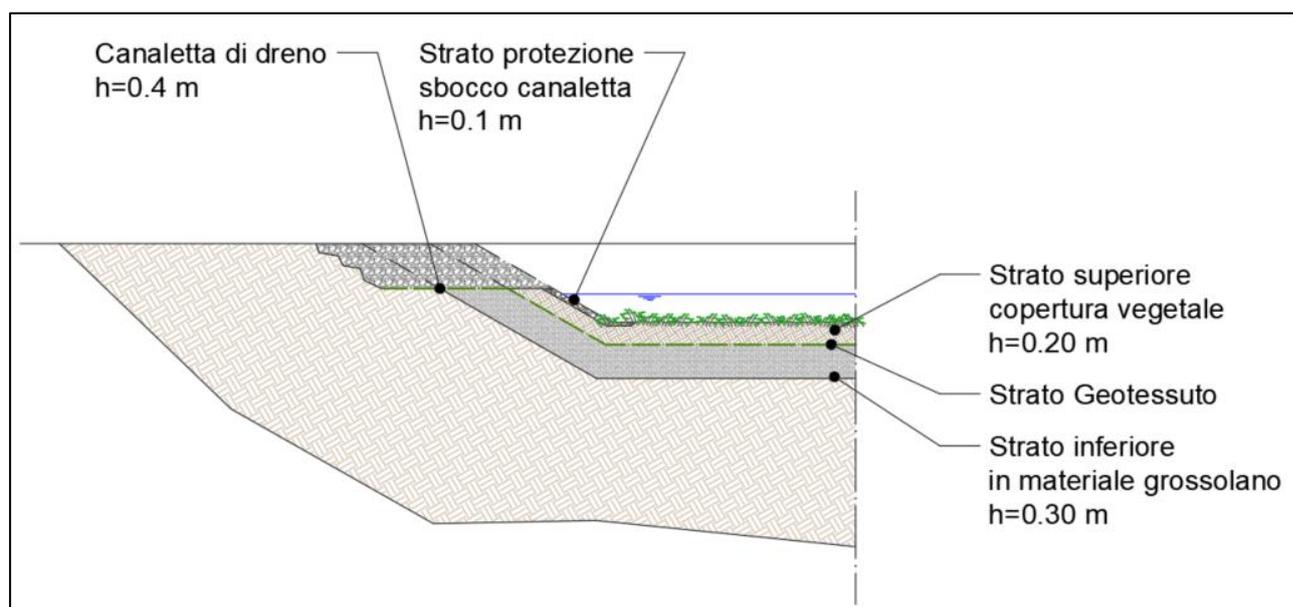


Figura 18: Sezione tipo bacino di dreno

6.4 Verifica idraulica in moto uniforme delle sezioni

Le condizioni di moto uniforme in un canale si determinano quando l'altezza d'acqua e la velocità si mantengono costanti nello spazio e nel tempo; la superficie libera, pertanto, risulta parallela al fondo.

La definizione di moto uniforme ha senso solo se il canale è prismatico.

Le caratteristiche cinematiche e dinamiche del moto uniforme saranno evidenziate nel quadro di riepilogo della verifica relativa a ciascuna sezione analizzata.

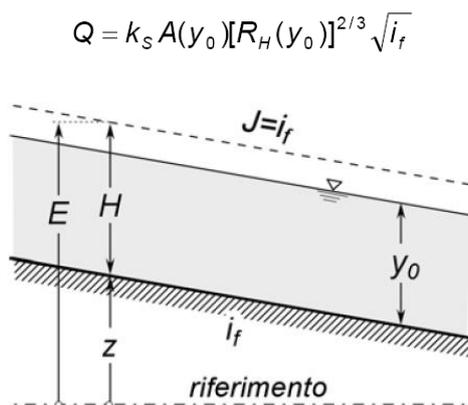


Figura 19: Riferimenti di calcolo del moto uniforme

Nel caso di sezione compatta, il legame tra la velocità (o la portata) e l'altezza d'acqua può essere espresso da una qualsiasi formula di moto uniforme. Qui, in particolare, si farà riferimento alla richiamata formula di Gauckler-Strickler in cui k_S è il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, A è l'area della sezione trasversale, R_H il raggio idraulico ($R_H = A/c$, essendo c il perimetro bagnato) e i_f la pendenza del fondo.

È importante osservare che se il canale non è prismatico e la portata è variabile lungo il percorso, non è possibile definire una condizione di moto uniforme.

Il coefficiente k_S dovrebbe pertanto essere una "misura" della scabrezza di parete. In realtà nel coefficiente k_S sono normalmente inglobati gli effetti dissipativi di molti fenomeni non inquadrabili come "attrito". Tra questi, sono da ricordare gli scambi trasversali di quantità di moto prodotti da variazioni geometriche della sezione, dalla presenza di curve, di forme di fondo, di vegetazione e gli effetti dissipativi associati ad instabilità superficiali; nel caso in cui la scabrezza non sia uniformemente distribuita lungo il contorno bagnato come, ad esempio, nel caso di un canale di sezione trapezia con sponde realizzate in materiale diverso da quello del fondo, è necessario stimare un coefficiente di resistenza equivalente k_{eq} in grado di descrivere il legame tra altezza y_0 e portata Q in queste particolari condizioni, si suddivide la sezione complessiva in sottosezioni ciascuna delle quali è delimitata da un contorno a scabrezza omogenea mentre la rimanente parte di contorno è tale per cui lungo lo stesso non si sviluppano sforzi tangenziali.

La progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche si basa sulla caratterizzazione idrologica riportata nei precedenti paragrafi. In particolare sono state identificate l'intensità, la durata e la frequenza delle precipitazioni di breve durata e forte intensità (eventi critici), in riferimento al tempo di ritorno T previsto dalla normativa, pari a 30 anni.

Il dimensionamento della rete è stato effettuato tramite il confronto tra la portata d'acqua generata dall'evento piovoso sulla superficie drenata dall'n – esimo collettore Q_{ci} (portata critica i – esima) e la portata che lo stesso è in grado di allontanare con un opportuno franco di sicurezza Q_{di} (portata di esercizio i – esima).

6.5 Riepilogo delle sezioni verificate

Di seguito le caratteristiche dimensionali delle canalette primarie e secondarie considerate per la verifica:

Tabella 10: Caratteristiche dimensionali canalette e portate di verifica rete di dreno primaria.

Sezione in verifica	Sezione 1.1	Sezione 1.2	Sezione 1.3	Sezione 1.4
Profilo di progetto	profilo di massima pendenza	profilo generico	profilo generico	profilo di minima pendenza
Tratto	Area di riferimento (11.0 ha)			
Tipo Sezione	Trapezia	Trapezia	Trapezia	Trapezia
Materiale	Terra	Terra	Terra	Terra
Caratteristiche Canale	Terra - con erba			
Base [m]	0.600	0.600	0.600	0.600
Altezza [m]	0.400	0.400	0.400	0.400
Inclinazione Pareti [°]	40°	40°	40°	40°
Pendenza di progetto	8.000%	5.000%	2.000%	1.000%
Parametro di Scabrezza	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler
Scabrezza (Consigliato 40)	40.00	40.00	40.00	40.00
Portata Q1 Verifica [mc/s]	0.100	0.100	0.100	0.100
Portata Q2 [mc/s]	0.200	0.200	0.200	0.200
Portata Q3 [mc/s]	0.300	0.300	0.300	0.300
Portata Q4 [mc/s]	0.400	0.400	0.400	0.400
Portata Q5 – Verifica [mc/s]	0.540	0.540	0.540	0.540
Portata Q6 [mc/s]	0.600	0.600	0.600	0.600
TIRANTE IDRICO A TR50	21 [cm]	24 [cm]	30 [cm]	36 [cm]
AREA BAGNATA	0.18 [mq]	0.21 [mq]	0.29 [mq]	0.37 [mq]
FRANCO IDRAULICO DESTINATO ALLA LAMINAZIONE (% riempimento rispetto al volume trasportato con TR50)	52%	59%	76%	91%

Tabella 11: Caratteristiche dimensionali canalette e portate di verifica rete di dreno secondaria

Sezione in verifica	Sezione 2.1	Sezione 2.2	Sezione 2.3	Sezione 2.4
Profilo di progetto	profilo di massima pendenza	profilo generico	profilo generico	profilo di minima pendenza
Tratto	Area di riferimento (1.0 ha)			
Tipo Sezione	Trapezia	Trapezia	Trapezia	Trapezia

Materiale	Terra	Terra	Terra	Terra
Caratteristiche Canale	Terra - con erba			
Base [m]	0.450	0.450	0.450	0.450
Altezza [m]	0.300	0.300	0.300	0.300
Inclinazione Pareti [°]	40°	40°	40°	40°
Pendenza di progetto	8.000%	5.000%	2.000%	1.000%
Parametro di Scabrezza	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler	Gauckler Strickler
Scabrezza (Consigliato 40)	40.00	40.00	40.00	40.00
Portata Q1 Verifica [mc/s]	0.010	0.010	0.010	0.010
Portata Q2 [mc/s]	0.020	0.020	0.020	0.020
Portata Q3 [mc/s]	0.030	0.030	0.030	0.030
Portata Q4[mc/s]	0.040	0.040	0.040	0.040
Portata Q5 [mc/s]	0.050	0.050	0.050	0.050
Portata Q6 [mc/s]	0.100	0.100	0.100	0.100
TIRANTE IDRICO A TR50	6 [cm]	7 [cm]	9 [cm]	11 [cm]
AREA BAGNATA/AREA SEZIONE	0.03 [mq]	0.04 [mq]	0.05 [mq]	0.07 [mq]
FRANCO IDRAULICO DESTINATO ALLA LAMINAZIONE (% riempimento rispetto al volume trasportato con TR50)	20%	23%	31%	37%

Il franco idraulico destinato alla laminazione delle portate di punta rappresenta un parametro di contenimento delle piene in relazione alla capacità di assorbimento del sistema, favorendo così l'invarianza idraulica complessiva della rete. Il volume espresso è in percentuale rispetto al volume istantaneo dell'acqua trasportata.

Si riportano di seguito le verifiche relative a ciascuna delle sezioni fin qui descritte.

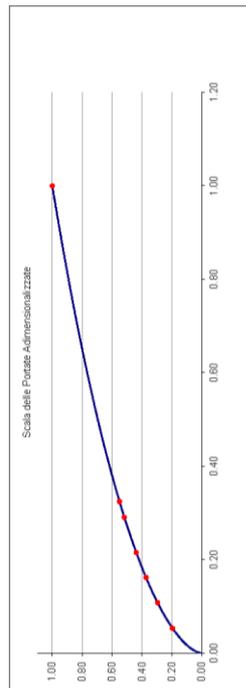
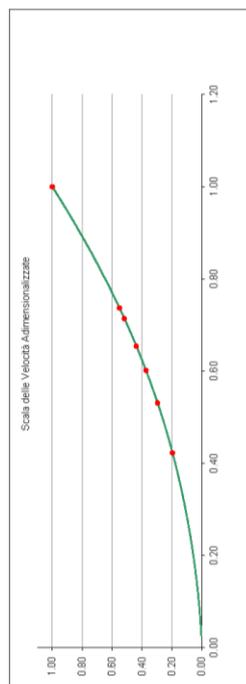
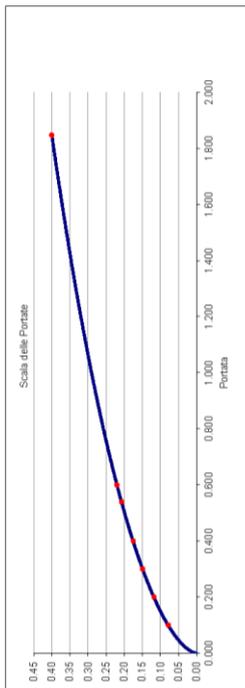
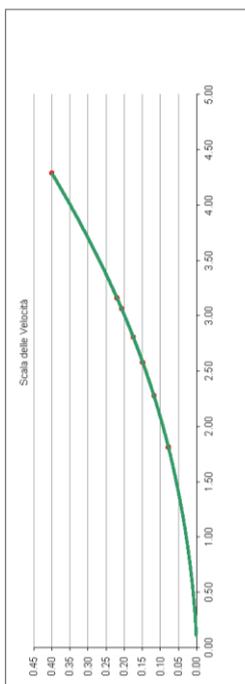
6.6 Scheda di verifica sezione 1.1

IMPIANTO FOTOVOLTAICO
 BONORVA
 Rete primaria - Sezione 1.1

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo primaria - profilo di massima pendenza - Sub-bacino Area A (S=11 ha)

Riepilogo dati sezione		Tipo sezione	
Portata di calcolo [mc/s]	Omax	B	0.60
Portata di progetto Q1	0.100	H	0.40
Portata di progetto Q2	0.200	a	40.00
Portata di progetto Q3	0.300	n	1.19
Portata di progetto Q4	0.400	f	8.00%
Portata di progetto Q5	0.540		Note: Nessuna
Portata di progetto Q6	0.600	ks	40.00
			Gauckler Strickler
			Scabrezza (Consigliato 40)

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.10 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.20 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.30 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.40 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.54 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.60 [mc/s])	Massima portata (Q= 1.85 [mc/s])
ID Portata		Portata di verifica Q1	Portata di verifica Q2	Portata di verifica Q3	Portata di verifica Q4	Portata di esercizio Qa(T=60)	Portata di verifica Q6	Omax
Portata di verifica	[mc/s]	0.10	0.20	0.30	0.40	0.54	0.60	1.85
percentuale riempimento	[%]	20%	30%	37%	44%	52%	55%	100%
Tirante idrico	[m]	0.08	0.12	0.15	0.16	0.21	0.22	0.40
Area bagnata	[mq]	0.05	0.09	0.12	0.14	0.18	0.19	0.43
Contorno bagnato	[m]	0.84	0.97	1.06	1.14	1.24	1.28	1.84
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.79	0.88	0.96	1.02	1.09	1.12	1.55
Raggio idraulico	[m]	0.06	0.09	0.11	0.12	0.14	0.15	0.23
c	[s]	25.31	26.80	27.64	28.23	28.85	29.08	31.39
Velocità del flusso	[m/s]	1.81	2.28	2.58	2.81	3.06	3.16	4.29
NVR	[%]	0.42	0.53	0.60	0.65	0.71	0.74	1.00
Q/Or	[%]	0.05	0.11	0.16	0.22	0.29	0.32	1.00



Relazione idraulica

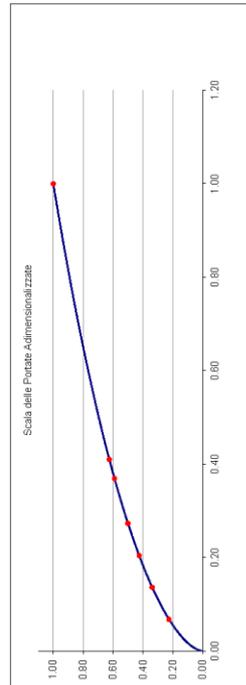
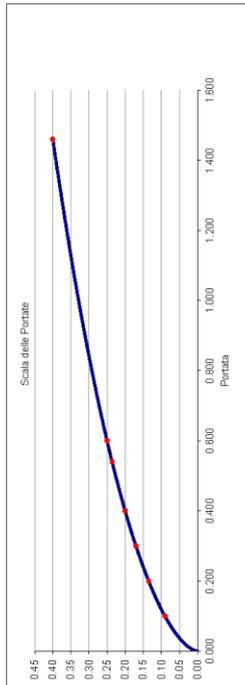
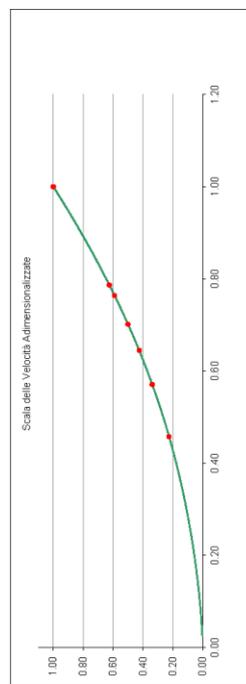
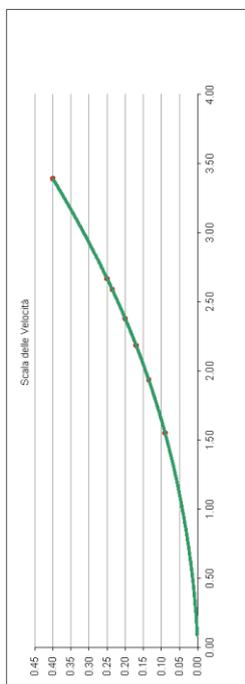
6.7 Scheda di verifica sezione 1.2

IMPIANTO FOTVOLTAICO BONORVA
 Rete primaria - Sezione 1.2

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo primaria - profilo generico - Sub-bacino Area A (S=11 ha)

Portate di calcolo [mc/s]		Riempimento dati sezione	
Portata Massima	Omax	1.461	Base
Portata di progetto O1	Portata di verifica Q1	0.100	Altezza
Portata di progetto O2	Portata di verifica Q2	0.200	Inclinazione Parell
Portata di progetto O3	Portata di verifica Q3	0.300	Coefficiente di inclinazione
Portata di progetto O4	Portata di verifica Q4	0.400	Pendenza di progetto
Portata di progetto O5	Portata di esercizio Qe(T=50)	0.540	Parametro di Scabrezza
Portata di progetto O6	Portata di verifica Q6	0.600	Scabrezza (Consigliato 40)

ID Portata	Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0,10 [mc/s])	Portata di verifica Q1	Portata di progetto Q2 (Q= 0,20 [mc/s])	Portata di verifica Q2	Portata di progetto Q3 (Q= 0,30 [mc/s])	Portata di verifica Q3	Portata di progetto Q4 (Q= 0,40 [mc/s])	Portata di verifica Q4	Portata di progetto Q5 (Q= 0,54 [mc/s])	Portata di esercizio Qe(T=50)	Portata di progetto Q6 (Q= 0,60 [mc/s])	Portata di verifica Q6	Massima portata (Q= 1,46 [mc/s])
	Portata di verifica	[mc/s]	[mc/s]	0.10	0.10	0.20	0.20	0.30	0.30	0.40	0.40	0.54	0.54	0.60	0.60
percentuale riempimento	[%]	[%]	23%	23%	34%	34%	43%	43%	50%	50%	59%	59%	63%	63%	100%
Tirante idrico	[m]	[m]	0.09	0.09	0.14	0.14	0.17	0.17	0.20	0.20	0.24	0.24	0.25	0.25	0.40
Area Bagnata	[mq]	[mq]	0.06	0.06	0.10	0.10	0.14	0.14	0.17	0.17	0.21	0.21	0.22	0.43	
Contorno Bagnato	[m]	[m]	0.88	0.88	1.02	1.02	1.13	1.13	1.22	1.22	1.33	1.33	1.38	1.84	
Lunghezza Pelo Libero	[m]	[m]	0.81	0.81	0.92	0.92	1.01	1.01	1.08	1.08	1.16	1.16	1.20	1.85	
Raggio Idraulico	[m]	[m]	0.07	0.07	0.10	0.10	0.12	0.12	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16	0.23	
c	[f]	[f]	25.82	25.82	27.28	27.28	28.13	28.13	28.73	28.73	29.34	29.34	29.56	31.39	
Velocità del flusso	[m/s]	[m/s]	1.55	1.55	1.94	1.94	2.19	2.19	2.38	2.38	2.59	2.59	2.67	3.39	
NVR	[%]	[%]	0.46	0.46	0.57	0.57	0.64	0.64	0.70	0.70	0.76	0.76	0.79	1.00	
QCR	[%]	[%]	0.07	0.07	0.14	0.14	0.20	0.20	0.27	0.27	0.37	0.37	0.41	1.00	



Relazione idraulica

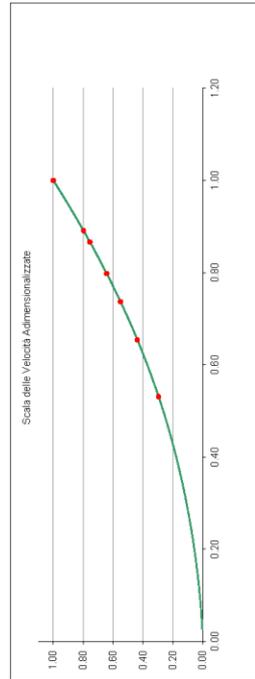
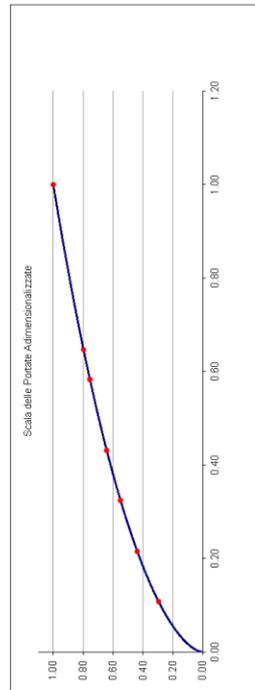
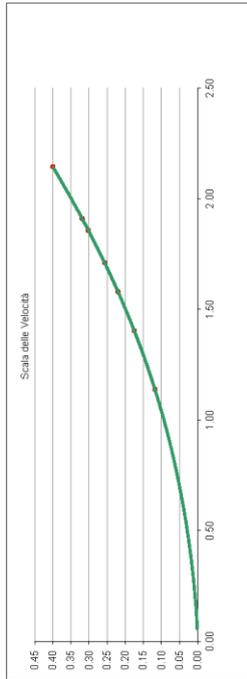
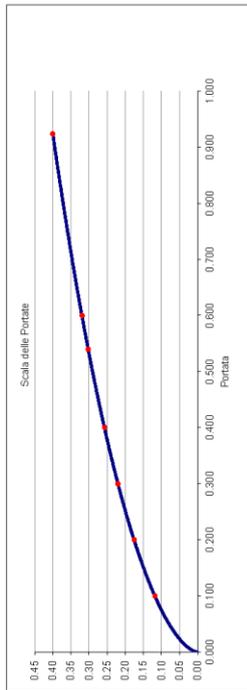
6.8 Scheda di verifica sezione 1.3

IMPIANTO FOTVOLTAICO BONGORVA
 Rete primaria - Sezione 1.3

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo primaria - profilo generico - Sub-bacino Area A (S=11 ha)

Portate di calcolo [mc/s]		Riepilogo dati sezione	
Portata Massima	Qmax	Base	0.924
Portata di progetto Q1	0.100	Altezza	0.40
Portata di progetto Q2	0.200	Inclinazione Pareti	a
Portata di progetto Q3	0.300	Coefficiente di inclinazione	f
Portata di progetto Q4	0.400	Parametro di Scabrezza	k _s
Portata di progetto Q5	0.540	Scabrezza (Consigliato 40)	40.00
Portata di progetto Q6	0.600		

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.10 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.20 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.30 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.40 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.54 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.60 [mc/s])	Massima portata (Q= 0.92 [mc/s])
ID Portata	[mc/s]	0.10	0.20	0.30	0.40	0.54	0.60	0.92
Percentuale riempimento	[%]	30%	44%	55%	64%	76%	80%	100%
Tirante idrico	[m]	0.12	0.18	0.22	0.26	0.30	0.32	0.40
Area bagnata	[mq]	0.09	0.14	0.19	0.23	0.29	0.31	0.43
Contorno bagnato	[m]	1.14	1.14	1.28	1.40	1.54	1.59	1.84
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.88	1.02	1.12	1.21	1.32	1.36	1.55
Raggio idraulico	[m]	0.09	0.12	0.15	0.17	0.19	0.20	0.23
c	[s]	26.80	28.23	29.08	29.67	30.28	30.49	31.39
Velocità del flusso	[m/s]	1.14	1.40	1.58	1.71	1.86	1.91	2.14
V/V _{cr}	[%]	0.53	0.65	0.74	0.80	0.87	0.89	1.00
Q/Q _{cr}	[%]	0.11	0.22	0.32	0.43	0.58	0.65	1.00



Relazione idraulica

3

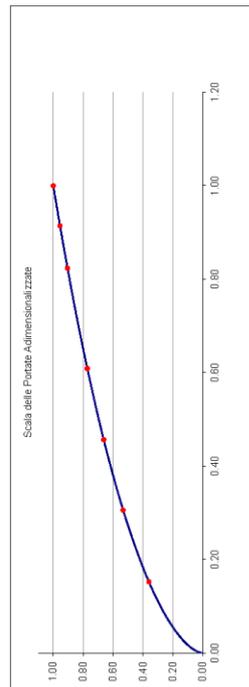
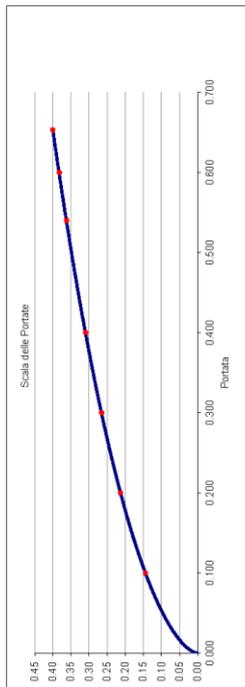
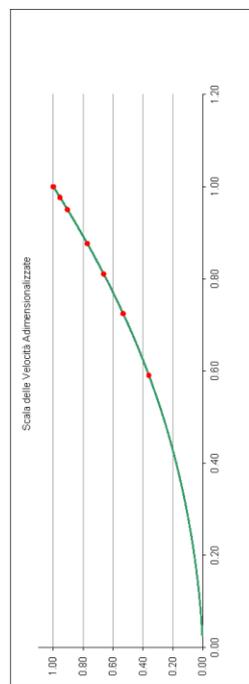
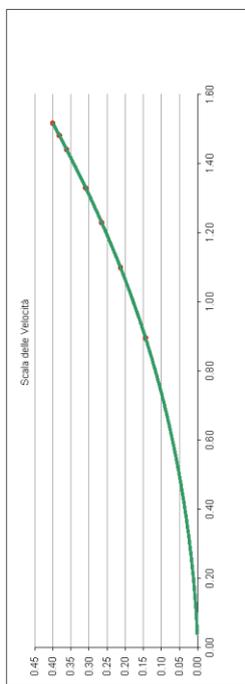
6.9 Scheda di verifica sezione 1.4

IMPIANTO FOTVOLTAICO BONORVA
 Rete primaria - Sezione 1.4

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo primaria - profilo di minima pendenza - Sub-bacino Area A (S=11 ha)

Portate di calcolo [mc/s]		Riempimento dati sezione		Tipo sezione	
Portata Massima	Omax	0.653	Base	0.60	Trapezia
Portata di progetto O1	Portata di verifica Q1	0.100	Altezza	0.40	Terra
Portata di progetto O2	Portata di verifica Q2	0.200	Inclinazione Parell	40.00	Terra - con erba
Portata di progetto O3	Portata di verifica Q3	0.300	Coefficiente di inclinazione	1.19	
Portata di progetto O4	Portata di verifica Q4	0.400	Pendenza di progetto	1.00%	Note: Nessuna
Portata di progetto O5	Portata di esercizio Q5 (T=50)	0.540	Parametro di Scabrezza		
Portata di progetto O6	Portata di verifica Q6	0.600	Scabrezza (Consigliato 40)	40.00	

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.10 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.20 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.30 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.40 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.54 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.60 [mc/s])	Massima portata (Q= 0.65 [mc/s])
ID Portata	Portata di verifica Q1	0.10	0.20	0.30	0.40	0.54	0.60	0.65
Portata di verifica	[mc/s]							
percentuale riempimento	[%]	36%	53%	66%	77%	91%	96%	100%
Tramite idrico	[m]	0.14	0.21	0.27	0.31	0.36	0.38	0.40
Area Bagnata	[mq]	0.11	0.18	0.24	0.30	0.37	0.40	0.43
Contorno Bagnato	[m]	1.05	1.26	1.42	1.56	1.73	1.79	1.84
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.94	1.11	1.23	1.34	1.46	1.51	1.55
Raggio Idraulico	[m]	0.11	0.14	0.17	0.19	0.22	0.23	0.23
c	[f]	27.52	28.96	29.78	30.37	30.99	31.20	31.39
Velocità del flusso	[m/s]	0.90	1.10	1.23	1.33	1.44	1.48	1.52
NVR	[%]	0.59	0.72	0.81	0.88	0.95	0.98	1.00
QQR	[%]	0.15	0.31	0.46	0.61	0.82	0.91	1.00



Relazione idraulica

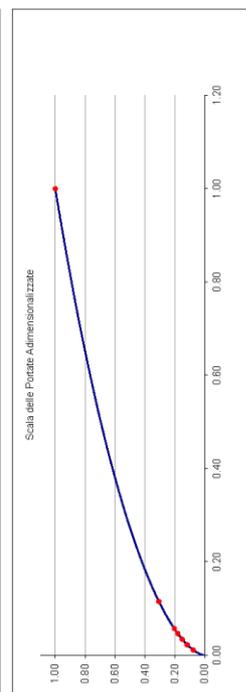
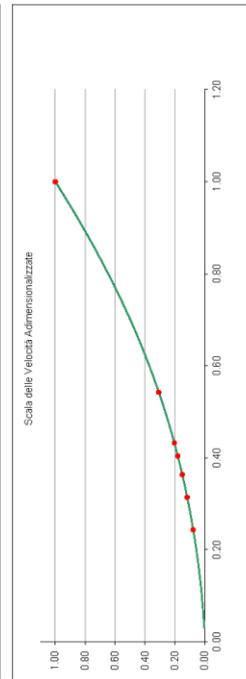
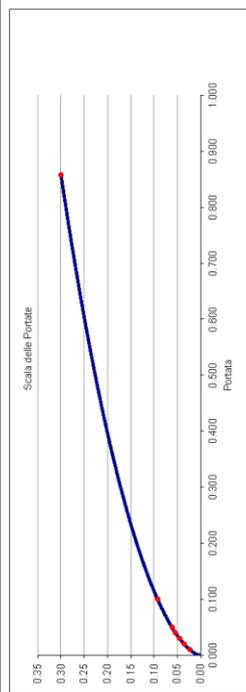
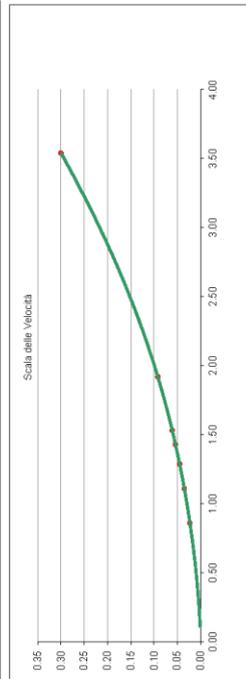
6.10 Scheda di verifica sezione 2.1

IMPIANTO FOTOVOLTAICO BONORVA
 Rete secondaria - Sezione 2.1

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo secondaria - profilo di massima pendenza - Sub-bacino Area A (S=1ha)

Riepilogo dati sezione		Tipo sezione	
Portata di calcolo [mc/s]	Omax	B	0.45
Portata massima	0.86	H	0.30
Portata di progetto Q1	0.010	a	40.00
Portata di progetto Q2	0.020	n	1.79
Portata di progetto Q3	0.030	f	8.00%
Portata di progetto Q4	0.040	ks	40.00
Portata di progetto Q5	0.050	Note: Nessuna	
Portata di progetto Q6	0.100	Gaukler Strickler	
		Scabrezza (Consigliato 40)	

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.01 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.02 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.03 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.04 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.05 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.10 [mc/s])	Massima portata (Q= 0.86 [mc/s])
ID Portata		Portata di verifica Q1	Portata di verifica Q2	Portata di verifica Q3	Portata di verifica Q4	Portata di esercizio Q ₄ (T=60)	Portata di verifica Q6	Qmax
Percentuale riempimento	[mc/s]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.86
Tramite riempimento	[%]	8%	12%	15%	18%	20%	31%	100%
Area bagnata	[m]	0.02	0.04	0.05	0.05	0.06	0.09	0.30
Contorno bagnato	[m]	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.05	0.24
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.50	0.56	0.59	0.62	0.64	0.74	1.38
Raggio Idraulico	[m]	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.67	1.17
c	[m]	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.07	0.18
Velocità del flusso	[m/s]	21.02	22.39	23.23	23.85	24.27	25.67	29.92
V/Vr	[%]	0.86	1.11	1.29	1.43	1.53	1.92	3.54
Q/Qr	[%]	0.24	0.31	0.36	0.40	0.43	0.54	1.00
		0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.12	1.00



Relazione idraulica

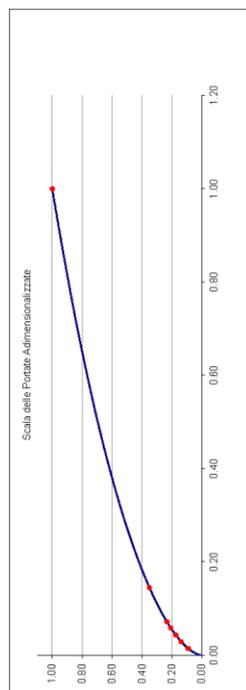
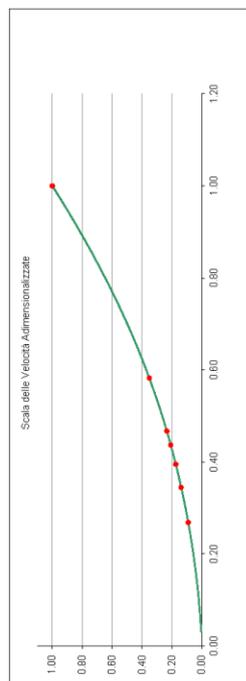
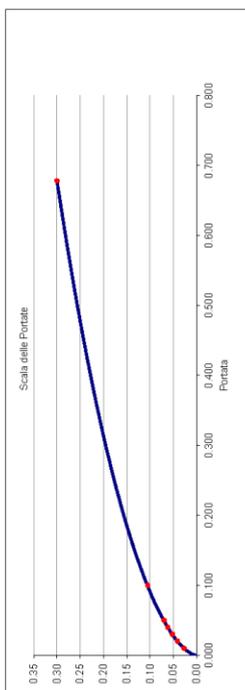
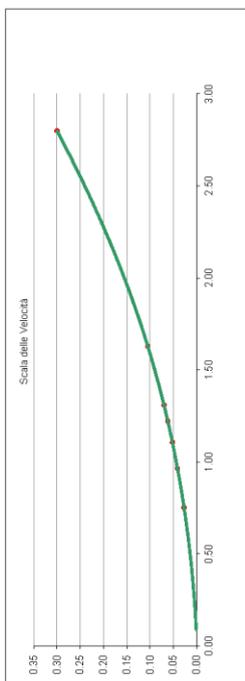
6.11 Scheda di verifica sezione 2.2

IMPIANTO FOTOVOLTAICO BONORVA
 Rete secondaria - Sezione 2.2

Verifica delle sezioni idrauliche: canaletta di scolo secondaria - profilo generico - sub-bacino Area A (S=1ha)

Portate di calcolo [mc/s]		Riepilogo dati sezione	
Portata Massima	Omax	Base	B
Portata di progetto Q1	0,678	Altezza	H
Portata di progetto Q2	0,010	Inclinazione Pareti	a
Portata di progetto Q3	0,020	Coefficiente di inclinazione	n
Portata di progetto Q4	0,030	Parametro di progetto	l
Portata di progetto Q5	0,040	Scabrezza (Consigliato 40)	k _s
Portata di progetto Q6	0,050		
	0,100		

Portate Verificate		Riepilogo dati sezione						Portate di progetto Q1 (Q=0.01 [mc/s])		Portate di progetto Q2 (Q=0.02 [mc/s])		Portate di progetto Q3 (Q=0.03 [mc/s])		Portate di progetto Q4 (Q=0.04 [mc/s])		Portate di progetto Q5 (Q=0.05 [mc/s])		Portate di progetto Q6 (Q=0.10 [mc/s])		Massima portata (Q=0.68 [mc/s])		
ID Portata		Portata di verifica Q1	Portata di verifica Q2	Portata di verifica Q3	Portata di verifica Q4	Portata di esercizio Q ₆ (T=60)	Portata di verifica Q6	Omax														
Portata di verifica	[mc/s]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.68														
percentuale riempimento	[%]	9%	14%	17%	21%	23%	35%	100%														
Tirante idrico	[m]	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.11	0.30														
Area bagnata	[mq]	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.06	0.24														
Contorno bagnato	[m]	0.53	0.58	0.61	0.64	0.67	0.78	1.38														
Lunghezza Palo Libero	[m]	0.51	0.55	0.57	0.60	0.62	0.70	1.17														
Raggio Idraulico	[m]	0.02	0.04	0.04	0.05	0.06	0.08	0.18														
c	[s]	21.54	22.92	23.72	24.32	24.74	26.13	29.92														
Velocità del flusso	[m/s]	0.75	0.96	1.11	1.22	1.31	1.63	2.80														
VVr	[%]	0.27	0.34	0.40	0.44	0.47	0.58	1.00														
QCr	[%]	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07	0.15	1.00														



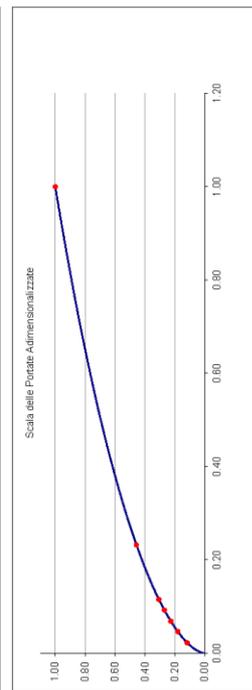
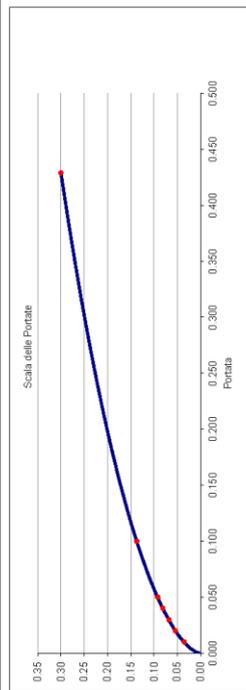
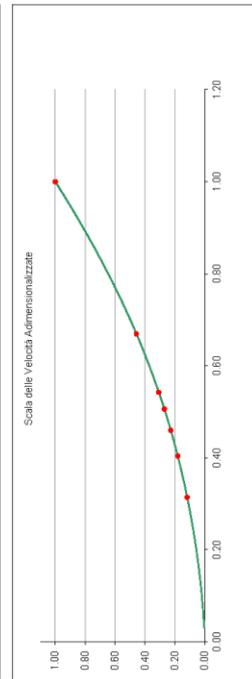
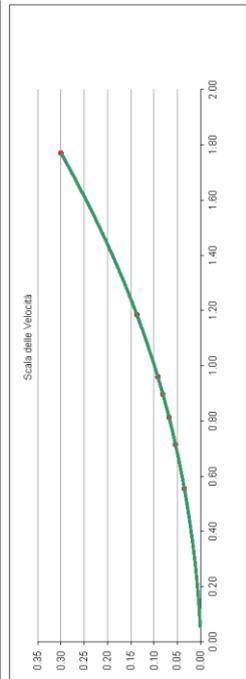
6.12 Scheda di verifica sezione 2.3

IMPIANTO FOTVOLTAICO BONORVA
 Rete secondaria - Sezione 2.3

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo secondaria - profilo generico - Sub-bacino Area A (S=1ha)

Riepilogo dati sezione		Tipo sezione	
Portata di calcolo [mc/s]	0.429	B	0.45
Portata massima	0.429	H	0.30
Portata di progetto Q1	0.010	a	40.00
Portata di progetto Q2	0.020	n	1.19
Portata di progetto Q3	0.030	f	2.00%
Portata di progetto Q4	0.040	ks	40.00
Portata di progetto Q5	0.050	Note: Nessuna	
Portata di progetto Q6	0.100	Gaukler Strickler	
		Scabrezza (Consigliato 40)	

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.01 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.02 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.03 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.04 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.05 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.10 [mc/s])	Massima portata (Q= 0.43 [mc/s])
ID Portata		Portata di verifica Q1	Portata di verifica Q2	Portata di verifica Q3	Portata di verifica Q4	Portata di esercizio Q ₄ (T=60)	Portata di verifica Q6	Q _{max}
Portata di verifica	[mc/s]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.43
Percentuale riempimento	[%]	12%	18%	23%	27%	31%	46%	100%
Tramite idrico	[m]	0.04	0.05	0.07	0.08	0.09	0.14	0.30
Area bagnata	[mq]	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.08	0.24
Contorno bagnato	[m]	0.56	0.62	0.66	0.70	0.74	0.88	1.38
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.53	0.58	0.61	0.64	0.67	0.78	1.17
Raggio Idraulico	[m]	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.10	0.18
c	[s]	22.39	23.85	24.64	25.24	25.67	27.06	29.92
Velocità del flusso	[m/s]	0.81	0.72	0.90	0.90	0.96	1.19	1.77
V/V _r	[%]	0.31	0.40	0.46	0.51	0.54	0.67	1.00
Q/Q _r	[%]	0.02	0.05	0.07	0.09	0.12	0.23	1.00



Relazione idraulica

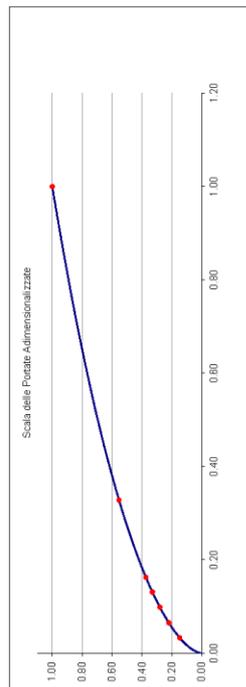
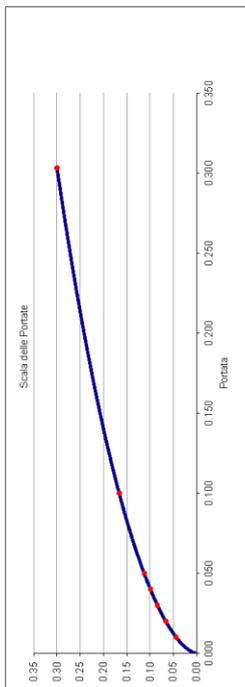
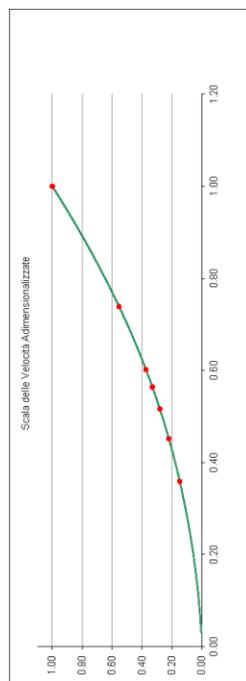
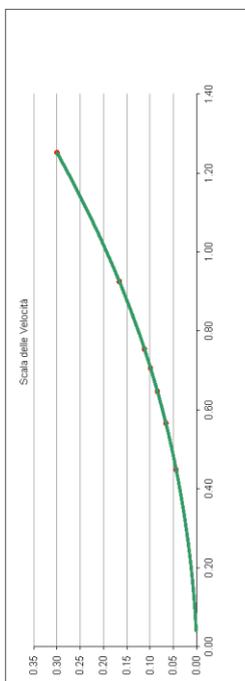
6.13 Scheda di verifica sezione 2.4

IMPIANTO FOTVOLTAICO BONORVA
 Rete secondaria - Sezione 2.4

Verifica delle sezioni idrauliche: Canaletta di scolo secondaria - profilo di minima pendenza - Sub-bacino Area A (S=1ha)

Portate di calcolo [mc/s]		Riepilogo dati sezione		Tipo sezione	
Portata Massima	0.303	Base	0.303	B	0.45
Portata di progetto Q1	0.10	Altezza	0.10	H	0.30
Portata di progetto Q2	0.020	Inclinazione Parell.	0.020	a	40.00
Portata di progetto Q3	0.030	Coefficiente di inclinazione	0.030	n	1.19
Portata di progetto Q4	0.040	Pendenza di progetto	0.040	f	1.00%
Portata di progetto Q5	0.050	Parametro di Scabrezza	0.050	Note: Nessuna	
Portata di progetto Q6	0.100	Scabrezza (Consigliato 40)	0.100	Ks	40.00

Portate Verificate		Portata di progetto Q1 (Q= 0.01 [mc/s])	Portata di progetto Q2 (Q= 0.02 [mc/s])	Portata di progetto Q3 (Q= 0.03 [mc/s])	Portata di progetto Q4 (Q= 0.04 [mc/s])	Portata di progetto Q5 (Q= 0.05 [mc/s])	Portata di progetto Q6 (Q= 0.10 [mc/s])	Massima portata (Q= 0.30 [mc/s])
ID Portata		Portata di verifica Q1	Portata di verifica Q2	Portata di verifica Q3	Portata di verifica Q4	Portata di esercizio Qe (T=60)	Portata di verifica Q6	Qmax
Portata di verifica	[mc/s]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.30
percentuale riempimento	[%]	15%	22%	28%	33%	37%	55%	100%
Tirante idrico	[m]	0.04	0.07	0.08	0.10	0.11	0.17	0.30
Area Bagnata	[mq]	0.02	0.03	0.05	0.06	0.07	0.11	0.24
Contorno Bagnato	[m]	0.59	0.66	0.71	0.76	0.80	0.97	1.38
Lunghezza Pelo Libero	[m]	0.55	0.61	0.65	0.69	0.72	0.85	1.17
Raggio Idraulico	[m]	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.11	0.18
c	[s]	23.16	24.53	25.36	26.93	26.36	27.74	29.92
Velocità del flusso	[m/s]	0.45	0.57	0.65	0.71	0.75	0.93	1.25
NVR	[%]	0.36	0.45	0.52	0.56	0.60	0.74	1.00
Q/R	[%]	0.03	0.07	0.10	0.13	0.16	0.33	1.00



Relazione idraulica

7 CONCLUSIONI

Lo studio idraulico del progetto dell'impianto fotovoltaico, della linea di connessione e della cabina di consegna, ha analizzato l'idrologia locale dell'area in progetto, rapportando i risultati ottenuti alla planimetria e realizzando uno schema di gestione dei deflussi che fosse il meno possibile invasivo e impattante.

Si premette che lo studio della sostenibilità e l'attenzione alle acque non hanno riguardato solo la progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche ma sono risaliti a monte, integrandosi nello stato di fatto, minimizzando le interferenze con l'idrografia esistente e l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile (infrastrutture grigie) a favore delle infrastrutture verdi che mitigano gli impatti biofisici dovuti alle opere in progetto, riducendo il rischio idrogeologico, creando benefici ecosistemici e promuovendo gli obiettivi della politica comunitaria.

Il presente documento 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).

In merito allo stato post operam è stato valutato l'impatto dell'installazione di strutture di progetto. Vista l'interdistanza esistente tra le strutture e l'altezza dal piano campagna durante un evento intenso con tempo di ritorno pari a quello di progetto non si ipotizzano variazioni critiche della capacità di infiltrazione, così come delle caratteristiche di permeabilità del terreno nelle aree interessate dall'installazione delle strutture. Analogamente si può affermare delle platee di appoggio delle cabine che avranno un'area trascurabile rispetto all'intera estensione delle aree.

Ciononostante, volendo cautelativamente ipotizzare una perdita di capacità di infiltrazione delle acque meteoriche, si è valutata arealmente l'incidenza delle strutture e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle eventuali acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili. Tale valutazione è stata condotta sulla base di autorevoli studi internazionali (rif. "Hydrologic response of solar farm", Cook, Lauren, Richard - 2013 – American Society of Civil Engineers) improntati su un modello concettuale di impatto che simula il modulo idrologico tipo dell'impianto come costituito da un'area di installazione pannelli ed una di interfila.

Nelle aree interessate dal progetto, durante la fase post operam nello scenario più cautelativo, si registrerebbe un incremento dei deflussi totali di circa il 14% alla scala dell'area di impianto, e dello 1.6% alla scala del bacino analizzato.

Tale incremento può essere considerato invariante ai fini idraulici, in considerazione del fatto che tutte le grandezze adottate sono state considerate in maniera cautelativa e che su tutta l'area sono previste delle opere di regimazione delle acque per favorire l'infiltrazione e la laminazione dei deflussi, rendendo lo scenario post operam confrontabile con quello ante operam.

In merito alle modifiche nella rete di drenaggio naturale tra stato di fatto e stato di progetto per tali aree è stata prevista una rete costituita da fossi in terra non rivestiti, realizzati in corrispondenza dei

solchi di drenaggio naturali esistenti allo stato di fatto; 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.

Tale scelta consente di evitare di modificare la rete naturale, permettendo ai deflussi superficiali di seguire i percorsi naturali, senza interferenze dovute alla costruzione della viabilità, alla disposizione delle strutture e delle altre opere di progetto. Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'Ingegneria naturalistica, con particolare riferimento alle sistemazioni dei canali ed alle opere di rinverdimento spondale e del fondo; la rete di canalizzazioni secondarie sarà tale da non interferire con le strutture fotovoltaiche né con le attività agricole previste nel progetto.

La preparazione del sito inoltre non prevede opere di scotico su larga scala, ma solo il taglio della vegetazione ove essa impedisca la regolare esecuzione delle attività di costruzione e l'operatività del cantiere. La viabilità di cantiere è assunta in materiale drenante.

Tutto ciò contribuisce alla riduzione dell'impatto delle opere.

In merito all'uso del suolo post operam per le aree interne alla recinzione dell'impianto (nelle interfila dei moduli fotovoltaici) è prevista la possibilità che agricoltori locali possano seminare foraggi da destinare all'alimentazione del bestiame, l'impianto della vegetazione non potrà comunque influire negativamente sui regimi idrologici posti alla base delle verifiche costituendo eventualmente un miglioramento alla laminazione delle portate, e pertanto un miglioramento rispetto alle condizioni di progetto.