

PARCO SOLARE FOTOVOLTAICO ED OPERE CONNESSE, COMUNE DI AQUILEIA - POTENZA IMPIANTO 75,832 MWp

STUDIO IDRAULICO GENERALE

01/12/2023	00	Emissione per gli enti	Christian Marson	Pharos Srl-GDM	Pharos Srl-GDM
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale			ID Documento Committente		
			Cod059_FV_BGR_00009_00		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale			ID Documento Appaltatore		
			02.HYD		

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 2 / 36
		Numero Revisione
	00	

Sommario

1	Premessa.....	3
2	Dati generali del progetto.....	8
3	Rete idraulica stazione elettrica e sottostazione elettrica.....	9
3.1	Descrizione rete di drenaggio.....	11
3.2	Calcoli idraulici.....	12
3.2.1	Calcolo della portata di progetto.....	12
3.2.2	Verifica tubazioni.....	16
3.2.3	Dimensionamento stazione di sollevamento.....	17
3.3	Acque di prima pioggia.....	24
3.3.1	Prescrizioni normative.....	24
3.3.2	Acque di prima pioggia S.S.E.....	25
3.4	Acque dilavamento trasformatori.....	26
3.4.1	Impianto di dissabbiatura e disoleazione.....	27
4	Drenaggio dei campi.....	30
5	Interferenze idrauliche con la rete di bonifica.....	32
5.1	Verifica idraulica attraversamenti.....	33
5.1.1	Calcolo portata di piena.....	33
5.1.2	Verifica idraulica.....	34
6	Allegati dello studio.....	36

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 3 / 36
		Numero Revisione
	00	

1 Premessa

Il presente documento riguarda la realizzazione di un parco solare fotovoltaico e le relative opere di connessione, da installare su una superficie complessiva di intervento pari a circa 137,53 ha, situata nel Comune di Aquileia (UD) nei pressi della ex SP 91 (ora SR UD 91) in località IV Partita, e diviso in 6 diversi sottocampi.

Identificazione catastale aree di proprietà

Comune: Aquileia

Foglio 5, particelle: 272/1 – 281/6 – 273/1 – 281/2 – 281/12 – 281/1 – 296/3 – 301/24 – 301/27 – 301/11 – 1443 – 301/31 – 301/12 – 303/1 – 301/25 – 296/4 – 281/19, per un totale di 118,1513 ha.

Foglio 4, particelle: 296/1 – 296/2 – 296/5 – 332/1 – 331 – 330/4 – 330/3 – 330/2 – 330/1 – 329/1 – 320/2 – 329/2 – 328/2 – 328/1 – 327 – 326 – 328/3, per una superficie totale di 19,3828 ha.

Superficie di proprietà complessiva coinvolta: 137,5341 ha.

Identificazione catastale aree Stazione Elettrica e Sottostazione Utente

Comune: Aquileia

Foglio 5, particella: 300. Le Stazioni sono caratterizzate da un sedime di circa 1,55 ha.

Tutte le aree coinvolte nel progetto sono occupate da terreni a destinazione agricola con coltura di seminativi

Il Parco Fotovoltaico sarà installato su delle fondazioni a zavorra, e avrà una potenza nominale di 75,832 MWp.

Il numero totale di pannelli è 108332, mentre le zavorre saranno 27224.

Il Parco Solare Fotovoltaico sarà del tipo grid-connected, collegato alla rete elettrica dell'ente gestore della rete ad Alta Tensione RTN tramite la realizzazione di una Sottostazione Utente.

Nel contesto odierno, la produzione di energia elettrica da risorse rinnovabili è una scelta responsabile nei confronti soprattutto delle generazioni future, e rispecchia pienamente la sempre maggiore attenzione alla sostenibilità ambientale, sociale ed economica.

Per raggiungere gli obiettivi del Piano Nazionale Integrato per l'Energia e il Clima 2030 sono necessari almeno 31 GW di energia prodotta da impianti fotovoltaici, considerando che attualmente la produzione di energia da questa fonte si attesta intorno ai 21 GW.



Figura 1.1: Render impianto fotovoltaico (vista a volo d'uccello sottocampi 5, 4, 6, 3)

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 5 / 36
		Numero Revisione
		00

Si tiene a precisare che il progetto in questione è una rivisitazione parziale di impianti già autorizzati con i decreti del Servizio Energia della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia numero:

- 829 del 27/03/2012;
- 1821 del 03/08/2012;
- 1767 del 26/07/2013;
- 1165 del 12/06/2014;
- 1163 del 12/06/2014;
- 1164 del 12/06/2014;
- 1166 del 12/06/2014.

In particolare, la nuova configurazione proposta, **presenta delle implementazioni relative ai seguenti aspetti:**

- **migliore distribuzione** nello spazio dei pannelli ed utilizzazione dei terreni interessati dal progetto;
- **mantenimento dell'attuale assetto idraulico** delle aree, con un miglioramento degli aspetti relativi alla sicurezza;
- maggiore **resa nella produzione di energia elettrica**;
- **miglioramenti e innovazioni tecnologiche** dei vari componenti dell'impianto, rispetto al progetto precedente;
- un generale **affinamento dell'assetto** dell'impianto.

La presente relazione è parte integrante della documentazione allegata al progetto definitivo e tratta gli aspetti idraulici inerenti alla costruzione del parco quali: la regimazione della raccolta e smaltimento delle acque meteoriche nei vari siti del parco compresa l'area della sottostazione, le interferenze con la rete idrica esistente e alcuni cenni relativi all'invarianza idraulica, dettagliata in apposito elaborato.

Gli allegati alla presente relazione sono parte integrante dello studio generale idraulico e riguardano, in particolare, lo studio dell'invarianza idraulica e la verifica di compatibilità idraulica, entrambe previste per l'iter autorizzativo dell'opera.

L'impianto si sviluppa, come rappresentato in Figura 2, su più campi a ridosso della strada SR 91.



Figura 2 - Corografia su ortofoto parco fotovoltaico.



ID Documento Committente

Cod059_FV_BGR_00009

Pagina
7 / 36

Numero
Revisione

00

2 Dati generali del progetto

INFORMAZIONI GENERALI	
Regione	Friuli Venezia Giulia
Ente di decentramento regionale	Udine
Comune	Aquileia
Località	Località IV Partita
Coordinate	45°45'22.23" N 13°20'04.15" E
Superficie netta area impianto	110,8800 ha
Superficie netta area SE e SSU	1,5500 ha
Superficie proprietà interessata	137,5341 ha
Orografia, curve di livello	-2 ~ +1 m s.l.m.
Perimetro dell'area recintata parco fotovoltaico	~ 13.686 m
Perimetro dell'area recintata SE e SSU	~ 646 m
Mitigazione del perimetro	~ 13.686 m
Campi fotovoltaici	N. 1
Numero sottocampi	N. 6
Accessi carrai e pedonali	N. 7
Zavorre	27.224
Potenza Elettrica Totale	75,832 MW
Moduli fotovoltaici marca Canadian Solar TOPBiHiKu7 700W	N. 108332
Tracker marca Convert da 56, 28 e 14 moduli	N. 2268
Inverter di campo / skid marca SMA MV Power Station	N. 20
Stazione Elettrica Terna	N. 1
Sottostazione Utente	N. 1
Produzione elettrica specifica annua	1.487,00 kWh/kWp/anno
Produzione media annua energia elettrica	112.792,00 MWh/anno
CO2 evitata all'anno	59.780 t
CO2 non emessa nel periodo di vita impianto (30 anni)	1.793.400 t

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 9 / 36
		Numero Revisione
		00

3 Rete idraulica stazione elettrica e sottostazione elettrica

L'area occupata dalla stazione elettrica (S.E.) e dalla sottostazione elettrica (S.S.E.) sarà realizzata a ridosso della strada SR UD 91.

L'area sarà costituita da diversi settori, evidenziati nella figura seguente in colore giallo, pavimentati con ghiaia nei quali saranno situati interruttori, deviatori e trasformatori; il resto della superficie, costituita dalle viabilità di accesso ai vari settori e dagli edifici di servizio, sarà impermeabile.

Le aree della S.E. e S.S.E. saranno dotate ciascuna di una rete di drenaggio indipendente. Ogni rete confluirà in un bacino di laminazione ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica. La portata sarà restituita al recettore mediante impianti di sollevamento tarati in modo tale da convogliare una portata inferiore a quella drenata dalla superficie agricola attuale, evitando in tal modo di aggravare i canali consortili.

Pur non risultando una prescrizione normativa per il caso in esame, per la sola S.S.E. precauzionalmente si prevede l'installazione di un impianto di trattamento in continuo delle acque di prima pioggia prima dello scarico nel bacino di laminazione.

I trasformatori presenti nella S.S.E. saranno dotati alla base di vasche di contenimento a tenuta per la raccolta di eventuali sversamenti di olio. Le acque meteoriche ivi accumulate saranno convogliate allo scarico previo idoneo trattamento.

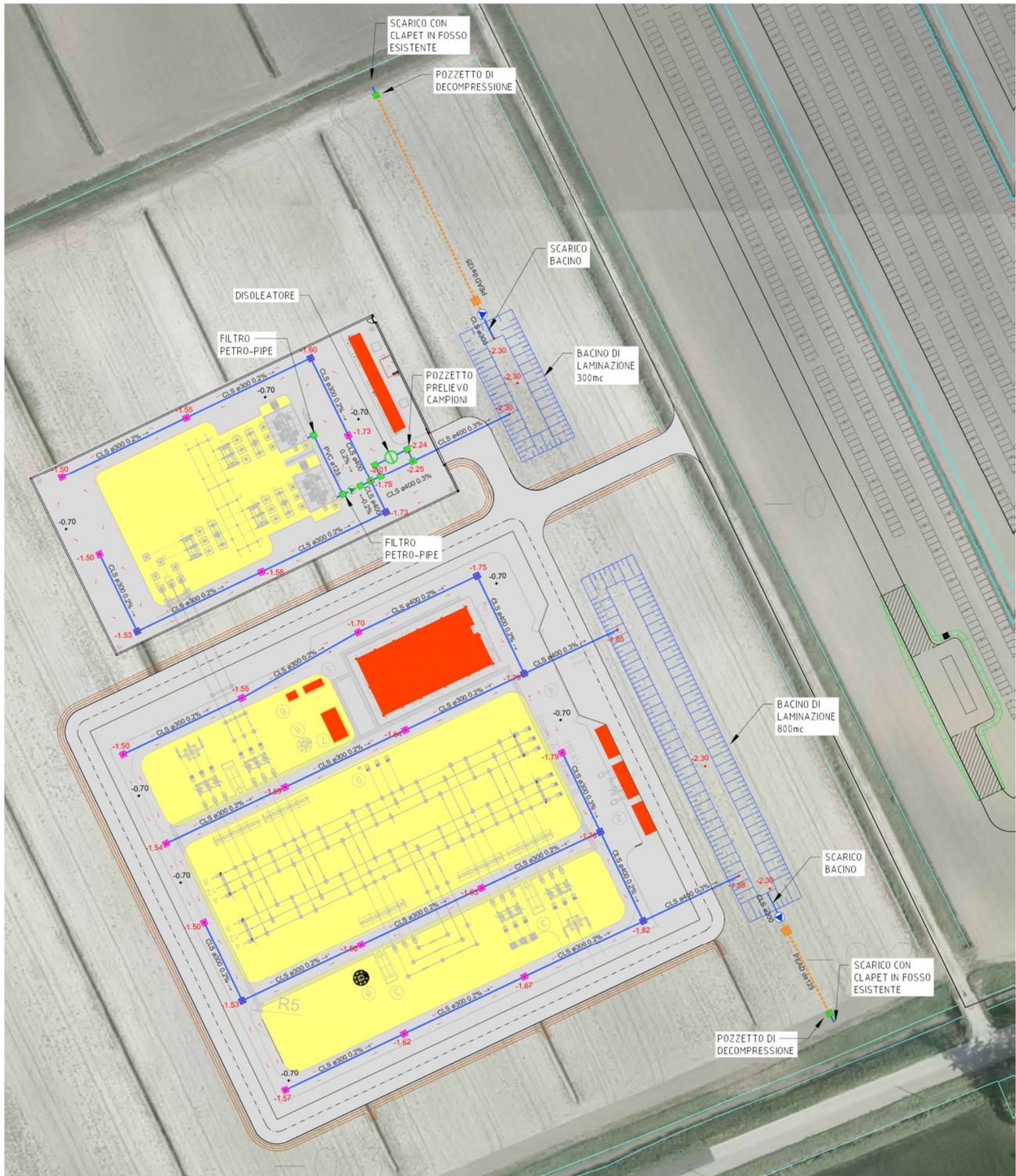


Figura 3-1 -Sottostazione. Planimetria di progetto.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 11 / 36
		Numero Revisione
		00

3.1 Descrizione rete di drenaggio

La rete in progetto sarà costituita da tubi in calcestruzzo di diametro minimo pari a DN300 mm, in ottemperanza alla Circolare Ministero LL.PP. 7 gennaio 1974, n. 11633, la quale prescrive per le fognature meteoriche il diametro minimo di 300 mm. I tratti terminali saranno realizzati con tubi DN 400 mm sempre in calcestruzzo.

Le caditoie saranno realizzate in linea con le tubazioni mediante pozzetti in calcestruzzo prefabbricati delle dimensioni interne pari a 60X60 cm, dotate alla sommità di griglie in ghia sferoidale GS500 EN 1563 con classe di resistenza D400 secondo UNI EN124.

Al fine di agevolare eventuali operazioni di pulizia sono stati previsti negli incroci e nelle curve pozzetti di dimensione interna 80X80 cm.

Al fine di garantire l'invarianza idraulica in ottemperanza al "Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio di invarianza idraulica di cui all'art. 14, comma 1, lettera K della LR 29.04.2015 n.11", le reti di drenaggio della S.E. e della S.S.E. scaricheranno le portate sul lato est dell'opera in bacini di laminazione separati, rispettivamente di volume pari a 800 m³ e 300 m³. Si rimanda alla relazione dedicata allegata al presente studio per maggiori dettagli.

Lo scarico di fondo di ciascun bacino di laminazione sarà connesso ad una stazione di sollevamento dotata di pompe con portata pari a 10 l/s.

Il recapito avverrà in pressione nei fossi limitrofi all'area di intervento mediante tubazioni in PEAD DN 125 PN 10.

3.2 Calcoli idraulici

3.2.1 Calcolo della portata di progetto

La determinazione dell'altezza di pioggia di progetto è stata effettuata utilizzando regionalizzazione delle piogge regionale (RainMap FVG) che fornisce le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) e la rappresentazione tabellare delle precipitazioni massime orarie attese, in funzione della durata e del tempo di ritorno per una determinata località. I dati analizzati sono stati ricavati da serie storiche di 130 stazioni pluviometriche e coprono un intervallo di tempo dal 1920 al 2013.

La figura seguente riporta i parametri della curva di possibilità pluviometrica al variare del tempo di ritorno.

Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	<i>E</i>	<i>N</i>
Input	2390516	5068397
Baricentro cella	2390750	5068250

Parametri LSPP							
n	0,28						
	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
a	33,7	47,6	57,6	67,8	82,0	93,4	105,5

Figura 3-2 -Parametri curva di possibilità pluviometrica

Precipitazioni (mm)							
Durata (Hr)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	33.7	47.6	57.6	67.8	82.0	93.4	105.5
2	40.8	57.6	69.7	82.1	99.3	113.1	127.7
3	45.6	64.4	78.0	91.8	111.0	126.5	142.9
4	49.4	69.8	84.4	99.4	120.2	137.0	154.7
5	52.5	74.2	89.8	105.7	127.9	145.7	164.5
6	55.3	78.0	94.4	111.2	134.5	153.2	173.0
7	57.7	81.4	98.5	116.0	140.3	159.9	180.6
8	59.8	84.5	102.2	120.4	145.6	165.9	187.3
9	61.8	87.3	105.6	124.3	150.4	171.4	193.5
10	63.6	89.9	108.7	128.0	154.8	176.4	199.3
11	65.3	92.3	111.6	131.4	159.0	181.1	204.6
12	66.9	94.5	114.3	134.6	162.8	185.5	209.5
13	68.4	96.6	116.9	137.6	166.5	189.7	214.2
14	69.8	98.6	119.3	140.5	169.9	193.6	218.7
15	71.2	100.5	121.6	143.2	173.2	197.3	222.9
16	72.4	102.3	123.8	145.8	176.3	200.9	226.9
17	73.7	104.1	125.9	148.2	179.3	204.3	230.7
18	74.8	105.7	127.9	150.6	182.1	207.5	234.4
19	76.0	107.3	129.8	152.8	184.9	210.6	237.9
20	77.0	108.8	131.7	155.0	187.5	213.6	241.3
21	78.1	110.3	133.5	157.1	190.1	216.5	244.6
22	79.1	111.7	135.2	159.2	192.5	219.3	247.7
23	80.1	113.1	136.9	161.1	194.9	222.0	250.8
24	81.0	114.5	138.5	163.0	197.2	224.7	253.8

Figura 3-3 - Altezze di pioggia al variare del tempo di ritorno

Nel caso di sistemi di drenaggio nei quali, a causa della conformazione della rete drenante, si debbano considerare piogge di durata inferiore a quella oraria (scrosci) si procede estrapolando i necessari parametri dalle LSPP tarati sulle piogge di durata pari ad 1 ora: il coefficiente n va poi moltiplicato per il valore $4/3$ ovvero si ha: $n' = n \cdot 4/3$. Quindi, per il caso in esame, è stato assunto un coefficiente $n' = 0.28 \cdot 4/3 = 0.37$.

Per la determinazione della portata di progetto corrispondente ad un fissato periodo di ritorno (T_r) in questa sede è stato utilizzato il metodo cinematico.

La schematizzazione alla base del metodo si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot tc^{n-1} \cdot S$$

in cui:

Q = portata di piena [l/sec];

φ = coefficiente di deflusso;

a = pioggia netta di durata oraria [mm];

S = area del bacino [ha];

τ_c = tempo di corrivazione [ore].

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione τ_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino S contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa, se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella figura seguente è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

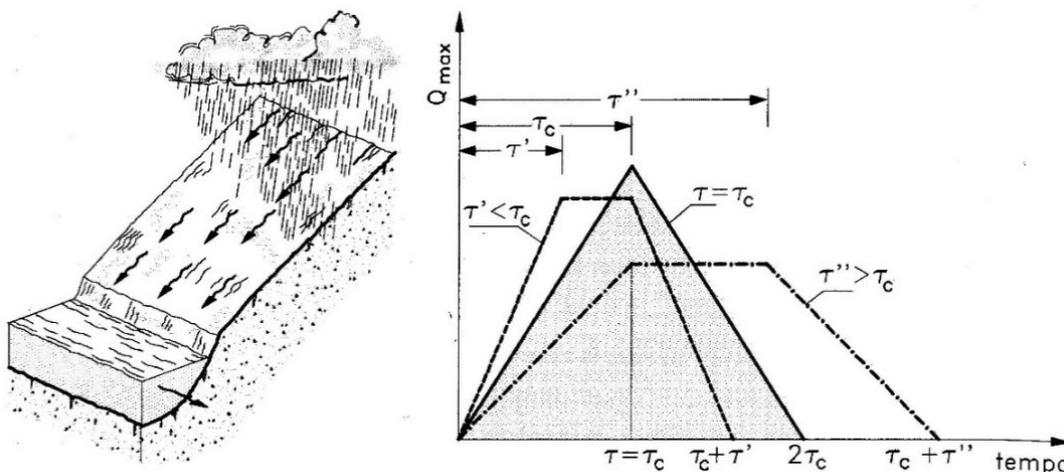


Figura 3-4 - Metodo cinematico: schema del bacino e idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009</p>	Pagina 15 / 36
		Numero Revisione
		00

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione t_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare, dopo aver individuato la rete di drenaggio sottesa dalla sezione di chiusura ed aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di corrivazione t_c si fa riferimento alla somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il tempo d'accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dalla condotta posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, e t_r è il tempo di rete.

Al tempo di accesso alla rete si assegnano normalmente valori compresi tra i 5 e i 12 minuti, a seconda che l'area sottesa sia più o meno urbanizzata e più o meno pendente. Nei casi in esame, in considerazione delle pendenze limitate dei bacini si assume un tempo di accesso pari a 10 minuti.

Il tempo di residenza in rete invece t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto, il tempo di rete sarà dato dall'espressione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Assunta una velocità media in condotta pari a 1 m/s, ed essendo la massima lunghezza delle tubazioni pari a 140m per la S.E. e 110 per la S.S.E., i tempi di residenza risultano pari a 140 e 110 secondi.

In virtù dei valori del tempo di accesso e del tempo di rete, si assume un unico tempo di corrivazione pari a 12 minuti per entrambe le aree.

Per quanto concerne il coefficiente di afflusso, questo è assunto pari a 0.9, in quanto la superficie drenante risulta asfaltata.

Assunto un tempo di ritorno pari a 10 anni si ottiene un'altezza di pioggia pari a 31.7 mm.

Considerato che l'area massima afferente ad un tratto di rete è pari a circa 0.22 ha, si ottiene una portata critica pari a:

$$Q = 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot t_c^{n-1} \cdot S = 2.78 \cdot 0.9 \cdot 57.6 \cdot \left(\frac{12}{60}\right)^{0.37-1} \cdot 0.22 = 87.4 \text{ l/s}$$

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 16 / 36
		Numero Revisione
		00

3.2.2 Verifica tubazioni

La verifica idraulica dei collettori è effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando il criterio di Gauckler – Strickler:

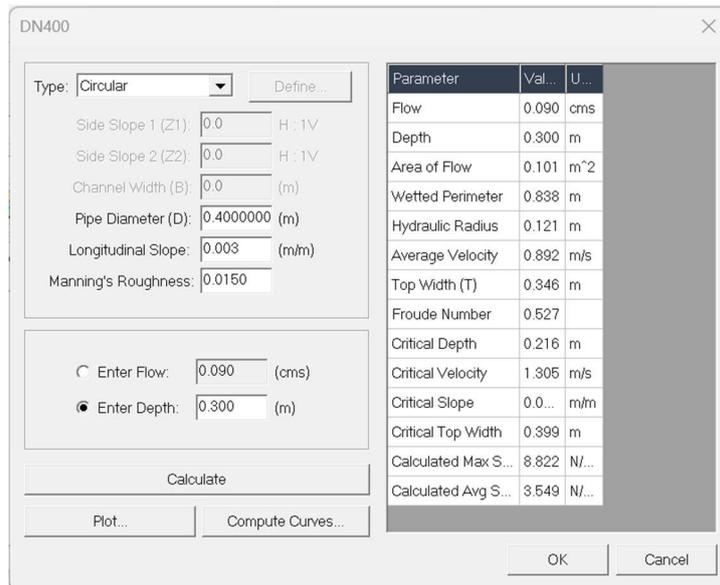
$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q è la portata;
- A è la sezione liquida;
- K_S è il coefficiente di Strickler;
- R_H è il raggio idraulico;
- i è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed una pendenza longitudinale i , si è in grado di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che consente il deflusso di una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo cinematico. Il valore del coefficiente di scabrezza delle condotte è assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, valore assegnato usualmente alle tubazioni in calcestruzzo usurate.

La pendenza dei collettori è stata assunta pari a 0.2% nei primi rami della rete e 0.3% negli ultimi. Il tratto terminale con la massima area drenata afferente consente di trasferire la portata critica di progetto con un grado di riempimento pari al 75% ed una velocità media di 0.89 m/s (Figura 5).



DN400

Type: **Circular** Define...

Side Slope 1 (Z1): 0.0 H: 1V

Side Slope 2 (Z2): 0.0 H: 1V

Channel Width (B): 0.0 (m)

Pipe Diameter (D): 0.4000000 (m)

Longitudinal Slope: 0.003 (m/m)

Manning's Roughness: 0.0150

Enter Flow: 0.090 (cms)

Enter Depth: 0.300 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

Parameter	Val...	U...
Flow	0.090	cms
Depth	0.300	m
Area of Flow	0.101	m ²
Wetted Perimeter	0.838	m
Hydraulic Radius	0.121	m
Average Velocity	0.892	m/s
Top Width (T)	0.346	m
Froude Number	0.527	
Critical Depth	0.216	m
Critical Velocity	1.305	m/s
Critical Slope	0.0...	m/m
Critical Top Width	0.399	m
Calculated Max S...	8.822	N/...
Calculated Avg S...	3.549	N/...

OK Cancel

Figura 5: Verifica collettore terminale.

3.2.3 Dimensionamento stazione di sollevamento

La portata drenata dalla S.E. e dalla S.S.E. sarà restituita al recettore finale in pressione mediante stazioni di sollevamento, previa laminazione in vasca in terra ai fini di garantire il principio dell'invarianza idraulica.

Si è scelto di restituire una portata pari a 10 l/s, in grado di svuotare le vasche di laminazione della S.E. e S.S.E. rispettivamente in circa 22 ore e 8 ore per la S.S.E. Tale valore è di molto inferiore alla portata attualmente drenata dalla superficie attuale.

Per il dimensionamento della pompa, oltre al calcolo della differenza di quota tra punto di arrivo e vasca di sollevamento, vengono computate le perdite di carico lungo il percorso idraulico, ai fini del calcolo della prevalenza totale. L'analisi è stata condotta prendendo in considerazione due parti distinte della condotta premente, denominate mandata e collettore. Per mandata si intende la parte di tubazione, in acciaio DN 80 mm, che parte dalle pompe sommerse nella vasca di sollevamento, in corrispondenza del tubo di raccordo, fino alla camera di manovra. Il collettore consiste, invece, nella condotta premente di progetto che si estende dalla camera di manovra fino alla restituzione. In particolare, dal momento che, nel caso in analisi, il collettore costituisce la quasi totalità del percorso idraulico in pressione, deve avere dimensioni tali da evitare velocità elevate per limitare gli effetti

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 18 / 36
		Numero Revisione
	00	

erosivi a lungo termine a favore della durabilità dei materiali o fenomeni di depressione, in situazioni di arresto della pompa. Non deve nemmeno essere tale da produrre velocità troppo basse da innescare fenomeni di sedimentazione e conseguente occlusione della tubazione stessa.

A tale scopo si è scelto di porre in opera un collettore in PEAD DN125 PN10 (avente diametro interno pari a 110.2 mm), che per una portata dell'ordine dei 10 l/s produce velocità intorno a 0.8 m/s.

La prevalenza dell'impianto ΔH è calcolata come:

$$\Delta H = \Delta H_{geo} + \Delta H_f$$

Dove:

- ΔH_{geo} è il dislivello geodetico
- ΔH_f è il contributo totale delle perdite di carico continue e localizzate, lungo tutto il percorso idraulico

Le perdite di carico continue sono calcolate utilizzando la seguente formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_{fc} = J \cdot L = \left(\frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \right) \cdot L$$

Dove:

- L è l'area bagnata
- λ è la scabrezza della tubazione (secondo Cozzo)
- v è la velocità media in condotta
- D è il diametro interno della tubazione

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

$$\Delta H_{fl} = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

con k coefficiente numerico che dipende dalla tipologia della perdita concentrata.

Si riassumono nella tabella seguente le caratteristiche geometriche della condotta di mandata e quella premente, con particolare sul calcolo delle perdite di carico localizzate.

		Mandata 1	Collettore
Lunghezza [m]		5	50
Materiale		Acciaio	PEAD
scabrezza ϵ [m]		0.00008	0.00004
scabrezza condotte usate ϵ [m]		0.0007	0.0004
viscosità ν [m ² /s]		0.000001	0.000001
Diametro (m)		0.08	0.1
λ (ass. turb)		0.0196	0.0159
λ (ass. turb) condotte usate		0.0362	0.0284
Coeff. Perdite concentrate		7.5	1
Aspirazione	1	1	
N° piedi di accoppiamento	0.3	1	
N° Saracinesche	0.6	1	
N° innesto a T	1	1	
N° valvole di ritegno	2	1	
N° Sbocchi	1	1	1
Uscita in curva	2		
N° imbocchi	0.5		
N° curve 22.5°	0.3		
N° curve 45°	0.4		
N° curve 90°	0.8	2	

Nella tabella seguenti riassumono, invece, le quote altimetriche di progetto e relativi salti geodetici.

Quota di decompressione [m slm]	-1.9
Quota di attacco prima pompa [m slm]	-2.6
Quota di stacco pompa [m slm]	-2.9
Salto geodetico massimo ordinario [m]	1
Salto geodetico minimo ordinario [m]	0.7

Le principali grandezze idrauliche per il dimensionamento dell'impianto e la prevalenza totale, suddivise per la tubazione di mandata e per il collettore sono invece riportate di seguito:

	Portata [mc/s]	Tubi nuovi	Tubi usati
		0.01	
Mandata Pompe	Velocità [m/s]	1.99	1.99
	Perdite localizzate [m]	1.51	1.51
	λ (Cozzo)	0.021	0.037
	Cadente [m/m]	0.054	0.093
	Perdite continue [m]	0.27	0.46
Collettore	Velocità [m/s]	1.27	1.27
	Perdite localizzate [m]	0.08	0.08
	λ (Cozzo)	0.022	0.029
	Cadente [m/m]	0.018	0.024
	Perdite continue [m]	0.90	1.22
	Attacco pompa [m]	3.77	4.28
Stacco pompa [m]	3.47	4.03	

Dalle verifiche effettuate, la prevalenza di progetto delle pompe sarà compresa fra 3.47 e 3.77 metri ad impianto nuovo e fra 3.98 e 4.28 m in condizione di tubi usati.

Si prevede la posa di una pompa per l'esercizio ordinario e una di riserva per tenere in conto eventuali casi di manutenzione o guasto dell'altra pompa. Sulla base dei valori di portata e prevalenza totale di progetto, la doppia pompa individuata a servizio dell'impianto deve avere le caratteristiche tecniche della pompa sommersa di tipo **Flygt NP 3085 MT 3~ 4p Adaptive o equivalente** con girante di diametro 135.0 mm e di potenza nominale del motore pari a 1.3 kW.

Nella figura seguente sono riportate le curve di impianto e della pompa di progetto.

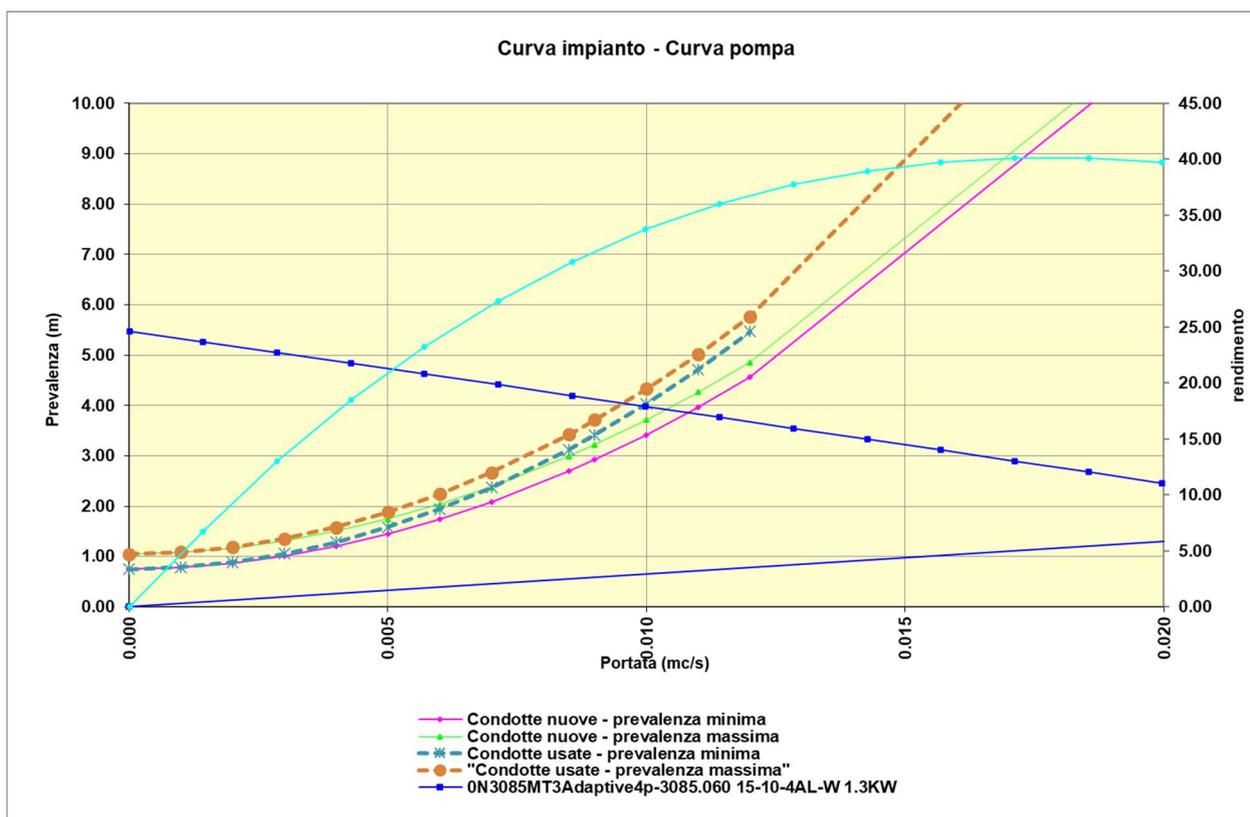


Figura 3-6 – Curve caratteristiche impianto di pompaggio

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 21 / 36
		Numero Revisione
		00

A valle del sollevamento è, infine, prevista la camera di manovra, con dimensioni in pianta 150x150 cm e 150 cm di profondità. All'interno è prevista l'installazione di due saracinesche (una per ciascuna pompa) con a valle le corrispettive valvole di non ritorno.

Prima dell'uscita dalla camera si prevede il pezzo speciale cartella in PEAD per passare dal DN80 in acciaio al DN125 in PEAD della condotta premente.

La vasca della stazione di sollevamento sarà realizzata con una vasca di forma circolare con diametro interno pari a 2 m e altezza interna sempre di 2 m.

Le figure seguenti rappresentano la configurazione prevista per la stazione di sollevamento e la camera di manovra.

SOLLEVAMENTO

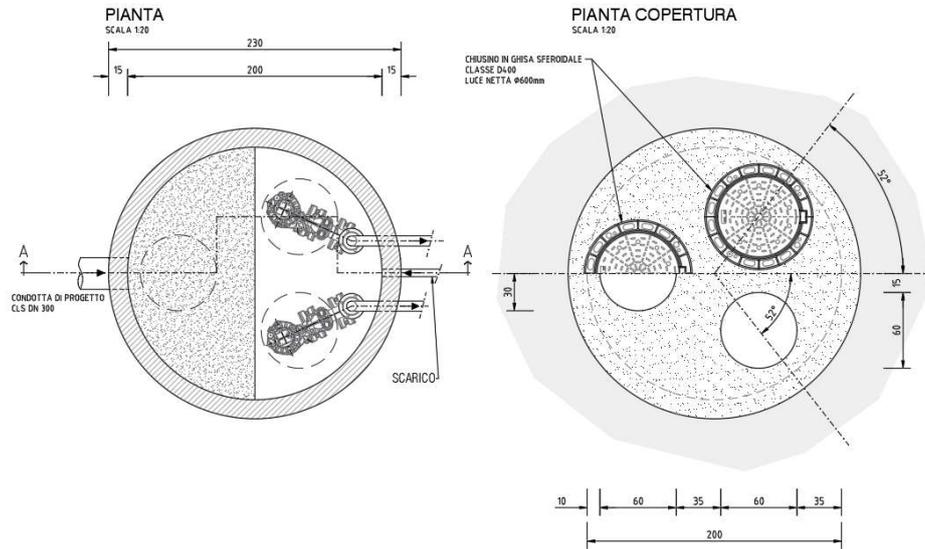


Figura 7: Stazione di sollevamento - Pianta.

SEZIONE A-A
SCALA 1:20

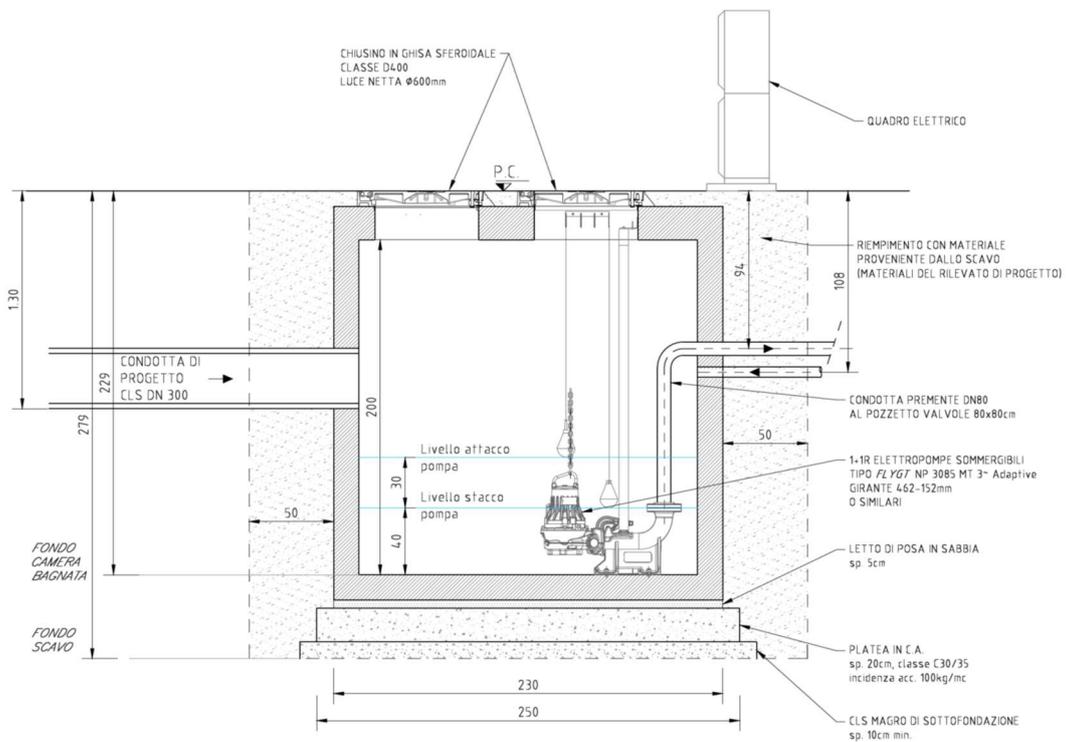
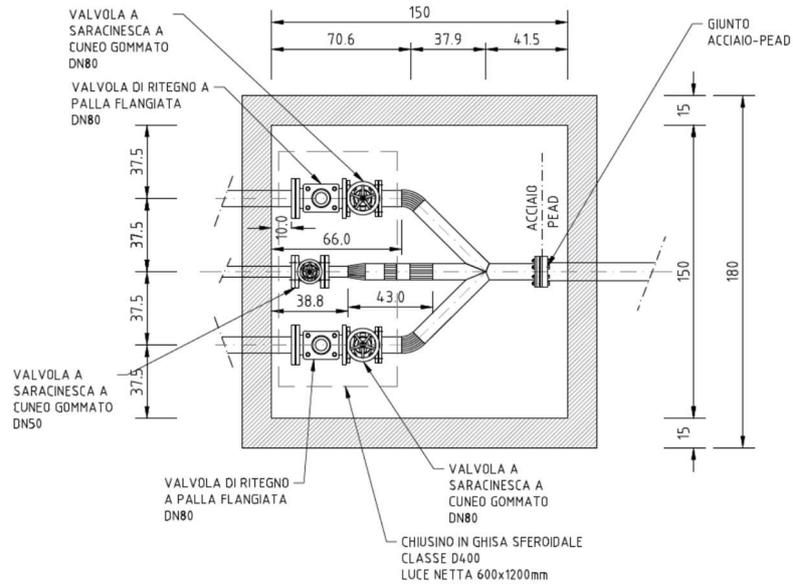


Figura 3-8 – Stazione di sollevamento – Sezione.

POZZETTO VALVOLE

PIANTA
SCALA 1:20



SEZIONE A-A
SCALA 1:20

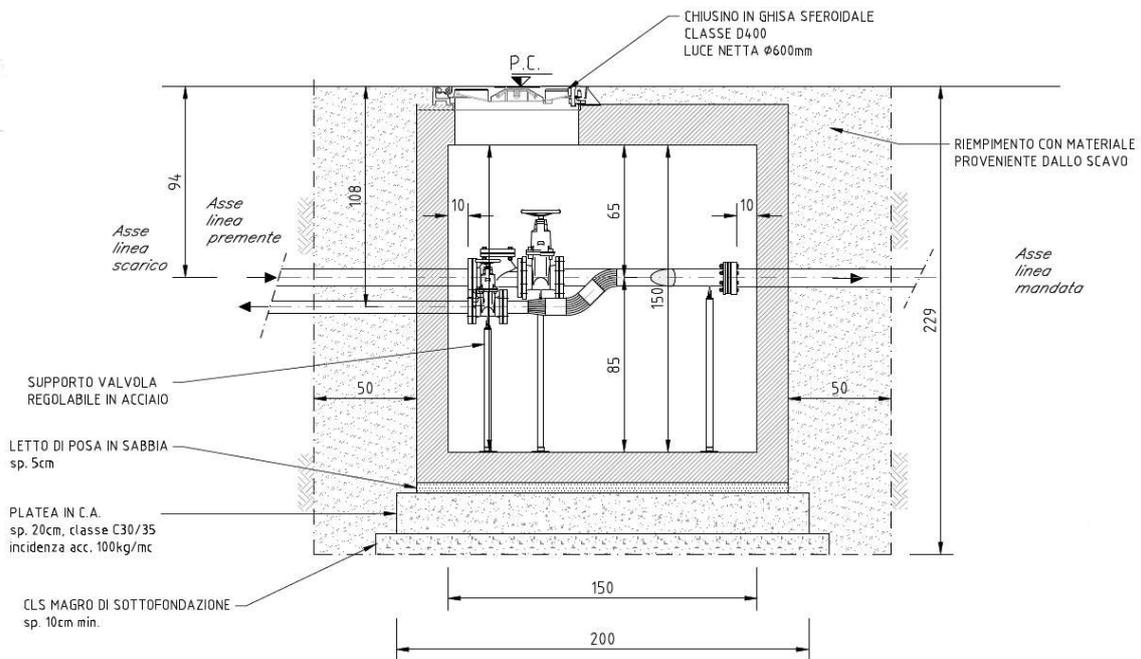


Figura 3-9 – Camera di manovra

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 24 / 36
		Numero Revisione
	00	

3.3 Acque di prima pioggia

3.3.1 *Prescrizioni normative*

Le Norme di attuazione del Piano Regionale di Tutela delle Acqua del Friuli-Venezia Giulia, approvato con PReg. n. 074/Pres dd. 20/03/2018 considerano acque di prima pioggia (Art. 26) quelle contaminate provenienti dal dilavamento di superfici scolanti di qualsiasi estensione, ove vi sia la presenza di:

- a) depositi, non protetti dall'azione di agenti atmosferici, di materie prime, semilavorati, prodotti finiti o rifiuti e che, in occasione di dilavamento meteorico, possono rilasciare sostanze suscettibili di recare danno alle acque superficiali o sotterranee;
- b) lavorazioni, comprese le operazioni di carico e scarico, che comportino il dilavamento di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici;
- c) ogni altra attività che possa comportare il dilavamento delle sostanze pericolose di cui alle tabelle 3/A e 5 dell'allegato 5 alla parte terza del decreto legislativo 152/2006;
- d) ogni altra attività in cui vi sia il dilavamento di sostanze correlate al ciclo produttivo aziendale.

Nel caso in esame non sono presenti attività ricadenti in uno dei casi sopra descritti; pertanto, il trattamento delle acque di prima pioggia non risulta necessario. Nonostante ciò, per quanto riguarda la sola S.S.E, precauzionalmente si prevede comunque l'installazione di un impianto di trattamento delle stesse prima dello scarico nel bacino di laminazione.

Sempre il PRTA, all'Art. 27 delle Norme di attuazione, prevede che le acque di prima pioggia siano recapitate, nell'ordine preferenziale presso i seguenti corpi recettori e nel rispetto dei limiti di emissione indicati:

- a) nella condotta nera o mista della rete fognaria, nel rispetto di quanto previsto all'articolo 107, comma 1 del decreto legislativo 152/2006 e in conformità alle prescrizioni del Gestore del servizio idrico integrato;
- b) in corpo idrico superficiale o rete bianca, nel rispetto dei valori limite di emissione della tabella 3, dell'allegato 5 alla parte terza del decreto legislativo 152/2006, ovvero di quelli eventualmente fissati dalla Regione ai sensi dell'articolo 101, commi 1 e 2 del decreto stesso;

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 25 / 36
		Numero Revisione
	00	

c) sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo alle seguenti condizioni:

- a. limitatamente alle ipotesi di scarico in zone non direttamente servite da rete fognaria e non ubicate in prossimità di corpi idrici superficiali;
- b. qualora il titolare dell'attività da cui origina lo scarico dimostri l'impossibilità tecnica o l'eccessiva onerosità di utilizzare i recapiti di cui alle lettere a) e b) del presente articolo;
- c. fermi restando i divieti per tale tipo di recapito di cui al punto 2.1, dell'allegato 5 alla parte terza del decreto legislativo 152/2006;
- d. nel rispetto dei valori limite di emissione della tabella 4 dell'allegato 5 alla parte terza del decreto legislativo 152/2006, ovvero di quelli eventualmente fissati dalla Regione ai sensi dell'articolo 101, commi 1 e 2 del decreto legislativo stesso.

L'area oggetto d'intervento non risulta servita da fognatura, le acque trattate verranno dapprima scaricate nel bacino di laminazione e successivamente sollevate e convogliate nel canale consortile. Infine, per quanto riguarda il trattamento, il PRTA, all'Art. 29 delle NTA, prevede che le acque di prima pioggia, prima di essere sottoposte a trattamento, vengano avviate a vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 metri cubi per ettaro di superficie scolante o, in alternativa all'accumulo, possano essere trattate in impianti con funzionamento in continuo che, nel caso in esame, siano dimensionati sulla base della portata minima riferita ad una precipitazione di 20 mm/h.

3.3.2 Acque di prima pioggia S.S.E.

Nel caso in esame, si prevede l'installazione di un impianto di trattamento in continuo in luogo all'accumulo, così da evitare l'installazione di un ulteriore impianto di sollevamento in aggiunta a quelli previsti.

L'area impermeabile della S.S.E. è di circa 2050 mq. La portata minima da trattare risulta:

$$Q_{pp} = 2050 \times 20 \times \frac{1}{3600} = 11.38 \text{ l/s}$$

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 26 / 36
		Numero Revisione
		00

3.4 Acque dilavamento trasformatori

Nell'area della S.S.E. saranno presenti due trasformatori, ciascuno dotato di una vasca di raccolta.

La vasca del trasformatore avrà nella parte superiore uno strato di 30 cm di misto di ghiaia di pezzatura 40/60 mm con funzione di barriera spezza fuoco (in caso di incidente l'olio percola attraverso lo strato ed un'eventuale fiamma viene soffocata e non incendia tutto l'olio); tale strato di ghiaia sarà sostenuto da un grigliato metallico opportunamente dimensionato e sostenuto.

Le pareti interne ed il fondo della vasca saranno trattate con resine epossidiche antiolio e antiacido; le pareti esterne della vasca contro terra saranno trattate con emulsione bituminosa.

La vasca dovrà avere un volume minimo dato dalla somma dei seguenti contributi:

- volume di tutto l'olio del trasformatore;
- volume dell'acqua di pioggia delle 24 h con la massima piovosità ottenuta per un tempo di ritorno di 50 anni che ricade sulla superficie della vasca.

Facendo riferimento alle curve di possibilità pluviometrica ottenute con RainMap FVG, risulta:

$$h(\theta = 24 \text{ ore}, Tr = 50 \text{ anni}) = 82.0 \times 24^{0.28} = 197.2 \text{ mm}$$

Rispetto al tirante raggiunto dal volume dell'olio, la vasca dovrà dunque essere realizzata tenendo conto di un ulteriore incremento del tirante di 20 cm dovuto al volume dell'acqua di pioggia.

La vasca sarà realizzata con il fondo con pendenze che riportano ad uno spigolo della stessa, ove sarà presente una tubazione che riporta ad un pozzetto di sollevamento. Prima del sollevamento, la tubazione in uscita dalla vasca sarà dotata di una valvola seguita da un gruppo di filtraggio a coalescenza tipo Petro-Pipe, in grado di garantire la fuoriuscita di acque rientranti nella Tab. 4, All.5, Parte terza D.Lgs 152/2006 per scarico sul suolo.

L'acqua riportata nel pozzetto di sentina verrà sollevata da una pompa (attivata da galleggiante) che convoglierà l'acqua verso il pozzetto di recapito.

Nella vasca del trasformatore saranno posizionati 2 galleggianti:

- il primo galleggiante rileva l'altezza massima del volume d'olio e deve segnalare un preallarme (indica che è presente un volume pari a quello dell'olio del trasformatore o che la pompa di sentina non è in funzione o è guasta);

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 27 / 36
		Numero Revisione
		00

- il secondo galleggiante rileva l'altezza massima del volume d'olio + acqua delle 24 ore e deve segnalare un allarme (indica che è presente un volume pari a quello dell'olio del trasformatore e dell'acqua delle 24h o che la pompa di sentina non è in funzione o è guasta).

Si prevede di scaricare l'acqua meteorica accumulata nelle vasche con una portata di circa 2 l/s. La pompa individuata dovrà avere le caratteristiche tecniche della pompa sommersa di tipo **Flygt DP 3069 LT 3~ 4p o equivalente** con girante di diametro 105.0 mm e di potenza nominale del motore pari a 1.5 kW.

A favore di sicurezza, anche se già sottoposte a filtrazione, le acque trattate saranno convogliate anch'esse all'impianto di trattamento in continuo.

3.4.1 Impianto di dissabbiatura e disoleazione

All'impianto di dissabbiatura e disoleazione in continuo verranno convogliate sia le acque di dilavamento dei piazzali, a cui corrisponde una portata di prima pioggia $Q_{pp}=11.38$ l/s, sia le acque di dilavamento dei trasformatori ($Q_t=2$ l/s).

La portata totale da trattare risulta:

$$Q_{tot} = Q_{pp} + Q_t = 11.38+2=13.38 \text{ l/s}$$

A favore di sicurezza, si prevede l'installazione di un impianto di trattamento NS30, dimensionato per trattare una portata complessiva fino a 30 l/s, di cui si riporta un tipologico in Figura 10.

L'aliquota eccedente la portata di trattamento (acque di seconda pioggia) verrà direttamente convogliata allo scarico mediante bypass.

Nello schema riportato in Figura 11 è rappresentata la gestione delle acque di scarico prevista.

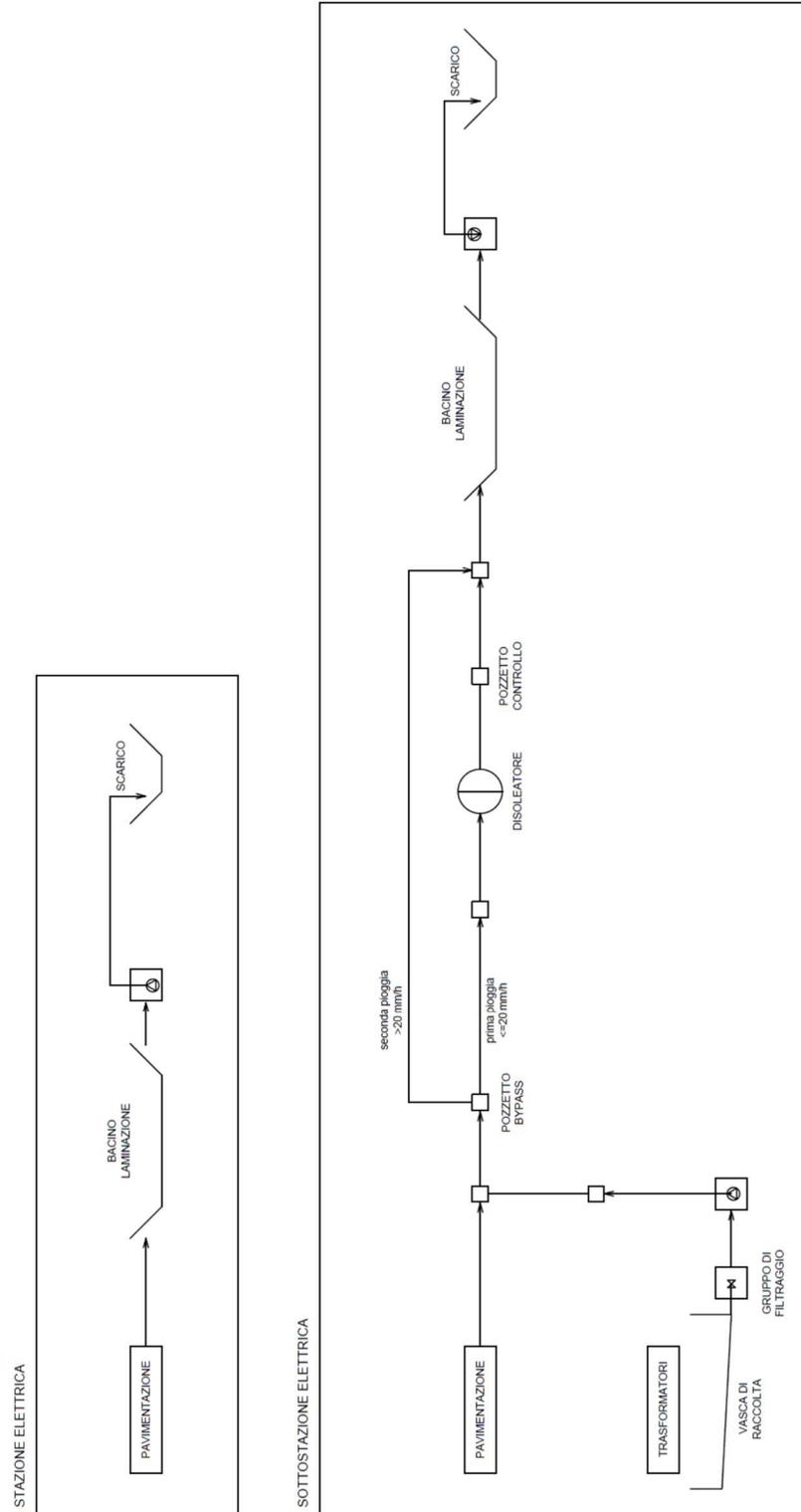


Figura 11: Schema gestione acque di scarico.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 30 / 36
		Numero Revisione
	00	

4 Drenaggio dei campi

Per quanto concerne la rete di drenaggio esistente caratterizzata da scoline, fossi e canali di bonifica, il progetto non prevede modifiche se non nei tratti interferenti con la viabilità interna al parco fotovoltaico nei quali è stata prevista la tombinatura delle scoline per permettere il passaggio dei mezzi di manutenzione. È stata comunque prevista una risagomatura delle medesime anche ai fini di migliorare la capacità di invaso della rete di deflusso ai fini dell'invarianza idraulica. Si rimanda alla relazione di invarianza idraulica allegata per maggiori dettagli.

Le figure seguenti rappresentano la risoluzione delle interferenze tra viabilità interna e rete secondaria di fossi e scoline.

Sono state previste due tipologie di tombinatura: una relativa ai tratti lasciati in terra inverdita e una relativa ai passaggi sopra le scoline che prevedono la pavimentazione.

In generale, gli attraversamenti sono presenti in punti dove non è prevista la realizzazione del pacchetto stradale ma solo il terreno inerbito. In questi casi, la tombinatura è stata prevista con un tubo DN 600 mm in calcestruzzo; sono, inoltre, stati previsti degli imbocchi e sbocchi in terra sagomati e rivestiti con massi di diametro medio pari a 30 cm. È comunque garantita la larghezza minima di passaggio pari a 5m.

Stante la modesta altezza delle scoline, al fine di garantire il ricoprimento minimo sopra il cielo della condotta, ai fini della resistenza statica della medesima, è stato previsto un abbassamento del fosso in prossimità dell'attraversamento con delle rampe di imbocco e sbocco rivestite in massi di diametro medio pari a 30 cm.

In corrispondenza dell'accesso alla S.S.E. e alla S.E., si prevede, invece, di realizzare l'attraversamento con sezione rinforzata: la tombinatura del fosso è prevista con un tubo DN 600 mm in calcestruzzo posato tra due muri d'ala a sostegno del pacchetto stradale della viabilità interna, in materiale granulare stabilizzato con legante naturale, garantendo, anche in questo caso, una larghezza minima di passaggio pari a 5 m. È prevista, inoltre, la posa di un geotessile alla base del fosso e il rinfianco della condotta con materiale misto cava fino alla base del pacchetto stradale di progetto.

Anche in questo caso, è previsto l'abbassamento dello scorrimento del fosso in corrispondenza dell'attraversamento per garantire un ricoprimento minimo della condotta tale da non compromettere la resistenza statica della condotta.

La figura seguente rappresenta le due tipologie di attraversamento previste.

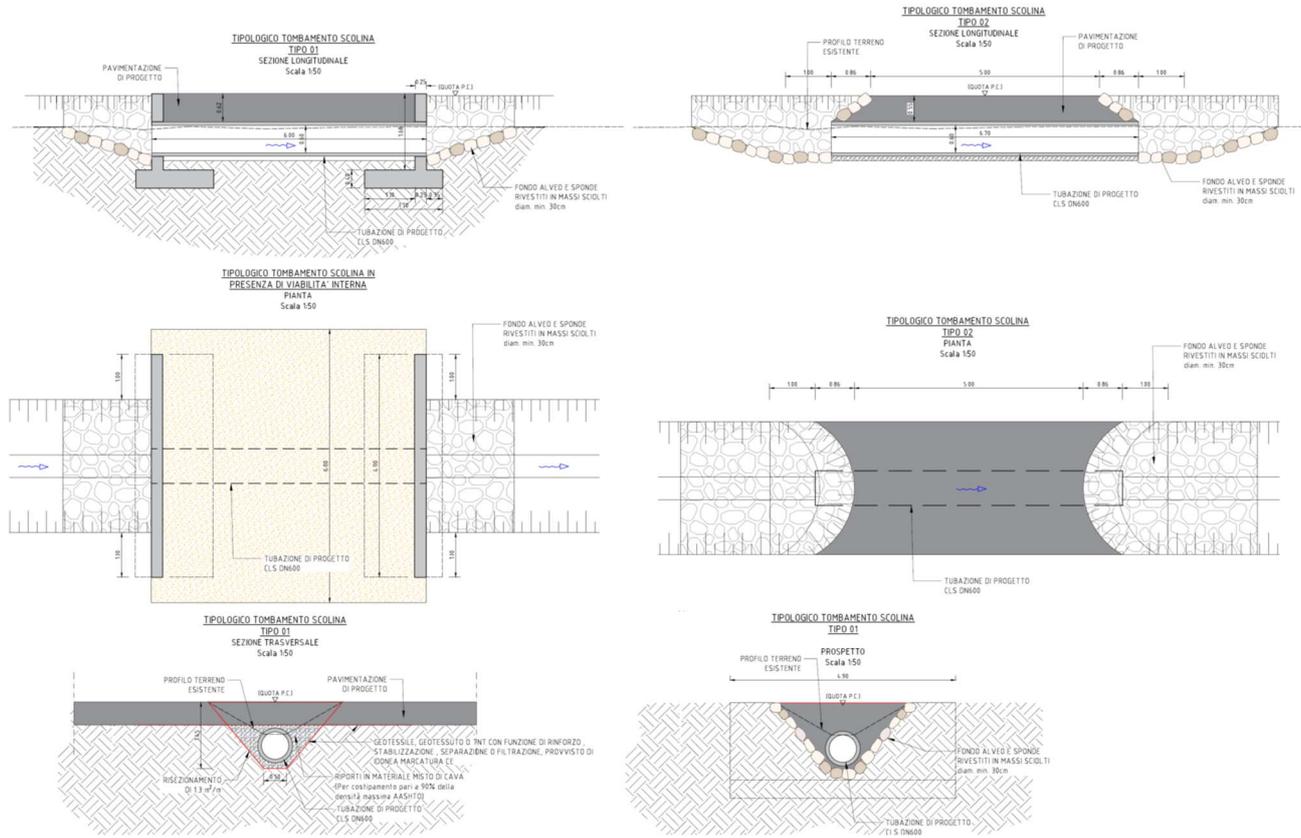


Figura 4-1 – Tombinatura scoline e fossi privati

5 Interferenze idrauliche con la rete di bonifica

Le interferenze con la rete di canali consortile è limitata ai passi carrai necessari ad accedere ai campi 1,2,3,4, e 5 che risultano interferenti con un canale di bonifica di classe IV lungo la SP 91.



Figura 5-1 – Tombinatura scoline e fossi privati

La figura seguente rappresenta l'accesso al campo 1.



Figura 5-2 – Accesso campo 1 esistente

È previsto il rifacimento di tutti gli attraversamenti esistenti dei canali consortili di accesso ai campi attraverso l'installazione di scatolari con sezione utile 350x200 cm.

In figura è riportata la sezione tipologica degli attraversamenti.

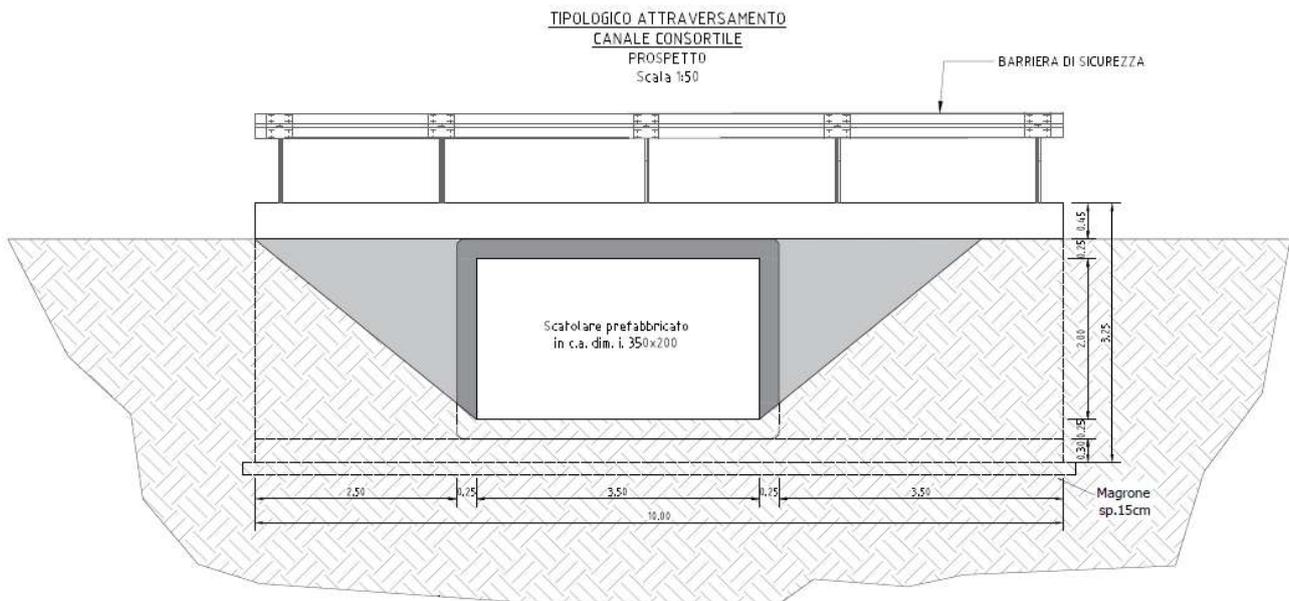


Figura 5-3 – Sezione tipologica attraversamenti canale consortile

5.1 Verifica idraulica attraversamenti

Secondo le indicazioni del Consorzio di Bonifica della Bassa Friulana, gli attraversamenti dei canali devono essere valutati attentamente e ridotti ai tratti indispensabili (ad esempio in corrispondenza degli accessi): qualora debbano essere realizzati, devono essere previsti con sezioni abbondanti che consentano una corretta manutenzione e che garantiscano tra la quota di massima piena di progetto ed il cielo del manufatto un adeguato volume che possa costituire un congruo invaso per la moderazione degli eventi rari.

5.1.1 Calcolo portata di piena

Come riferito dai tecnici del consorzio, che gestiscono le idrovore nell'area di realizzazione del campo fotovoltaico, i campi a nord della SR UD 91 (che funge da spartiacque) sono drenati da una rete di canali che recapita le acque all'idrovora Ca' Ospitale. La portata massima dell'Idrovora è pari a 4m³/s. Il sottobacino è collegato a quello dei terreni a sud della strada regionale, che insiste

sull'idrovora Panigai, da un manufatto di regolazione che resta normalmente chiuso in quanto le due idrovore lavorano a quote differenti. Il manufatto viene regolato solo per operazioni di irrigazione di soccorso o nel caso di non funzionamento di una delle due idrovore.

In ragione di sicurezza si assume come portata di progetto quella massima sollevabile dall'idrovora. La figura seguente evidenzia il canale (in colore blu) sul quale Saranno realizzati gli accessi ai campi e l'idrovora Ca' Ospitale cerchiata in colore rosso.

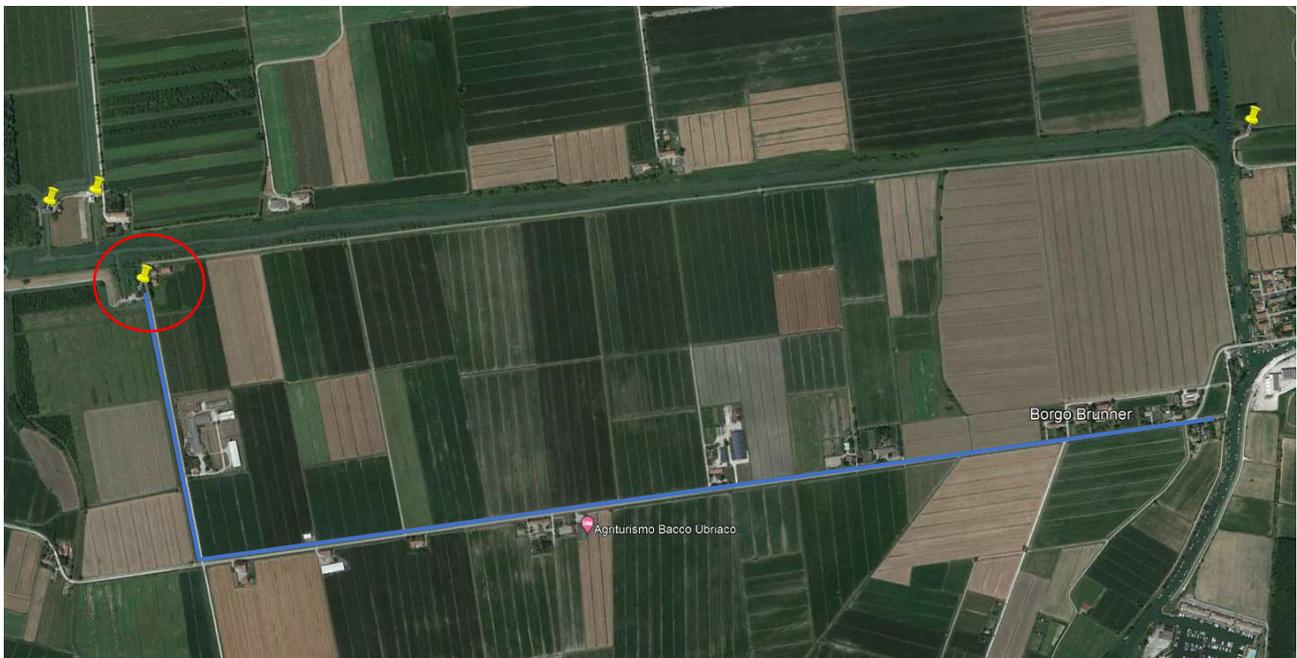


Figura 5-4 – Posizionamento dell'idrovora e del canale oggetto del rifacimento degli attraversamenti.

5.1.2 Verifica idraulica

La verifica idraulica è stata effettuata in condizioni di moto uniforme con la formula di Gauckler Strickler :

$$Q = A \cdot K_S \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

K_S = coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler (($m^{1/3}$) /s)) che dipende dalla forma e dal materiale costituente il canale, in questo caso si adotta $K_S = 50$ (($m^{1/3}$) /s));

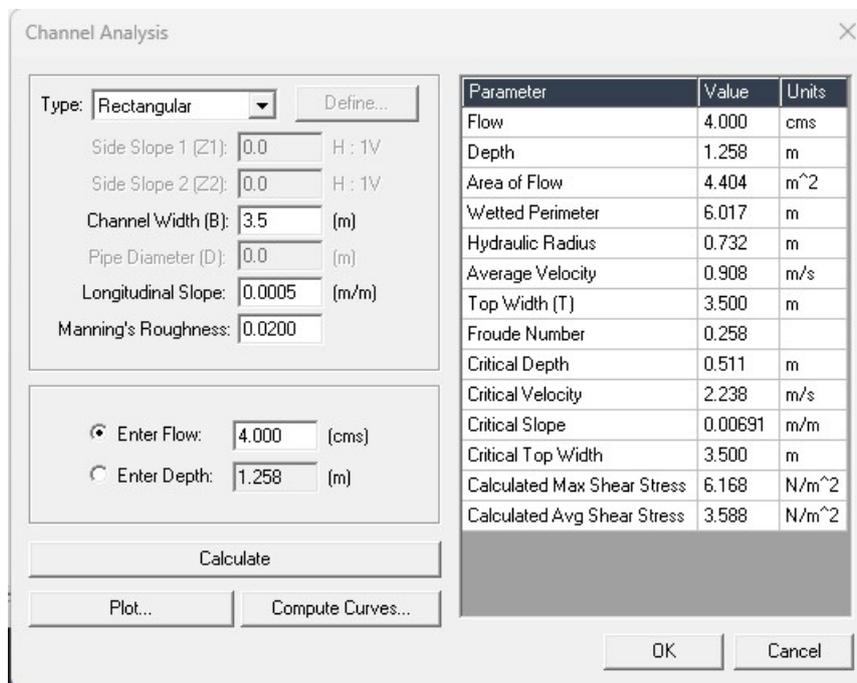
A = sezione bagnata (m^2) uguale a $b \cdot h$ con b larghezza del manufatto e h altezza dell'acqua;

R_H = raggio idraulico = A/P (m) con P = contorno bagnato uguale a $2h + b$;

i = pendenza del tratto in esame (si assume 0,005 per canali irrigui).

Per l'attraversamenti in esame, si prevede l'impiego di scatolari con sezione utile 350x200 cm.

Assunta una larghezza pari a 3.5 m, si ottiene che il tirante necessario al transito della portata di progetto è pari a 1.26 m che, considerando un'altezza dello scatolare pari a 2.0 m determina un grado di riempimento pari al 63%, garantendo pertanto un ampio margine di sicurezza.



The screenshot shows the 'Channel Analysis' dialog box. On the left, input parameters are defined: Type (Rectangular), Side Slopes (0.0 H:1V), Channel Width (3.5 m), Pipe Diameter (0.0 m), Longitudinal Slope (0.0005 m/m), and Manning's Roughness (0.0200). Below these, 'Enter Flow' is selected with a value of 4.000 cms, and 'Enter Depth' is set to 1.258 m. A 'Calculate' button is present. On the right, a table displays calculated parameters:

Parameter	Value	Units
Flow	4.000	cms
Depth	1.258	m
Area of Flow	4.404	m ²
Wetted Perimeter	6.017	m
Hydraulic Radius	0.732	m
Average Velocity	0.908	m/s
Top Width (T)	3.500	m
Froude Number	0.258	
Critical Depth	0.511	m
Critical Velocity	2.238	m/s
Critical Slope	0.00691	m/m
Critical Top Width	3.500	m
Calculated Max Shear Stress	6.168	N/m ²
Calculated Avg Shear Stress	3.588	N/m ²

Buttons for 'Plot...', 'Compute Curves...', 'OK', and 'Cancel' are also visible.

Figura 5-5 – Verifica sezione attraversamenti canale consortile.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009	Pagina 36 / 36
		Numero Revisione
		00

6 Allegati dello studio

Si allegano al presente studio i seguenti documenti:

1. Studio dell'invarianza idraulica
2. Verifica di compatibilità idraulica
3. Piano di uso e manutenzione delle opere idrauliche
4. Attestato di rischio idraulico

PARCO SOLARE FOTOVOLTAICO ED OPERE CONNESSE, COMUNE DI AQUILEIA - POTENZA IMPIANTO 75,872 MWp

ALLEGATO 1

STUDIO IDRAULICO GENERALE Studio invarianza idraulica

01/12/2023	00	Emissione per gli enti	Christian Marson	Pharos Srl-GDM	Pharos Srl-GDM
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale 			ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009_00		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale 			ID Documento Appaltatore 02.HYD		

Sommario

1	Premessa.....	4
2	Dati generali del progetto.....	8
3	Riferimenti normativi.....	9
4	Descrizione della trasformazione.....	10
4.1	Tipologia di trasformazione e livello di significatività	10
5	Descrizione delle caratteristiche dei luoghi	12
5.1	Inquadramento geologico e idrogeologico	12
5.2	Inquadramento idrografico	14
5.3	Valutazione delle criticità idrologiche e idrauliche.....	14
6	Analisi pluviometrica.....	16
7	Campi fotovoltaici.....	18
7.1	Coefficienti di afflusso	19
7.2	Caratteristiche della rete di drenaggio.....	19
8	Stazione elettrica e Sottostazione elettrica.....	20
8.1	Coefficienti di afflusso	22
8.1.1	Coefficiente di afflusso ante operam	22
8.1.2	Coefficiente di afflusso post operam	22
8.2	Caratteristiche della rete di drenaggio.....	23
9	Modellazione idrologico-idraulica.....	24
9.1	Descrizione del modello	24
9.2	Bacini idrografici.....	24
9.3	Pioggia di progetto	26

9.4	Determinazione della pioggia netta.....	27
9.5	Trasformazione afflussi-deflussi	29
9.6	Risultati	33
10	Misure di compensazione.....	43
10.1	Campi fotovoltaici	43
10.2	Stazione elettrica e sottostazione elettrica	44
10.2.1	Stazione di sollevamento	46
11	Piano di uso e manutenzione.....	52
12	Conclusioni dello studio.....	53
13	Tabella riassuntiva	55

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 4 / 57
		Numero Revisione
		00

1 Premessa

Il presente documento riguarda la realizzazione di un parco solare fotovoltaico e le relative opere di connessione, da installare su una superficie complessiva di intervento pari a circa 137,53 ha, situata nel Comune di Aquileia (UD) nei pressi della ex SP 91 (ora SR UD 91) in località IV Partita, e diviso in 6 diversi sottocampi.

Identificazione catastale aree di proprietà

Comune: Aquileia

Foglio 5, particelle: 272/1 – 281/6 – 273/1 – 281/2 – 281/12 – 281/1 – 296/3 – 301/24 – 301/27 – 301/11 – 1443 – 301/31 – 301/12 – 303/1 – 301/25 – 296/4 – 281/19, per un totale di 118,1513 ha.

Foglio 4, particelle: 296/1 – 296/2 – 296/5 – 332/1 – 331 – 330/4 – 330/3 – 330/2 – 330/1 – 329/1 – 320/2 – 329/2 – 328/2 – 328/1 – 327 – 326 – 328/3, per una superficie totale di 19,3828 ha.

Superficie di proprietà complessiva coinvolta: 137,5341 ha.

Identificazione catastale aree Stazione Elettrica e Sottostazione Utente

Comune: Aquileia

Foglio 5, particella: 300. Le Stazioni sono caratterizzate da un sedime di circa 1,55 ha.

Tutte le aree coinvolte nel progetto sono occupate da terreni a destinazione agricola con coltura di seminativi

Il Parco Fotovoltaico sarà installato su delle fondazioni a zavorra, e avrà una potenza nominale di 75,832 MWp.

Il numero totale di pannelli è 108332, mentre le zavorre saranno 27224.

Il Parco Solare Fotovoltaico sarà del tipo grid-connected, collegato alla rete elettrica dell'ente gestore della rete ad Alta Tensione RTN tramite la realizzazione di una Sottostazione Utente.

Nel contesto odierno, la produzione di energia elettrica da risorse rinnovabili è una scelta responsabile nei confronti soprattutto delle generazioni future, e rispecchia pienamente la sempre maggiore attenzione alla sostenibilità ambientale, sociale ed economica.

Per raggiungere gli obiettivi del Piano Nazionale Integrato per l'Energia e il Clima 2030 sono necessari almeno 31 GW di energia prodotta da impianti fotovoltaici, considerando che attualmente la produzione di energia da questa fonte si attesta intorno ai 21 GW.



Figura 1.1: Render impianto fotovoltaico (vista a volo d'uccello sottocampi 5, 4, 6, 3)

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 6 / 57
		Numero Revisione
		00

Si tiene a precisare che il progetto in questione è una rivisitazione parziale di impianti già autorizzati con i decreti del Servizio Energia della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia numero:

- 829 del 27/03/2012;
- 1821 del 03/08/2012;
- 1767 del 26/07/2013;
- 1165 del 12/06/2014;
- 1163 del 12/06/2014;
- 1164 del 12/06/2014;
- 1166 del 12/06/2014.

In particolare, la nuova configurazione proposta, **presenta delle implementazioni relative ai seguenti aspetti:**

- **migliore distribuzione** nello spazio dei pannelli ed utilizzazione dei terreni interessati dal progetto;
- **mantenimento dell'attuale assetto idraulico** delle aree, con un miglioramento degli aspetti relativi alla sicurezza;
- maggiore **resa nella produzione di energia elettrica**;
- **miglioramenti e innovazioni tecnologiche** dei vari componenti dell'impianto, rispetto al progetto precedente;
- un generale **affinamento dell'assetto** dell'impianto.

La presente relazione è parte integrante della documentazione allegata al progetto definitivo e riguarda lo studio di compatibilità idraulica ai fini dell'invarianza idraulica dei vari siti del parco, compresa l'area della sottostazione.

L'impianto si sviluppa, come rappresentato in Figura 2, su più campi a ridosso della strada SR 91.



Figura 2 - Corografia su ortofoto parco fotovoltaico.

2 Dati generali del progetto

INFORMAZIONI GENERALI	
Regione	Friuli Venezia Giulia
Ente di decentramento regionale	Udine
Comune	Aquileia
Località	Località IV Partita
Coordinate	45°45'22.23" N 13°20'04.15" E
Superficie netta area impianto	110,8800 ha
Superficie netta area SE e SSU	1,5500 ha
Superficie proprietà interessata	137,5341 ha
Orografia, curve di livello	-2 ~ +1 m s.l.m.
Perimetro dell'area recintata parco fotovoltaico	~ 13.686 m
Perimetro dell'area recintata SE e SSU	~ 646 m
Mitigazione del perimetro	~ 13.686 m
Campi fotovoltaici	N. 1
Numero sottocampi	N. 6
Accessi carrai e pedonali	N. 7
Zavorre	27.224
Potenza Elettrica Totale	75,832 MW
Moduli fotovoltaici marca Canadian Solar TOPBiHiKu7 700W	N. 108332
Tracker marca Convert da 56, 28 e 14 moduli	N. 2268
Inverter di campo / skid marca SMA MV Power Station	N. 20
Stazione Elettrica Terna	N. 1
Sottostazione Utente	N. 1
Produzione elettrica specifica annua	1.487,00 kWh/kWp/anno
Produzione media annua energia elettrica	112.792,00 MWh/anno
CO2 evitata all'anno	59.780 t
CO2 non emessa nel periodo di vita impianto (30 anni)	1.793.400 t

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1</p>	Pagina 9 / 57
		Numero Revisione
		00

3 Riferimenti normativi

Il presente studio è redatto in conformità alle seguenti normative:

- DPRReg 083-2018 “Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica di cui all'articolo 14, comma 1, lettera k) della legge regionale 29 aprile 2015, n. 11 (Disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque)”;
- Allegato 1 al DPRReg 083-2018 “Metodi e criteri per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica nella Regione Friuli Venezia Giulia”;
- L.R. n° 06/19 “Misure urgenti per il recupero della competitività regionale”.
- D.Lgs. 152/06 e s.m.i. “Norme in materia ambientale”;
- “Piano regionale di tutela delle acque”, approvato con DPRReg. n. 074/Pres dd. 20/03/2018”;
- Norme di attuazione del PRTA.

4 Descrizione della trasformazione

L'intervento previsto in progetto riguarda la costruzione di un parco solare fotovoltaico e di una Sottostazione Utente Terna.

In Figura 3 è riportato il layout di progetto del parco fotovoltaico.



Figura 3 - Layout di progetto.

4.1 Tipologia di trasformazione e livello di significatività

La trasformazione in oggetto ricade negli interventi edilizi di cui all'art.2, c.1, lettera e) dell'Allegato 1 al DPR Reg 083-18: “Progetti degli interventi di trasformazione fondiaria”.

La superficie di proprietà complessivamente coinvolta è pari a 140,26 ha; pertanto, il livello di significatività della trasformazione risulta *elevato* ($S > 50$ ha).

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1</p>	Pagina 11 / 57
		Numero Revisione
		00

Nel caso di livello di significatività elevato è obbligatorio l'utilizzo delle buone pratiche agricole e lo studio di compatibilità idraulica deve prevedere un approccio matematico che includa l'utilizzo della modellistica idrologico-idraulica.

5 Descrizione delle caratteristiche dei luoghi

5.1 Inquadramento geologico e idrogeologico

Si riporta di seguito un estratto tratto dalla relazione redatta dal Dott. Geol. M. Vian e dal Dott. Geol. B. Zanninello su incarico della committenza per l'intervento in oggetto.

Per la caratterizzazione del sottosuolo sono state eseguite le seguenti indagini:

- n° 8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU), di cui n° 4 spinte fino alla profondità di -6,0 m dal p.c. e n° 4 spinte fino alla profondità di -7,0 m dal p.c.;
- n° 1 indagine di sismica attiva MASW;
- n°14 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU) integrative, spinte a profondità variabile fino a individuare livelli maggiormente resistenti all'avanzamento della punta.

In Figura 4 si riporta l'ubicazione delle indagini eseguite su base satellitare.



Figura 4 - Estratto foto con ubicazione delle indagini eseguite (Google Earth).

	ID Documento Committente	Pagina 13 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

Dai dati delle prove penetrometriche è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico.

A titolo esemplificativo nella tabella seguente si riportano la litologia e i parametri geotecnici della CPTU1.

Tabella 1 - Parametri geotecnici medi CPTU1.

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]	Modulo di Young (E) [kPa]	Modulo edometrico (M) [kPa]
0,0 – 0,7	Limo argilloso e argilla limosa	–	86	–	4600
0,7 – 1,5	Argilla e argilla limosa	–	42	–	3000
1,5 – 3,9	Argilla	–	11	–	1100
3,9 – 5,7	Argilla	–	23	–	2100
5,7 – 5,9	Sabbia e sabbia limosa	29	–	12900	–
5,9 – 7,0	Limo sabbioso e sabbia limosa	25	–	5700	–

Al termine dell'esecuzione delle prove penetrometriche è stato misurato, per mezzo di una sonda freaticometrica, il livello dell'acqua nel foro di indagine.

Dalle indagini eseguite risulta che:

- nelle indagini CPTU sono stati rilevati terreni limoso argillosi molli nella porzione più superficiale di sottosuolo, fino a 6-7 m di profondità, seguiti da un livello limoso sabbioso più consistente. Gli orizzonti sabbiosi mostrano profondità variabili ma, nella maggioranza delle prove integrative, la loro presenza è certa a partire da 9 m da piano campagna. Particolare attenzione ad alcuni livelli più organici debolmente consistenti localmente riscontrati nelle prove CPTU3bis, CPTU4bis, CPTU5bis;
- la categoria di sottosuolo, secondo la normativa vigente, risulta essere D ovvero “Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s”;

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 14 / 57
		Numero Revisione
		00

- il livello dell'acqua nel terreno misurato nel foro di indagine è stato riscontrato alla profondità di 1,2/1,4 m da piano campagna. Nel caso di scavi spinti oltre queste profondità potrebbe rendersi necessario adottare dei sistemi per abbassare localmente il livello dell'acqua nel terreno.

5.2 Inquadramento idrografico

L'ambito identificato come "Bonifica IV Partita" costituisce una vasta area a forma pressoché triangolare racchiusa da argini artificiali e collocata nella parte più occidentale del Comune di Aquileia.

Tale zona, limitata a sud dalla Laguna, ad est dai fiumi Natissa e Terzo e ad ovest dal canale Anfora che segna anche il confine con il comune di Terzo d'Aquileia, presenta una struttura fondiaria molto regolare e semplificata, con viabilità ad assi rettilinei e una fitta rete di scoline e canali che raccolgono le acque in eccesso convogliandole alle idrovore che provvedono a smaltirle. Il reticolo idrografico è costituito da una rete di canali e scoline artificiali che raccolgono le acque in eccesso e le convogliano alle idrovore che provvedono a smaltirle. I corpi idrici principali sono il canale Anfora, che delimita il parco fotovoltaico a nord, e il canale Panigai, che lambisce il parco (sottocampo n. 6) a sud e sud-est. Centralmente al parco corre un canale secondario che separa i sottocampi a nord (n. 1, 2, 3,4 e 5) da quello a sud (n. 6). I canali di bonifica minori fanno da confine tra i diversi appezzamenti terrieri e hanno una larghezza del fondo di circa 1-2 metri. Il piano di campagna è ovunque a quote negative, variando da pochi centimetri s.l.m.m. a -2,2 m circa.

In Figura 5 si riporta un estratto in cui sono evidenziati i corsi d'acqua dell'intorno dell'area di intervento, nonché i fossi e le scoline che interessano o contornano le aree su cui avverrà l'installazione.

5.3 Valutazione delle criticità idrologiche e idrauliche

Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) classifica l'area d'intervento a pericolosità e rischio Medi (P2 e R2) (Figura 6).

Per quanto riguarda gli scenari di alta (TR = 30 anni), media (TR = 100 anni), bassa (TR = 300 anni) probabilità, l'ambito di intervento rientra nella classe di tirante idrico compreso tra 1 m e 1,5 m.

Per maggior dettagli si rimanda alla verifica di compatibilità idraulica.



Figura 5 - Reticolo fossi e scoli interno area di intervento.

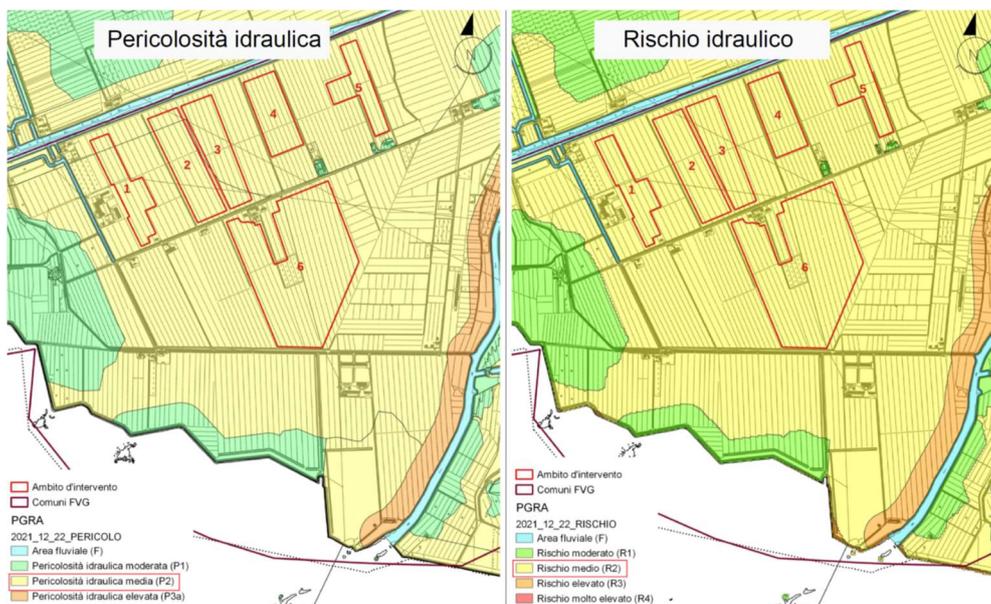


Figura 6 - Pericolosità e rischio idraulico secondo il PGRA.

6 Analisi pluviometrica

La relazione tra altezza di pioggia, durata e tempo di ritorno viene fornita da una curva, detta curva (segnalatrice) di possibilità pluviometrica (LSPP) che, per un tempo di ritorno prefissato, stabilisce un legame tra l'altezza di pioggia h e la durata dell'evento θ :

$$h(\theta, T_r) = a(T_r)\theta^n$$

La determinazione dell'altezza di pioggia di progetto è stata effettuata utilizzando la regionalizzazione delle piogge regionale (RainMap FVG) che fornisce le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) e la rappresentazione tabellare delle precipitazioni massime orarie attese, in funzione della durata e del tempo di ritorno per una determinata località. I dati analizzati sono stati ricavati da serie storiche di 130 stazioni pluviometriche e coprono un intervallo di tempo dal 1920 al 2013.

In Figura 7 sono riportate le curva di possibilità pluviometrica al variare del tempo di ritorno per l'area in esame. In Tabella 2 ne sono riportati i parametri.

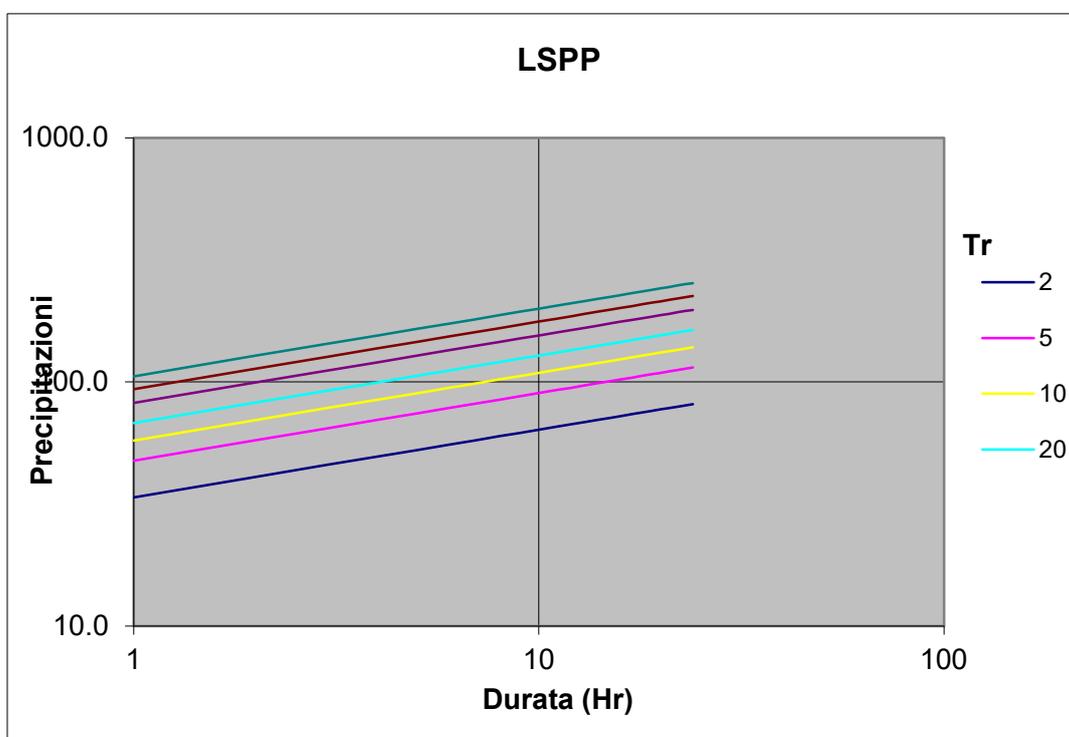


Figura 7 - LSPP RainMap FVG.

	ID Documento Committente	Pagina 17 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

Tabella 2 - Parametri LSPP RainMap FVG.

Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	<i>E</i>	<i>N</i>
Input	2390516	5068397
Baricentro cella	2390750	5068250

Parametri LSPP							
n	0,28						
	<i>Tempo di ritorno (Anni)</i>						
	<i>2</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>200</i>
a	33,7	47,6	57,6	67,8	82,0	93,4	105,5

L'Allegato 1 al DPR 083-18, prescrive che il tempo di ritorno (Tr) delle piogge di riferimento da assumere nel dimensionamento delle opere di compensazione sia pari a $Tr=50$ anni.

Sempre l'Allegato 1 stabilisce che, qualora si debbano considerare piogge di durata inferiore a quella oraria (scrosci), si proceda estrapolando i necessari parametri dalle LSPP tarate sulle piogge di durata pari ad 1 ora, assumendo $n' = n \cdot 4/3$.

7 Campi fotovoltaici

In Figura 8 sono evidenziate le varie unità di cui si comporrà l'impianto.



Figura 8 - Identificazione delle varie unità di cui si compone l'impianto.

L'installazione dei pannelli si articola su 6 unità topografiche separate che non vanno ad interrompere alcuna viabilità interpoderale né alcun fosso di scolo esistente. Inoltre, l'installazione non andrà a modificare l'attuale uso del suolo. Lo sgrondo delle acque meteoriche risulterà quindi invariato rispetto alla situazione *ante operam*.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 19 / 57
		Numero Revisione
	00	

7.1 Coefficienti di afflusso

Il coefficiente di afflusso permette la caratterizzazione dello stato di impermeabilizzazione di una superficie. Poiché il bacino è composto da zone caratterizzate da diversi usi del suolo, il coefficiente di afflusso complessivo viene calcolato come media pesata, in funzione delle aree, dei coefficienti di ogni zona, utilizzando la relazione:

$$\varphi_m = \sum_i \frac{\varphi_i S_i}{S}$$

La determinazione del coefficiente di afflusso è stata eseguita con riferimento ai valori indicati nell'Allegato 1 al DPRReg. 083/18.

Nel caso dei campi fotovoltaici, come indicato in precedenza, l'uso del suolo non varia nelle condizioni *ante e post operam*. In entrambe le condizioni il coefficiente assunto è quello per terreni coltivati, $\varphi=0.4$.

7.2 Caratteristiche della rete di drenaggio

Per quanto concerne la rete di drenaggio esistente caratterizzata da scoline e canali di bonifica, il progetto non prevede modifiche se non nei tratti interferenti con la viabilità interna al parco fotovoltaico nei quali è stata prevista la tombinatura delle scoline per permettere il passaggio dei mezzi di manutenzione. È stata comunque prevista una risagomatura delle scoline ai fini di migliorare la capacità di invaso della rete e soddisfare i volumi per l'invarianza idraulica, come si vedrà in seguito.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 20 / 57
		Numero Revisione
		00

8 Stazione elettrica e Sottostazione elettrica

Tra i campi 1 e 2 si prevede la realizzazione della stazione elettrica (S.E.) e della sottostazione elettrica (S.S.E.).

Il progetto prevede una cabina elettrica di trasformazione con funzione di protezione e adattamento alla tensione del vicino elettrodotto a 132 kV "Planais-Belvedere (T.23.404)" a cui collegarsi in ENTRA- ESCI2 (unica rete esterna necessaria per le esigenze relative all'esercizio dell'impianto) e, in adiacenza ad essa, una parte da mettere a disposizione dell'operatore TERNA per gestire la connessione. Si rimanda agli elaborati di progetto per ulteriori dettagli ed approfondimenti.

Attualmente, il terreno oggetto dell'intervento è classificato dalla cartografia Corine Land Cover come "seminativo in area non irrigua", ed è posto in prossimità a "sistemi colturali e particellari complessi". L'uso territoriale dell'area è quindi prettamente agricolo.

A seguito dell'intervento, l'area sarà costituita da diversi settori, evidenziati in Figura 9 in colore giallo, pavimentati con ghiaia nei quali saranno situati interruttori, deviatori e trasformatori. Il resto della superficie, costituita dalle viabilità di accesso ai vari settori e dagli edifici di servizio, sarà impermeabile.

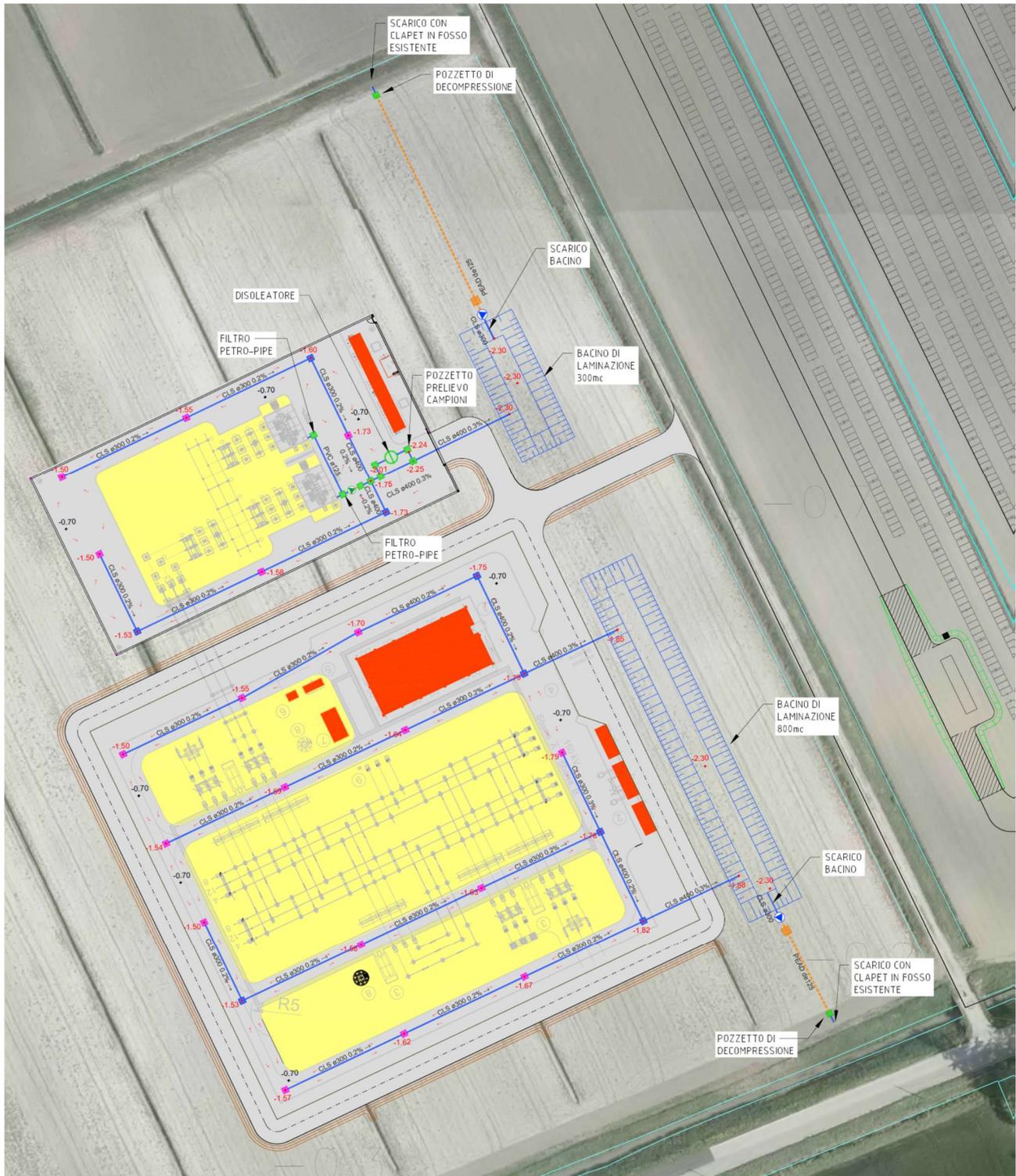


Figura 9- Sottostazione. Planimetria di progetto.

8.1 Coefficienti di afflusso

Il coefficiente di afflusso permette la caratterizzazione dello stato di impermeabilizzazione di una superficie. Poiché il bacino è composto da zone caratterizzate da diversi usi del suolo, il coefficiente di afflusso complessivo viene calcolato come media pesata, in funzione delle aree, dei coefficienti di ogni zona, utilizzando la relazione:

$$\varphi_m = \sum_i \frac{\varphi_i S_i}{S}$$

La determinazione del coefficiente di afflusso è stata eseguita con riferimento ai valori indicati nell'Allegato 1 al DPR Reg. 083/18.

Per ciascuna categoria di uso del suolo presente, sono stati assunti i seguenti valori:

- Terreni coltivati: $\varphi=0.4$
- Coperture: $\varphi=0.9$
- Pavimentazione: $\varphi=0.9$
- Superfici inghiaiate: $\varphi=0.4$

8.1.1 Coefficiente di afflusso ante operam

Nella condizione *ante operam* l'area è destinata esclusivamente ad uso agricolo. Il coefficiente di afflusso risulta:

$$\varphi_{m,ante} = 0.4$$

8.1.2 Coefficiente di afflusso post operam

In Tabella 3 sono riportate le superfici suddivise per uso del suolo ed i relativi coefficienti di afflusso adottati, rispettivamente per la S.E. e la S.S.E.

Tabella 3 – S.E. Uso del suolo post operam.

Tipo superficie	S (m ²)	φ
Coperture	400	0,90
Pavimentazioni	3617	0,90
Viali e superfici inghiaiate	4250	0,60

	ID Documento Committente	Pagina 23 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

Tabella 4 – S.S.E. Uso del suolo post operam.

Tipo superficie	S (m ²)	φ
Coperture	55	0,90
Pavimentazioni	1990	0,90
Viali e superfici inghiaiate	1065	0,60

Il coefficiente di afflusso medio a seguito della trasformazione risulta:

- S.E.: $\varphi_{m,post} = \sum_i \frac{\varphi_i S_i}{S} = \frac{6165}{8267} = 0.74$
- S.S.E.: $\varphi_{m,post} = \sum_i \frac{\varphi_i S_i}{S} = \frac{2480}{3110} = 0.80$

8.2 Caratteristiche della rete di drenaggio

La S.E. e la S.S.E. saranno dotate ciascuna di una rete di drenaggio indipendente che confluirà in due bacini di laminazione dedicati ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica. La portata sarà restituita al recettore mediante pompe di sollevamento tarate in modo tale da convogliare una portata inferiore a quella drenata dalla superficie agricola attuale, evitando in tal modo di aggravare i canali consortili. La rete in progetto sarà costituita da tubi in calcestruzzo di diametro minimo pari a DN300 mm, in ottemperanza alla Circolare Ministero LL.PP. 7 gennaio 1974, n. 11633, la quale prescrive per le fognature meteoriche il diametro minimo di 300 mm. I tratti terminali saranno realizzati con tubi DN 400 mm sempre in calcestruzzo.

Le caditoie saranno realizzate in linea con le tubazioni mediante pozzetti in calcestruzzo prefabbricati delle dimensioni interne pari a 60X60 cm, dotate alla sommità di griglie in ghia sferoidale GS500 EN 1563 con classe di resistenza D400 secondo UNI EN124.

Al fine di agevolare eventuali operazioni di pulizia sono stati previsti negli incroci, nelle curve e lungo le dorsali principali pozzetti di dimensione interna 80X80 cm.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 24 / 57
		Numero Revisione
		00

9 Modellazione idrologico-idraulica

9.1 Descrizione del modello

Secondo quanto indicato nell'Allegato 1 al DPR 083-18, per una trasformazione con livello di significatività elevato è obbligatorio prevedere un approccio matematico che includa l'utilizzo della modellistica idrologico-idraulica.

Nel caso in esame, la modellazione è stata eseguita mediante l'utilizzo del software *Lekan* (versione 2.3.3), un software open-source dedicato all'idrologia e all'idraulica di superficie basato su un ambiente GIS.

La modellazione è stata eseguita per ciascun campo fotovoltaico e per la sottostazione singolarmente, considerando per ognuno la sezione di chiusura in corrispondenza dell'immissione delle acque nei canali consortili, in modo tale da evitare di aggravare le portate scaricate in questi ultimi rispetto alla situazione preesistente.

I passaggi necessari alla costruzione del modello sono stati i seguenti:

- individuazione delle sezioni di chiusura dei bacini e delimitazione degli stessi;
- individuazione della pioggia di progetto (ietogramma) con i parametri pluviometrici calcolati utilizzando RainMap FVG;
- schematizzazione di ciascun bacino (approccio concettuale);
- calcolo della trasformazione afflussi–deflussi per ogni singolo bacino e determinazione dell'idrogramma in uscita per ogni singolo bacino nelle condizioni *ante e post operam*;
- confronto degli idrogrammi in uscita nelle condizioni *ante e post operam*;
- individuazione degli eventi critici di progetto e determinazione dei volumi di invaso;
- dimensionamento delle opere di laminazione.

9.2 Bacini idrografici

I bacini idrografici sono stati individuati sulla base del DTM a passo 0.5m redatto dalla Regione Friuli-Venezia Giulia e scaricabile da *EagleFVG* (Figura 10).

In Tabella 5 sono riportate le caratteristiche dei bacini individuati.

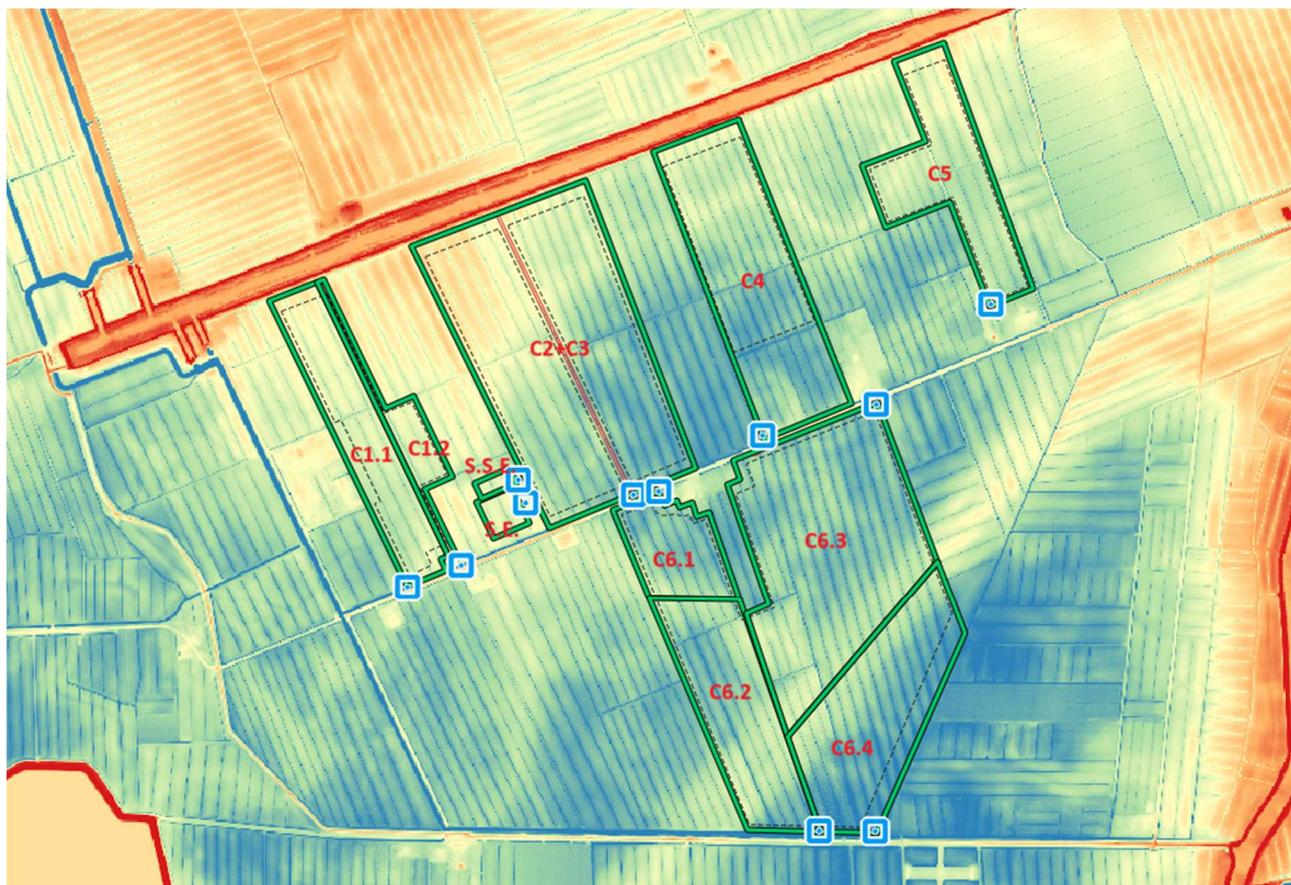


Figura 10 - Bacini idrografici.

Tabella 5 – Dati bacini idrografici.

Bacino	Campo	S (ha)
C1.1	1	10.56
C1.2	1	3.28
C2+C3	2+3	35.28
C4	4	18.81
C5	5	11.58
C6.1	6	5.83
C6.2	6	12.43
C6.3	6	26.49
C6.4	6	15.61

	ID Documento Committente	Pagina 26 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

S.E.	-	0.83
S.S.E.	-	0.31

9.3 Pioggia di progetto

Per conoscere l'andamento nel tempo dell'altezza di pioggia è necessaria la conoscenza dello ietogramma $i(t)$, ovvero l'andamento dell'intensità di pioggia durante l'evento meteorico.

Nella maggior parte dei casi si adottano gli *ietogrammi di progetto* (o *sintetici*), che forniscono, a partire dall'altezza di precipitazione, l'andamento dell'intensità nel tempo. Nella pratica comune viene solitamente adottato lo *ietogramma costante*, per il quale l'intensità di precipitazione è costante ed uguale all'intensità media dell'altezza di pioggia:

$$i(t) = \frac{h}{\theta} = a(T_r)\theta^{n-1}$$

a cui corrisponde un andamento dell'altezza di pioggia nel tempo:

$$p(t) = \int_0^t i(t') dt' = a(T_r)\theta^n t$$

Nel caso di trasformazione fondiaria elevata, l'Allegato 1 al DPR Reg 083-18 stabilisce l'obbligo, nella modellazione, dell'utilizzo dello ietogramma Chicago. Tale ietogramma è caratterizzato da un ramo crescente fino ad un picco in corrispondenza dell'intensità massima di pioggia e, successivamente, da un ramo decrescente; inoltre, ha la proprietà che, se considerata una qualsiasi durata di pioggia minore della durata totale dell'evento, la sua intensità media è uguale a quella fornita dalla curva di possibilità pluviometrica.

In Figura 11 si riporta a titolo esemplificativo lo ietogramma Chicago corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni e durata dell'evento pluviometrico pari a un'ora.

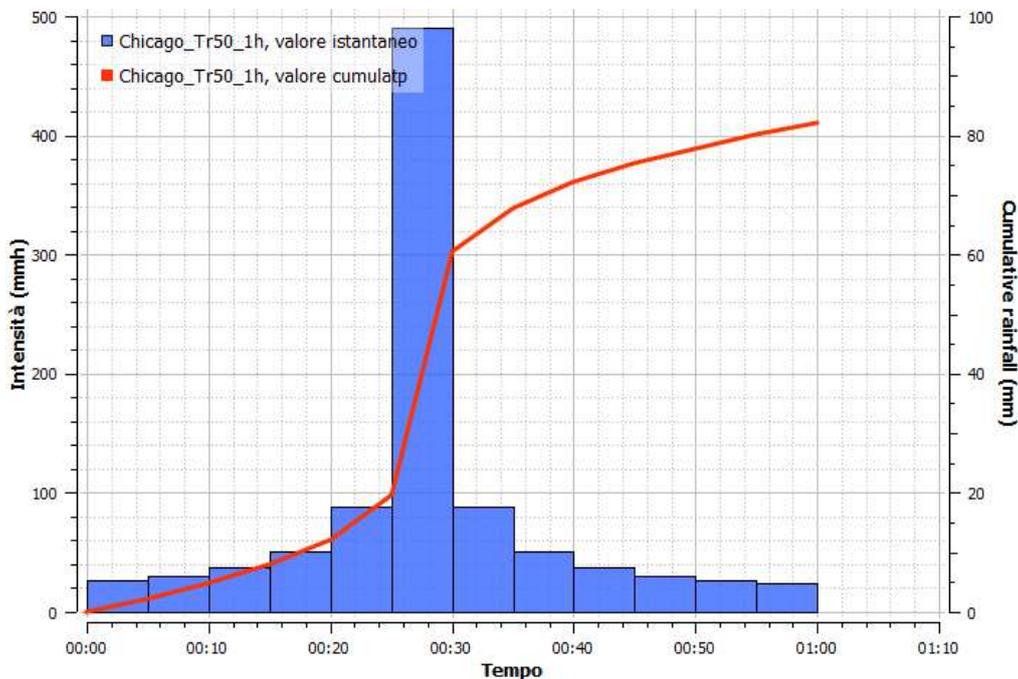


Figura 11 - Ietogramma Chicago per $Tr=50$ anni e $\theta=1$ ora.

9.4 Determinazione della pioggia netta

Dallo ietogramma è necessario depurare l'aliquota che si infila e non contribuisce a generare il deflusso superficiale. In accordo a quanto richiesto dal regolamento, la determinazione della pioggia netta è stata eseguita utilizzando il metodo di Green-Ampt.

Questo metodo per modellare l'infiltrazione presuppone che nella colonna di terreno esista un forte fronte di bagnatura, che separi il terreno con un certo contenuto di umidità iniziale al di sotto dal suolo saturo al di sopra. I parametri di input richiesti sono il deficit di umidità iniziale del terreno, la conducibilità idraulica del terreno e il battente di aspirazione al fronte di bagnatura. Il tasso di recupero del deficit di umidità durante i periodi di siccità è empiricamente correlato alla conducibilità idraulica.

Nel caso in esame, in base ai risultati dalle prove eseguite in sito, sono stati assunti i parametri corrispondenti alla classe granulometrica *franco sabbiosa argillosa (silty clay loam)* definiti dallo *United States Department of Agriculture (USDA)*.

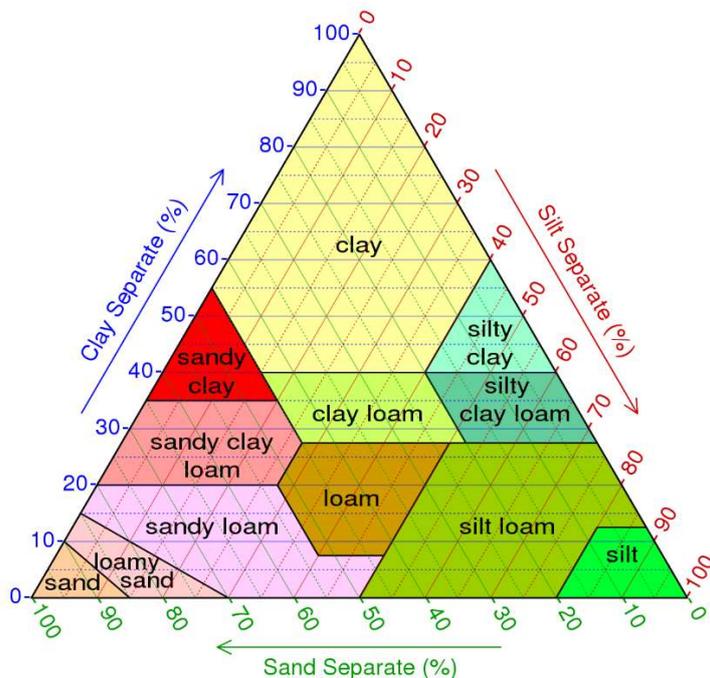


Figura 12 - Triangolo per la determinazione della classe tessiturale (USDA).

Tabella 6 - Parametri di Green-Ampt per diversi tipi di suolo.

Soil Texture Class	K	Ψ	ϕ	FC	WP
Sand	4.74	1.93	0.437	0.062	0.024
Loamy Sand	1.18	2.40	0.437	0.105	0.047
Sandy Loam	0.43	4.33	0.453	0.190	0.085
Loam	0.13	3.50	0.463	0.232	0.116
Silt Loam	0.26	6.69	0.501	0.284	0.135
Sandy Clay Loam	0.06	8.66	0.398	0.244	0.136
Clay Loam	0.04	8.27	0.464	0.310	0.187
Silty Clay Loam	0.04	10.63	0.471	0.342	0.210
Sandy Clay	0.02	9.45	0.430	0.321	0.221
Silty Clay	0.02	11.42	0.479	0.371	0.251
Clay	0.01	12.60	0.475	0.378	0.265

K = hydraulic conductivity, in/hr

Ψ = suction head, in.

ϕ = porosity, fraction

FC = field capacity, fraction

WP = wilting point, fraction

9.5 Trasformazione afflussi-deflussi

Per il calcolo della portata afferente alla sezione di chiusura dei singoli bacini si è utilizzato, quale metodo di trasformazione afflussi-deflussi, il metodo razionale generalizzato. In particolare, esso è una funzione di trasferimento dell'idrogramma unitario, che assume che il contributo del bacino cresca linearmente fino ad una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino stesso, si mantenga costante fino alla fine della precipitazione (afflusso) e poi decresca fino all'esaurimento dopo un tempo pari, ancora una volta, al tempo di corrivazione. Si ha dunque

$$Q = rA \min\left(1, \frac{\Delta t}{t_c}\right) \text{ se } \Delta t < \tau$$

e

$$Q = rA \max\left(0, \frac{\Delta t - \tau}{t_c}\right) \text{ se } \Delta t > \tau$$

In Figura 13 è schematizzato l'andamento della portata risultante. In particolare si indica con

- $t_1 = \min(t_c, \tau)$
- $t_2 = \tau$
- $t_3 = \tau + t_c$

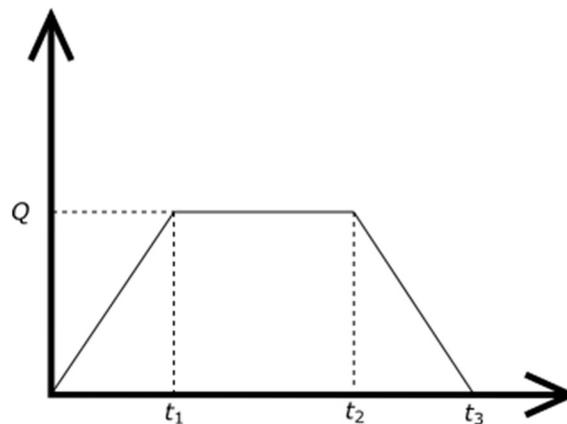


Figura 13. Rappresentazione grafica della funzione di trasferimento del metodo razionale generalizzato.

Dove A è la superficie del bacino di riferimento, r è il contributo effettivo (Pioggia efficace o ruscellamento superficiale), Δt il tempo di riferimento dall'inizio della precipitazione e τ è la durata

	ID Documento Committente	Pagina 30 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

della precipitazione. L'idrogramma risultante è dato dalla composizione delle risposte ai singoli idrogrammi unitari.

Il tempo di corrivazione è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Nel caso in esame, il tempo di corrivazione è stato inizialmente valutato direttamente mediante l'ausilio di alcuni metodi classici messi a disposizione dal software (Figura 14), considerando il valore medio tra quelli applicabili alle condizioni del caso in esame. In Figura 15 si riporta come esempio il caso del bacino C1.1.

Lekan ? X

Formula Tempo di Concentrazione

Giandotti	$\frac{0.24 \times \sqrt{A} + 0.09 \times L}{0.8 \times \sqrt{H_m}}$
Johnstone	$27.738 \times \frac{\sqrt{L/1000}}{i^{0.25}}$
Kirpich	$0.0195 \times \frac{L^{0.77}}{i^{-0.385}}$
Passini	$6.48 \times \frac{(A \times L)^{0.33}}{10^9 \times \sqrt{i}}$
Ven te Chow	$9.612 \times \left(\frac{L}{1000}\right)^{0.64} \times i^{-0.32}$
Ventura	$0.24 \times \sqrt{\frac{A \times L}{1000 \times H}}$

L: percorso più lungo (m)
A : area bacino (m²)
i : pendenza media (m/m)
H : Salto di quota (m)
Hm : elevazione media relativa (rispetto alla sezione di chiusuta) (m)
Tutti i risultati in minuti

Figura 14 - Formule per il calcolo del tempo di corrivazione.

Nome Formula	Valore calcolato
<input type="checkbox"/> Giandotti	340.09 min
<input type="checkbox"/> Johnstone	129.52 min
<input type="checkbox"/> Kirpich	42.73 min
<input checked="" type="checkbox"/> Passini	71.19 min
<input type="checkbox"/> Ven te Chow	69.10 min
<input checked="" type="checkbox"/> Ventura	58.05 min

Valore Rosso: almeno un parametro è al di fuori del dominio di validità della formula

Valore Usato

Minimo
 Massimo
 Media
 Formula scelta

Tempo di Concentrazione

Figura 15 - Tempo di corrivazione calcolato con i diversi metodi disponibili in Lekan.

Tuttavia, considerata l'area in oggetto, si è ritenuto più opportuno calcolare il tempo di corrivazione t_c come somma del tempo di accesso alla rete di drenaggio e del tempo di rete, facendo riferimento al percorso idraulico più lungo fino alla sezione di chiusura considerata:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il tempo d'accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dalla scolina posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, e t_r è il tempo di rete.

Questo approccio ha, inoltre, consentito di tenere esplicitamente in considerazione un eventuale effetto che i pannelli fotovoltaici possono avere sul deflusso superficiale delle acque.

L'effetto dei pannelli fotovoltaici sul deflusso superficiale delle acque non risulta ancora ben definito ed è, ad oggi, oggetto di studio. Seppur uno studio recente (*Journal of Hydrology 620-2023, - How a photovoltaic panel impacts rainfall-runoff and soil erosion processes on slopes at the plot scale. Feng Wang, Jihui Gao*) sembri indicare che l'effetto dei pannelli possa essere considerato trascurabile, l'esperienza diretta del Gestore indica, invece, che la loro presenza porti ad un incremento, seppur limitato, dell'idrogramma di piena.

Al tempo di accesso alla rete si assegnano normalmente valori compresi tra i 5 e i 12 minuti, a seconda che l'area sottesa sia più o meno urbanizzata e più o meno pendente.

Nel caso in esame, per i campi fotovoltaici, in considerazione delle pendenze limitate e dell'irregolarità dei campi drenati, nella condizione *ante operam* si assume un tempo di accesso pari a 15 minuti. Nelle condizioni *post operam*, per tenere conto dell'effetto dovuto alla presenza dei pannelli, il tempo di accesso è stato ridotto a 10 minuti.

Il tempo di residenza in rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo, risulta pertanto:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Per la velocità di percorrenza delle scoline è stato assunto un valore costante pari a 0.5 m/s.

Il tempo di rete risulta invariato nelle condizioni *ante e post operam*.

I tempi di corrivazione così determinati sono inferiori rispetto a quelli ottenuti utilizzando le formule riportate in Figura 14; ciò risulta a favore di sicurezza e, inoltre, in accordo con quanto riportato dal Gestore, ovvero che gli eventi più critici per l'area in esame risultano quelli generati da eventi meteorici di durata inferiore all'ora.

Per quanto riguarda la S.E e la S.S.E., nella condizione *post operam*, il tempo di accesso è stato assunto pari a 10 minuti, mentre il tempo di residenza, considerata una velocità media in condotta pari a 1 m/s ed essendo la massima lunghezza delle tubazioni pari a 140m per la S.E. e 110 per la S.S.E., risulta rispettivamente pari a 140 e 110 secondi.

In virtù dei valori del tempo di accesso e del tempo di rete, è stato assunto un unico tempo di corrivazione pari a 12 minuti per entrambe le aree.

In Tabella 7 e Tabella 8 sono riportati rispettivamente i valori del tempo di corrivazione dei vari bacini prima e dopo l'intervento in progetto.

Tabella 7 - Tempi di corrivazione dei bacini considerati nella condizione *ante operam*.

Bacino	S (ha)	L drenaggio (m)	ta (min)	tr (min)	tc (min)
C1.1	10.56	910	15.00	30.33	45.33
C1.2	3.28	800	15.00	26.67	41.67
C2+C3	35.28	1035	15.00	34.50	49.50

C4	18.81	1000	15.00	33.33	48.33
C5	11.58	900	15.00	30.00	45.00
C6.1	5.83	300	15.00	10.00	25.00
C6.2	12.43	900	15.00	30.00	45.00
C6.3	26.49	850	15.00	28.33	43.33
C6.4	15.61	950	15.00	31.67	46.67
S.E.	0.83	100	15.00	3.33	18.33
S.S.E.	0.31	40	15.00	1.33	16.33

Tabella 8 - Tempi di corrivazione dei bacini considerati nella condizione post operam.

Bacino	S (ha)	L drenaggio (m)	ta (min)	tr (min)	tc (min)
C1.1	10.56	910	10.00	30.33	40.33
C1.2	3.28	800	10.00	26.67	36.67
C2+C3	35.28	1035	10.00	34.50	44.50
C4	18.81	1000	10.00	33.33	43.33
C5	11.58	900	10.00	30.00	40.00
C6.1	5.83	300	10.00	10.00	20.00
C6.2	12.43	900	10.00	30.00	40.00
C6.3	26.49	850	10.00	28.33	38.33
C6.4	15.61	950	10.00	31.67	41.67
S.E.	0.83	140	10.00	2.00	12.00
S.S.E.	0.31	110	10.00	2.00	12.00

9.6 Risultati

Per ciascun bacino sono stati determinati gli idrogrammi di piena nelle condizioni *ante* e *post* intervento.

A titolo esemplificativo, di seguito si riportano gli idrogrammi di piena ottenuti per il bacino C1.1 con uno ietogramma Chicago di durata pari a un'ora e tempo di ritorno di 50 anni.

Dal confronto degli idrogrammi in uscita dal bacino prima e dopo l'intervento in progetto, è stato determinato il volume di laminazione necessario (Figura 18).

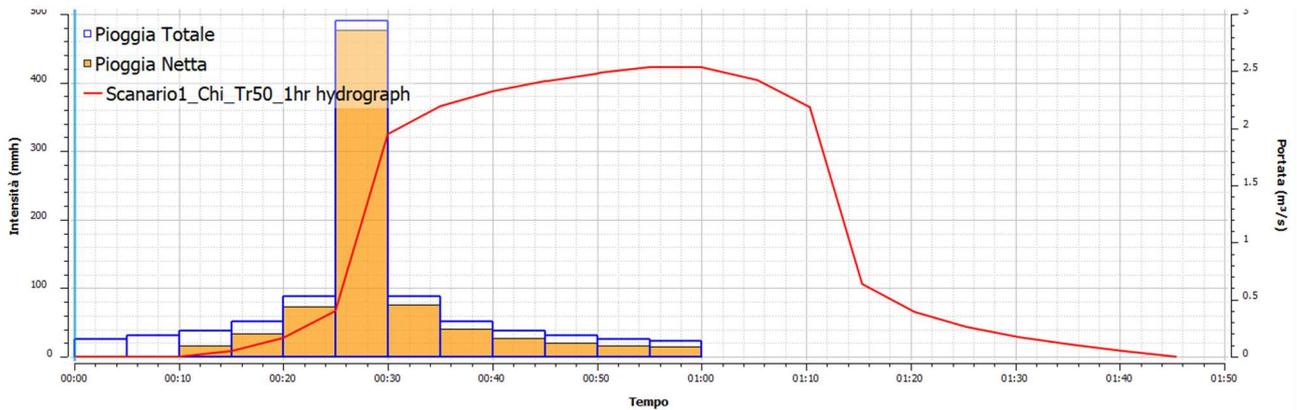


Figura 16 - Bacino C1.1. Idrogramma di piena per $Tr=50$ anni e $\theta=1$ ora – Condizione ante operam.

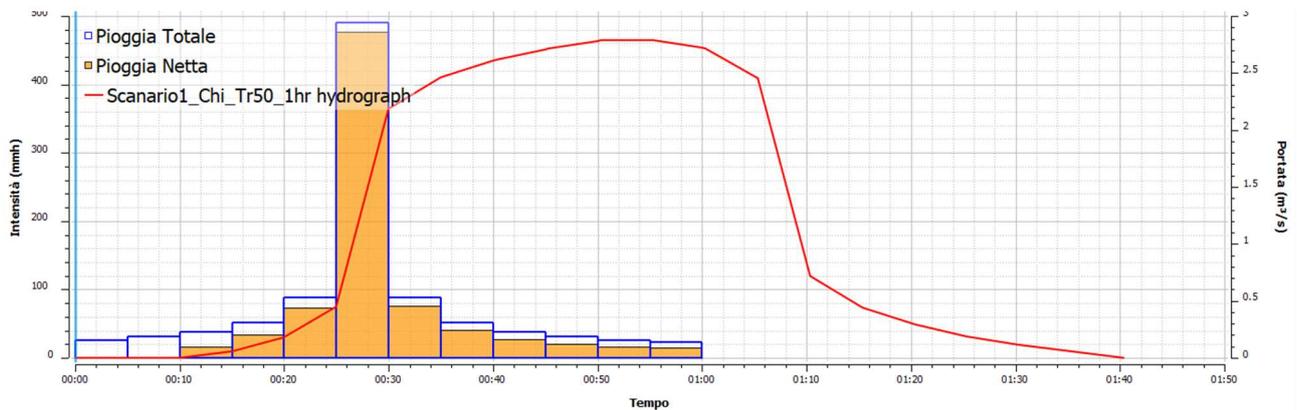


Figura 17 - Bacino C1.1. Idrogramma di piena per $Tr=50$ anni e $\theta=1$ ora – Condizione post operam.

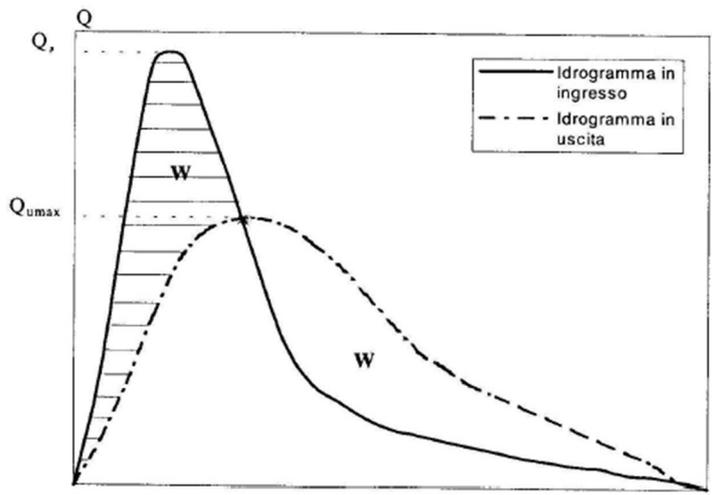


Figura 18 - Rappresentazione schematica del processo di laminazione (Becciu e Paoletti).

Adottando il metodo delle differenze finite, il volume di laminazione tra due istanti t e $t + \Delta t$ è determinabile come:

$$\frac{W(t + \Delta t) - W(t)}{\Delta t} = \frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t) + Q_u(t + \Delta t)}{2}$$

Il volume di laminazione complessivo è dato dalla somma dei singoli contributi corrispondenti a ciascun intervallo di tempo Δt .

Nel caso dei campi fotovoltaici, nel rispetto dell'invarianza idraulica, la portata in uscita corrisponde a quella scaricata nella condizione pre-intervento.

A titolo esemplificativo, in Figura 19 e in Figura 20 è riportato rispettivamente il confronto degli idrogrammi ante e post-intervento ed il volume di laminazione per il bacino C1.1.

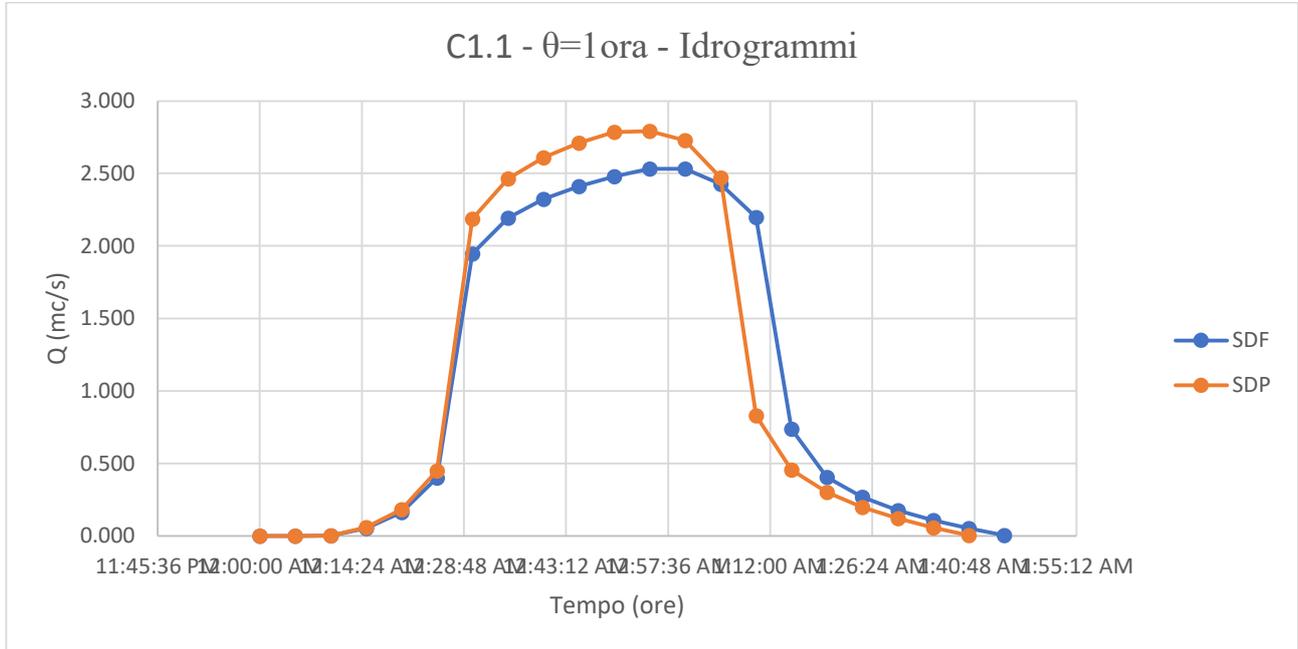


Figura 19 - Bacino C1.1 - Confronto idrogrammi ante e post operam per $\theta=1$ ora.

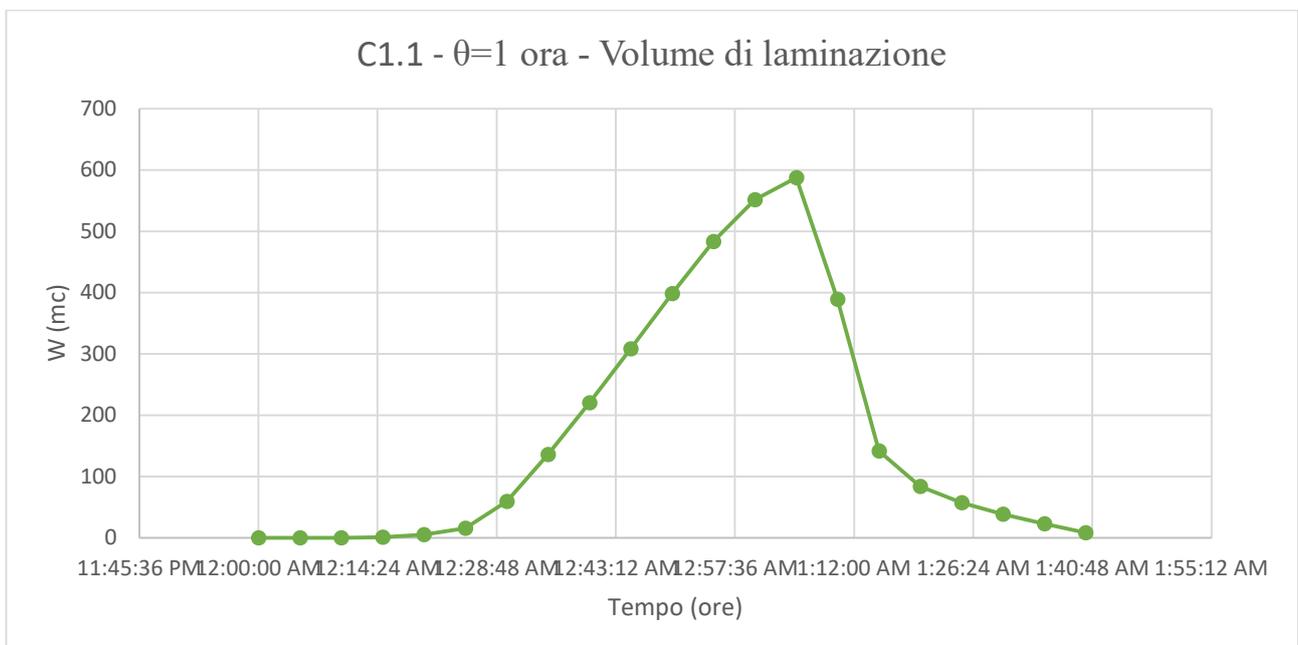


Figura 20 – Bacino C1.1. – Volume di laminazione per $\theta=1$ ora.

Nel caso della S.E. e della S.S.E., invece, si prevede di garantire il volume di compensazione mediante la realizzazione di due bacino in terra indipendenti. La portata drenata dalle due aree sarà restituita al recettore finale in pressione mediante stazioni di sollevamento; in questo modo, essendo in presenza di un'area a deflusso forzato, si rende il sistema di scarico indipendente dal tirante presente nel canale consortile di scarico.

Al fine di ridurre i costi di realizzazione e gestione e facilitare la manutenzione dell'impianto, si prevede l'installazione di due analoghi impianti di sollevamento di potenza limitata e di restituire una portata pari a 10 l/s per ciascun bacino, molto inferiore a quella scaricata dallo stesso bacino nella condizione *ante operam* (Figura 21).

In Figura 22 è riportato il volume di laminazione ottenuto per l'evento considerato nel caso della S.E.

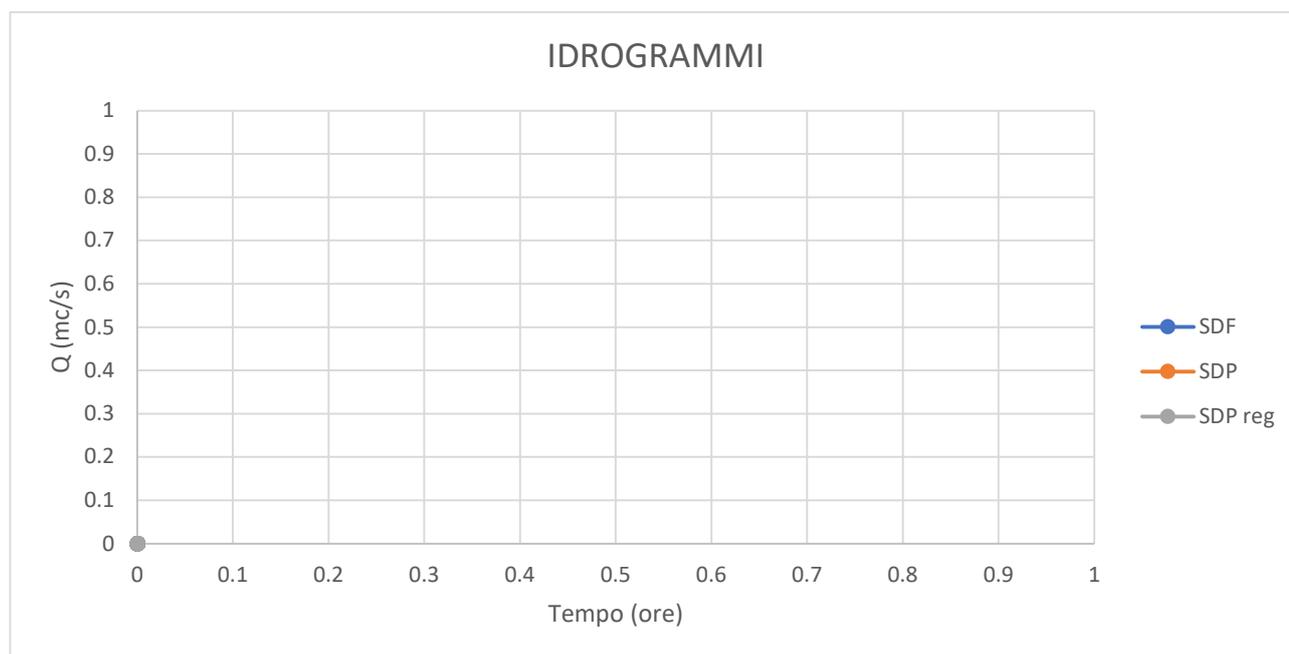


Figura 21 – Stazione elettrica - Confronto idrogrammi ante e post operam per $\theta=1$ ora.

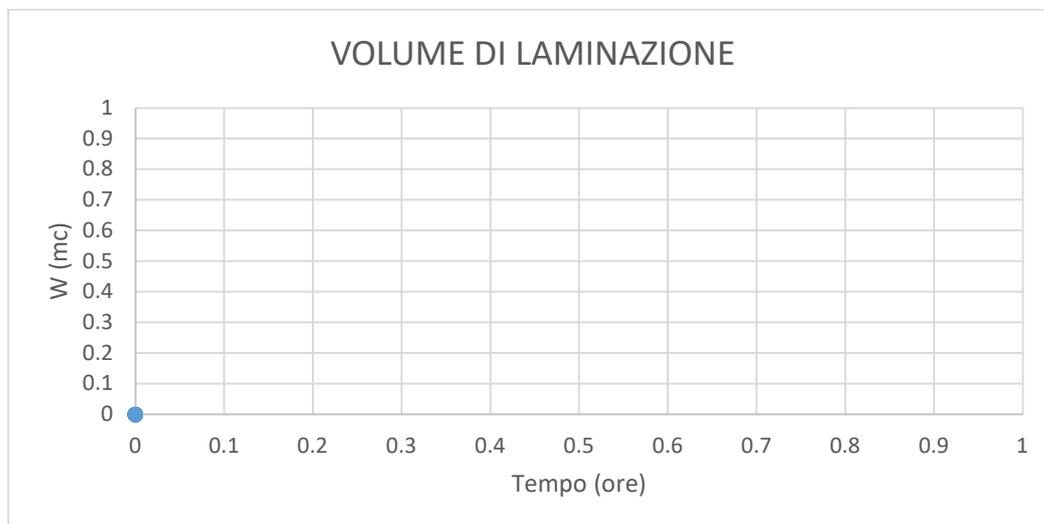


Figura 22 – Stazione elettrica - Volume di laminazione per $\theta=1$ ora.

In Tabella 9 si riportano i valori dei volumi di laminazione corrispondenti ad un evento meteorico con tempo di ritorno di 50 anni e durata pari a un'ora.

Tabella 9 - Volumi di laminazione per $\theta=1$ ora.

Bacino	S (ha)	W (mc)	w (mc/ha)
C1.1	10.56	588	56
C1.2	3.28	191	58
C2+C3	35.28	1766	50
C4	18.81	966	51
C5	11.58	650	50
C6.1	5.83	379	65
C6.2	12.43	698	60
C6.3	26.49	1467	55
C6.4	15.61	836	67
S.E.	1.04	655	630
S.S.E.	0.42	249	593

Al fine di determinare gli eventi che massimizzano le condizioni critiche (volume di piena), sono state eseguite simulazioni considerando in ingresso uno ietogramma Chicago per durate anche di 6 e 12 ore.

In Tabella 10 si riportano i valori del campo C1.1, esemplificativo del comportamento dei campi fotovoltaici, e della sottostazione.

Tabella 10 - Volumi di laminazione bacini C1.1, stazione e sottostazione elettrica al variare della durata dell'evento.

Bacino	S (ha)	W (mc)			w (mc/ha)		
		$\theta=1$ ora	$\theta=6$ ore	$\theta=12$ ore	$\theta=1$ ora	$\theta=6$ ore	$\theta=12$ ore
C1.1	10.56	588	614	619	56	58	59
S.E.	1.04	516	662	702	622	798	845
S.S.E.	0.42	176	202	209	567	652	673

Per quanto riguarda i campi fotovoltaici, non sono presenti significative variazioni di volume per i tre eventi considerati. Per la S.E. e la S.S.E., invece, a seguito della notevole riduzione di portata in uscita, l'evento critico risulta quello corrispondente ad una durata di 12 ore.

Infine, ai fini di una validazione dei risultati ottenuti, nel caso della S.E. e della S.S.E., il volume di compensazione è stato determinato anche mediante metodi analitici semplificati. Nello specifico è stato utilizzato il metodo della corrivazione. Per la trattazione teorica si rimanda all'Allegato 1 al DPR. 083-2018.

I volumi di laminazione risultano coerenti con quanto ottenuto dalle simulazioni.

In definitiva, per i campi fotovoltaici si è mantenuto come valore di calcolo del volume di laminazione quello corrispondente ad evento di durata di 1 ora, mentre per la sottostazione è stato considerato quello relativo ad un evento di durata pari a 12 ore.

I valori di calcolo ottenuti sono riportati in Tabella 11.

METODO CINEMATICO – STAZIONE ELETTRICA

LSPP

Tempo di ritorno	$T_r=$	50	anni
Coeff pluviometrico orario	$a=$	82.0	mm/ore ⁿ
Coeff di scala (piogge orarie)	$n=$	0.28	

Area

Superficie di riferimento	$S=$	0.83	ha
---------------------------	------	------	----

Parametri Ante operam

Coefficiente di afflusso	$\Phi=$	0.40	
Tempo di corrivazione	$t_c=$	18.33	min
Portata critica	$Q_c=$	177.74	l/s

Parametri Post operam

Coefficiente di afflusso	$\Phi=$	0.74	
Tempo di corrivazione	$t_c=$	12.0	min
Portata critica	$Q_c=$	446.09	l/s
Portata in uscita	$Q_u=$	10.00	l/s

Volume di invaso

Durata critica	$\theta_w=$	404.00	min
	$\theta_w=$	6.73	ore
Volume di invaso	$W_0=$	611.50	m ³
Volume di invaso (+20%)	$W_0=$	733.80	m ³
Volume di invaso di progetto	$W_0=$	800.00	m ³

Svuotamento

Portata svuotamento	$Q_{out}=$	10.00	l/s
		36.00	mc/ora
Tempo svuotamento	$T_{out}=$	1333.33	min
		22.22	ore

METODO CINEMATICO – SOTTOSTAZIONE ELETTRICA

LSPP

Tempo di ritorno	$T_r=$	50	anni
Coeff pluviometrico orario	$a=$	82.0	mm/ore ⁿ
Coeff di scala (piogge orarie)	$n=$	0.28	

Area

Superficie di riferimento	$S=$	0.31	ha
---------------------------	------	------	----

Parametri Ante operam

Coefficiente di afflusso	$\Phi=$	0.40	
Tempo di corrivazione	$t_c=$	16.33	min
Portata critica	$Q_c=$	72.14	l/s

Parametri Post operam

Coefficiente di afflusso	$\Phi=$	0.80	
Tempo di corrivazione	$t_c=$	12.0	min
Portata critica	$Q_c=$	180.12	l/s
Portata in uscita	$Q_u=$	10.00	l/s

Volume di invaso

Durata critica	$\theta_w=$	117.00	min
	$\theta_w=$	1.95	ore
Volume di invaso	$W_0=$	169.83	m ³
Volume di invaso (+20%)	$W_0=$	203.80	m ³
Volume di invaso di progetto	$W_0=$	300.00	m ³

Svuotamento

Portata svuotamento	$Q_{out}=$	10.00	l/s
		36.00	mc/ora
Tempo svuotamento	$T_{out}=$	500.00	min
		8.33	ore

Tabella 11 – Volumi di laminazione per eventi critici.

<i>Bacino</i>	<i>S (ha)</i>	<i>W (mc)</i>	<i>w (mc/ha)</i>
C1.1	10.56	588	56
C1.2	3.28	191	58
C2+C3	35.28	1766	50
C4	18.81	966	51
C5	11.58	650	50
C6.1	5.83	379	65
C6.2	12.43	698	60
C6.3	26.49	1467	55
C6.4	15.61	836	67
S.E.	0.83	702	845
S.S.E.	0.31	209	673

10 Misure di compensazione

La determinazione dei volumi compensativi atti a garantire il principio di invarianza idraulica è stata eseguita per ciascun campo e per la sottostazione indipendentemente, in modo tale da non aggravare le portate scaricate nei canali di raccolta rispetto alla situazione esistente.

10.1 Campi fotovoltaici

Come riportato in Tabella 11, i volumi da garantire nel caso dei campi fotovoltaici variano da 50 ad 67 mc/ha; i valori maggiori corrispondono ai bacini di estensione minore, per i quali la riduzione del tempo di corrivazione risulta più significativa.

Il volume di compensazione verrà garantito mediante approfondimento e ricalibratura delle scoline, mantenendo inalterata l'uscita calibrata nei canali consortili.

Dividendo il volume richiesto per la lunghezza delle scoline di ciascun campo, si ottiene l'incremento di sezione delle scoline che dev'essere garantito mediante ricalibratura delle stesse. I valori variano da 0.13 a 0.32 mq, con un valore medio di 0.20 mq (Tabella 12).

Si prevede un approfondimento delle scoline di 20-30 cm rispetto alla situazione esistente, garantendo così, a favore di sicurezza, un incremento della sezione di circa 0.5 mq (Figura 23), corrispondente ad un volume di compensazione dell'ordine di 120-150 mc/ha.

Tabella 12 – Incremento area sezione scoline ai fini dell'invarianza idraulica.

<i>Bacino</i>	<i>w (mc/ha)</i>	<i>L scoline (m)</i>	<i>Incremento area sezione scoline di calcolo (mq)</i>	<i>Incremento area sezione scoline di progetto (mq)</i>
C1.1	56	3200	0.18	0.50
C1.2	58	1000	0.19	0.50
C2+C3	50	8800	0.20	0.50
C4	51	7200	0.13	0.50
C5	50	4000	0.16	0.50
C6.1	65	1200	0.32	0.50
C6.2	60	3600	0.19	0.50

C6.3	55	7500	0.20	0.50
C6.4	67	4000	0.21	0.50

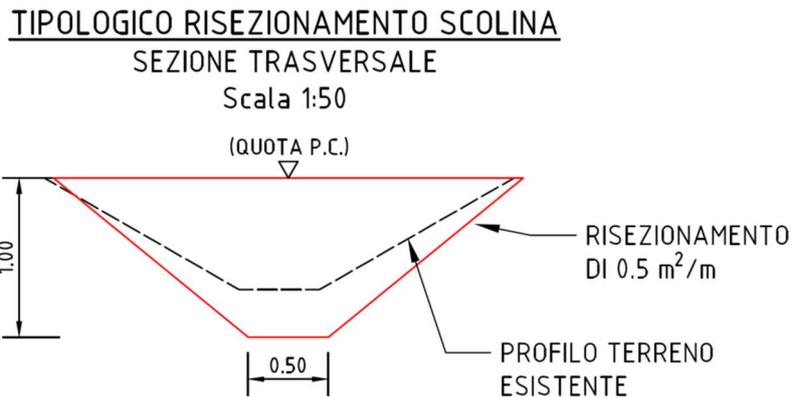


Figura 23 - Tipologico risezionamento scoline.

10.2 Stazione elettrica e sottostazione elettrica

I volumi di compensazione di calcolo per la S.E. e la S.S.E. risultano rispettivamente di 702 e 209 mc.

Si prevede di realizzare due distinti bacini di laminazione sul lato est dell'opera di volume pari a 800 mc per la S.E. e 300 mc per la S.S.E., con profondità di 1,3 m e pendenza delle sponde 1:3 (Figura 24), al fine di limitarne la profondità, vista la presenza della falda (dalle prove nell'intorno dell'area di intervento rilevata a -1.4m dal p.c.) e per facilitare l'accesso ai mezzi per la manutenzione.

Gli scarichi di fondo delle vasche di laminazione saranno connessi a due stazioni di sollevamento dotate di pompe con portata pari a 10 l/s ciascuna.

Il recapito avverrà in pressione nei fossi limitrofi mediante una tubazione in PEAD DN 125 PN 10.

Il tempo di svuotamento dei bacini si valuta nel seguente modo:

$$t_{out} = \frac{W}{Q_{out}}$$

dove W è il volume invasato, Q_u è la portata uscente (nel rispetto della massima ammissibile).

Risulta:

- S.E.: $t_{out} = \frac{W}{Q_{out}} = \frac{800}{10} \times \frac{1000}{3600} = 22.22 \text{ ore}$

- S.S.E.:
$$t_{out} = \frac{W}{Q_{out}} = \frac{300}{10} \times \frac{1000}{3600} = 8.33 \text{ ore}$$

Il tempo di svuotamento risulta, in entrambi i casi, inferiore a 48 ore.

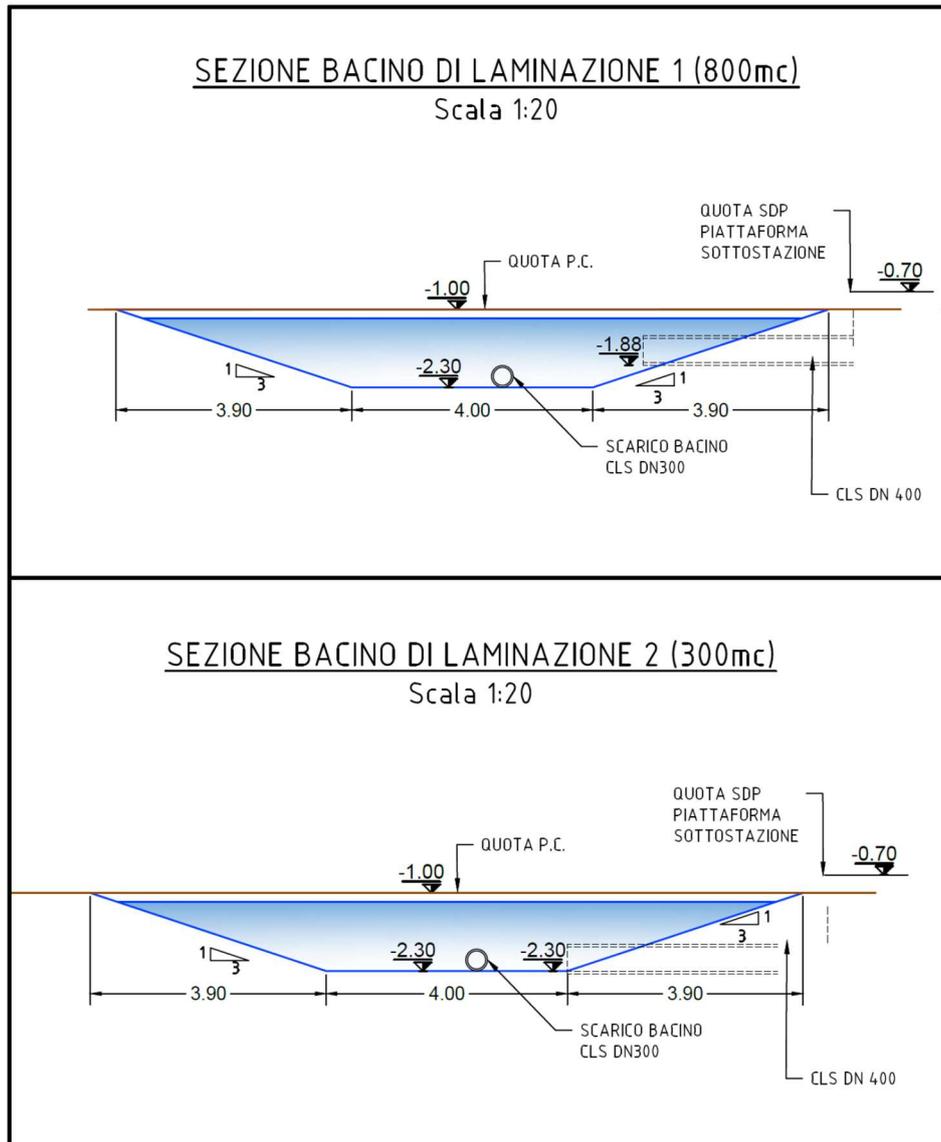


Figura 24 - Sezione bacino di laminazione.

Per quanto riguarda la viabilità che perimetra la S.E., si prevede la realizzazione di un fosso di guardia che convoglierà le acque nelle scoline limitrofe, la cui sezione verrà ricalibrata.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 46 / 57
		Numero Revisione
	00	

10.2.1 Stazione di sollevamento

La portata drenata dalla S.E. e dalla S.S.E. sarà restituita al recettore finale in pressione mediante stazioni di sollevamento, previa laminazione in vasca in terra ai fini di garantire il principio dell'invarianza idraulica.

Si è scelto di restituire una portata pari a 10 l/s, in grado di svuotare le vasche di laminazione della S.E. e S.S.E. rispettivamente in circa 22 ore e 8 ore per la S.S.E. Tale valore è di molto inferiore alla portata attualmente drenata dalla superficie attuale.

Per il dimensionamento della pompa, oltre al calcolo della differenza di quota tra punto di arrivo e vasca di sollevamento, vengono computate le perdite di carico lungo il percorso idraulico, ai fini del calcolo della prevalenza totale. L'analisi è stata condotta prendendo in considerazione due parti distinte della condotta premente, denominate mandata e collettore. Per mandata si intende la parte di tubazione, in acciaio DN 80 mm, che parte dalle pompe sommerse nella vasca di sollevamento, in corrispondenza del tubo di raccordo, fino alla camera di manovra. Il collettore consiste, invece, nella condotta premente di progetto che si estende dalla camera di manovra fino alla restituzione. In particolare, dal momento che, nel caso in analisi, il collettore costituisce la quasi totalità del percorso idraulico in pressione, deve avere dimensioni tali da evitare velocità elevate per limitare gli effetti erosivi a lungo termine a favore della durabilità dei materiali o fenomeni di depressione, in situazioni di arresto della pompa. Non deve nemmeno essere tale da produrre velocità troppo basse da innescare fenomeni di sedimentazione e conseguente occlusione della tubazione stessa.

A tale scopo si è scelto di porre in opera un collettore in PEAD DN125 PN10 (avente diametro interno pari a 110.2 mm), che per una portata dell'ordine dei 10 l/s produce velocità intorno a 0.8 m/s.

La prevalenza dell'impianto ΔH è calcolata come:

$$\Delta H = \Delta H_{geo} + \Delta H_f$$

Dove:

- ΔH_{geo} è il dislivello geodetico
- ΔH_f è il contributo totale delle perdite di carico continue e localizzate, lungo tutto il percorso idraulico

Le perdite di carico continue sono calcolate utilizzando la seguente formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_{fc} = J \cdot L = \left(\frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \right) \cdot L$$

Dove:

- L è l'area bagnata
- λ è la scabrezza della tubazione (secondo Cozzo)
- V è la velocità media in condotta
- D è il diametro interno della tubazione

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

$$\Delta H_{fl} = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

con k coefficiente numerico che dipende dalla tipologia della perdita concentrata.

Si riassumono nella tabella seguente le caratteristiche geometriche della condotta di mandata e quella premente, con particolare sul calcolo delle perdite di carico localizzate.

	Mandata 1	Collettore
Lunghezza [m]	5	50
Materiale	Acciaio	PEAD
scabrezza ϵ [m]	0.00008	0.00004
scabrezza condotte usate ϵ [m]	0.0007	0.0004
viscosità ν [m ² /s]	0.000001	0.000001
Diametro (m)	0.08	0.1
λ (ass. turb)	0.0196	0.0159
λ (ass. turb) condotte usate	0.0362	0.0284
Coeff. Perdite concentrate	7.5	1
Aspirazione	1	1
N° piedi di accoppiamento	0.3	1
N° Saracinesche	0.6	1
N° innesto a T	1	1
N° valvole di ritegno	2	1
N° Sbocchi	1	1
Uscita in curva	2	1
N° imbocchi	0.5	
N° curve 22.5°	0.3	
N° curve 45°	0.4	
N° curve 90°	0.8	2

Nella tabella seguenti riassumono, invece, le quote altimetriche di progetto e relativi salti geodetici.

Quota di decompressione [m slm]	-1.9
Quota di attacco prima pompa [m slm]	-2.6
Quota di stacco pompa [m slm]	-2.9
Salto geodetico massimo ordinario [m]	1
Salto geodetico minimo ordinario [m]	0.7

Le principali grandezze idrauliche per il dimensionamento dell'impianto e la prevalenza totale, suddivise per la tubazione di mandata e per il collettore sono invece riportate di seguito:

		Tubi nuovi	Tubi usati
	Portata [mc/s]	0.01	
Mandata Pompe	Velocità [m/s]	1.99	1.99
	Perdite localizzate [m]	1.51	1.51
	λ (Cozzo)	0.021	0.037
	Cadente [m/m]	0.054	0.093
	Perdite continue [m]	0.27	0.46
Collettore	Velocità [m/s]	1.27	1.27
	Perdite localizzate [m]	0.08	0.08
	λ (Cozzo)	0.022	0.029
	Cadente [m/m]	0.018	0.024
	Perdite continue [m]	0.90	1.22
	Attacco pompa [m]	3.77	4.28
Stacco pompa [m]	3.47	4.03	

Dalle verifiche effettuate, la prevalenza di progetto delle pompe sarà compresa fra 3.47 e 3.77 metri ad impianto nuovo e fra 3.98 e 4.28 m in condizione di tubi usati.

Si prevede la posa di una pompa per l'esercizio ordinario e una di riserva per tenere in conto eventuali casi di manutenzione o guasto dell'altra pompa. Sulla base dei valori di portata e prevalenza totale di progetto, la doppia pompa individuata a servizio dell'impianto deve avere le caratteristiche tecniche della pompa sommersa di tipo **Flygt NP 3085 MT 3~ 4p Adaptive o equivalente** con girante di diametro 135.0 mm e di potenza nominale del motore pari a 1.3 kW.

Nella figura seguente sono riportate le curve di impianto e della pompa di progetto.

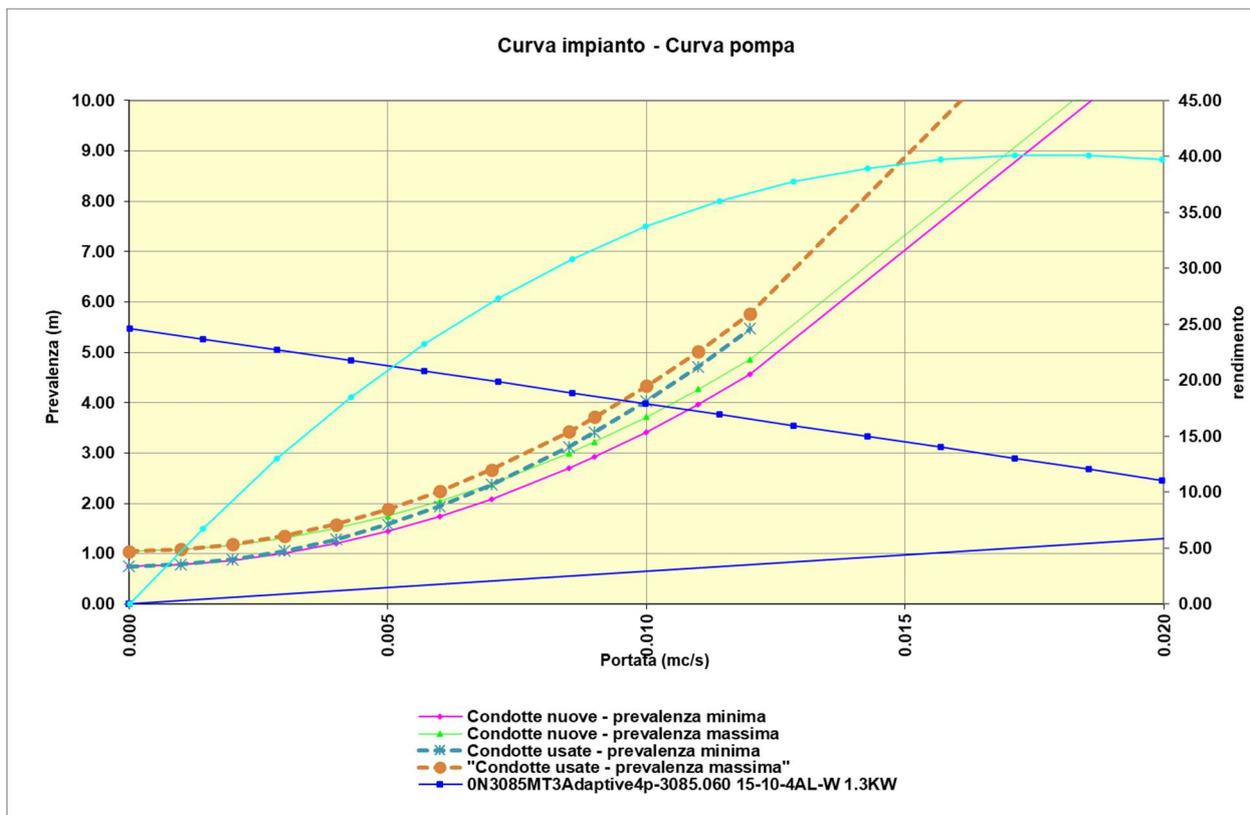


Figura 10-25 – Curve caratteristiche impianto di pompaggio

A monte del sollevamento è, infine, prevista la camera di manovra, con dimensioni in pianta 150x150 cm e 150 cm di profondità. All'interno è prevista l'installazione di due saracinesche (una per ciascuna pompa) con a valle le corrispettive valvole di non ritorno.

Prima dell'uscita dalla camera si prevede il pezzo speciale cartella in PEAD per passare dal DN80 in acciaio al DN125 in PEAD della condotta premente.

La vasca della stazione di sollevamento sarà realizzata con una vasca di forma circolare con diametro interno pari a 2 m e altezza interna sempre di 2 m.

Le figure seguenti rappresentano la configurazione prevista per la stazione di sollevamento e la camera di manovra.

SOLLEVAMENTO

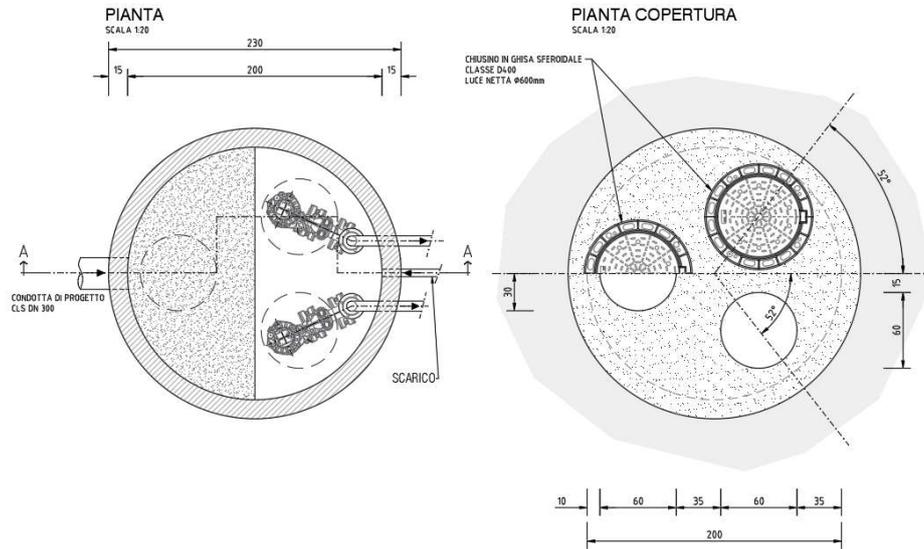


Figura 26: Stazione di sollevamento - Pianta.

SEZIONE A-A
SCALA 1:20

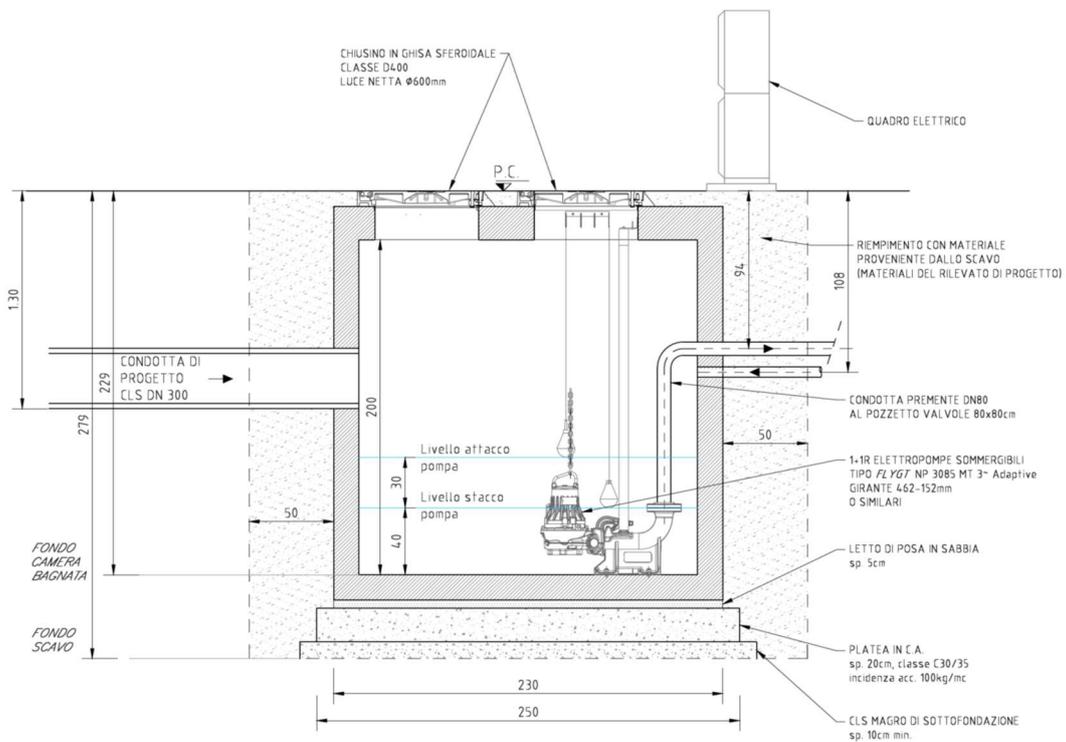
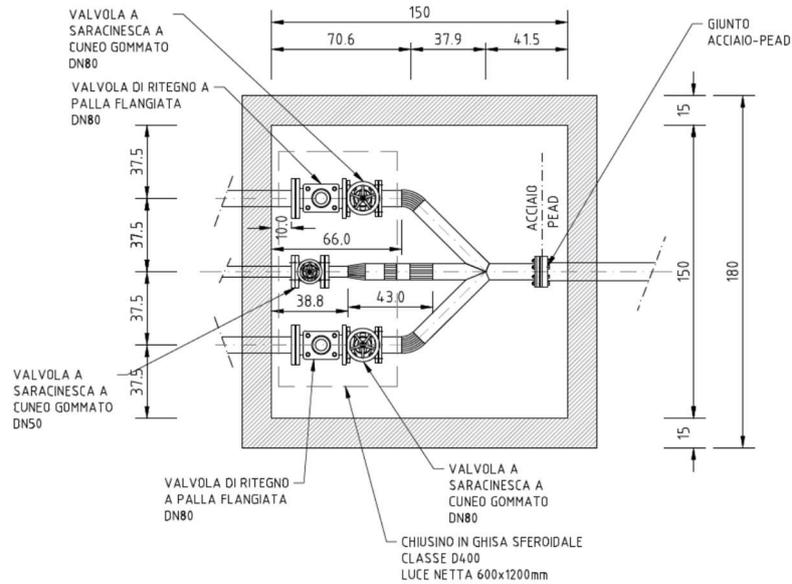


Figura 10-27 – Stazione di sollevamento – Sezione.

POZZETTO VALVOLE

PIANTA
SCALA 1:20



SEZIONE A-A
SCALA 1:20

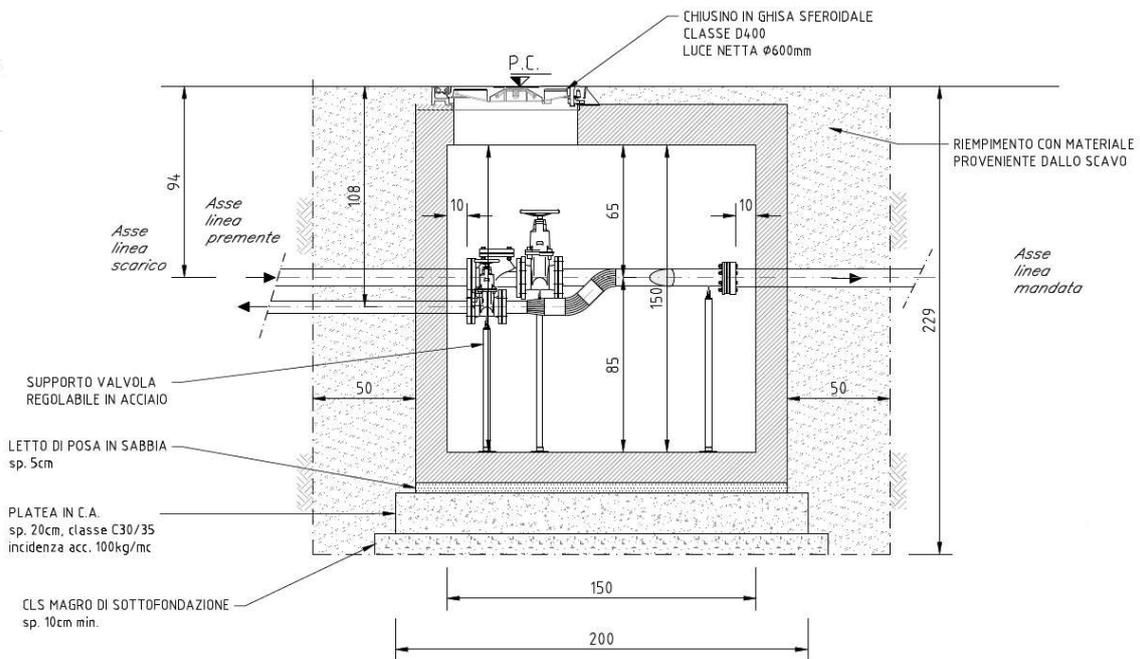


Figura 10-28 – Camera di manovra

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 52 / 57
		Numero Revisione
		00

11 Piano di uso e manutenzione

Per il piano di uso e manutenzione si rimanda all'omonimo allegato.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Pagina 53 / 57
		Numero Revisione
		00

12 Conclusioni dello studio

L'intervento previsto in progetto riguarda la realizzazione di un parco solare fotovoltaico e le relative opere di connessione, da installare su una superficie complessiva di intervento pari a circa 112,47 ha, situata nel Comune di Aquileia (UD) nei pressi della ex SP 91 (ora SR UD 91) in località IV Partita, e diviso in 6 diversi sottocampi.

La trasformazione in oggetto ricade negli interventi edilizi di cui all'art.2, c.1, lettera e) dell'Allegato 1 al DPRReg 083-18: "Progetti degli interventi di trasformazione fondiaria".

La superficie di proprietà complessivamente coinvolta è pari a 140,26 ha; pertanto, il livello di significatività della trasformazione risulta *elevato* ($S > 50$ ha).

Per quanto riguarda i campi fotovoltaici, l'installazione non andrà a modificare l'attuale uso del suolo.

Lo sgrondo delle acque meteoriche risulterà quindi invariato rispetto alla situazione *ante operam*.

La stazione elettrica (S.E.) e la sottostazione elettrica (S.S.E.) prevederanno zone inghiaiate e zone impermeabili. Le aree saranno dotate di reti di drenaggio realizzata con tubazioni in calcestruzzo.

In Accordo a quanto prescritto dall'Allegato 1 al DPRReg. 083-2018, lo studio di compatibilità idraulica ha previsto un approccio matematico che include l'utilizzo della modellistica idrologico-idraulica. Nel caso in esame, la modellazione è stata eseguita mediante l'utilizzo del software *Lekan* (versione 2.3.3), un software open-source dedicato all'idrologia e all'idraulica di superficie basato su un ambiente GIS.

La modellazione è stata eseguita separatamente per ciascun campo fotovoltaico, per la stazione elettrica (S.E.) e per la sottostazione elettrica (S.S.E.), considerando per ciascuno la sezione di chiusura in corrispondenza dell'immissione delle acque nei canali consortili, in modo tale da evitare l'aggravio delle portate scaricate in questi ultimi rispetto alla situazione preesistente.

Per ogni bacino individuato sono stati determinati gli idrogrammi di piena nelle condizioni ante e post-intervento, ottenuti assegnando in input uno ietogramma di tipo Chicago.

Dal confronto degli idrogrammi in uscita da ciascun bacino prima e dopo l'intervento in progetto, sono stati determinati i volumi di laminazione necessari a garantire l'invarianza idraulica.

Nel caso dei campi fotovoltaici, nel rispetto dell'invarianza idraulica, la portata in uscita corrisponde a quella scaricata nella condizione pre-intervento. Nel caso della S.E. e della S.S.E., invece, si prevede di garantire il volume di compensazione mediante la realizzazione di bacini in terra; la portata drenata

	ID Documento Committente	Pagina 54 / 57
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 1	Numero Revisione
		00

dalle due aree sarà restituita al recettore finale in pressione mediante stazioni di sollevamento dotate di pompe con portata pari a 10 l/s, molto inferiore a quella drenata dalla superficie agricola attuale. Per quanto riguarda i campi fotovoltaici, i volumi da garantire per il rispetto dell'invarianza idraulica variano da 50 ad 67 mc/ha. Il volume di compensazione verrà garantito mediante approfondimento e ricalibratura delle scoline, mantenendo inalterata l'uscita calibrata nei canali consortili.

Dividendo il volume richiesto per la lunghezza delle scoline di ciascun campo, si ottiene l'incremento di sezione delle scoline che dev'essere garantito mediante ricalibratura delle stesse. I valori variano da 0.13 a 0.32 mq, con un valore medio di 0.20 mq. Si prevede un approfondimento delle scoline di 20-30 cm rispetto alla situazione esistente, garantendo così, a favore di sicurezza, un incremento della sezione di circa 0.5 mq.

I volumi di compensazione di calcolo per la S.E. e la S.S.E. risultano rispettivamente di 702 e 209 mc. Si prevede di realizzare due distinti bacini di laminazione sul lato est dell'opera di volume pari a 800 mc per la S.E. e 300 mc per la S.S.E., con profondità di 1,3 m e pendenza delle sponde 1:3, al fine di limitarne la profondità, vista la presenza della falda e per facilitare l'accesso ai mezzi per la manutenzione.

Gli scarichi di fondo delle vasche di laminazione saranno connessi a due stazioni di sollevamento dotate di pompe con portata pari a 10 l/s ciascuna. Il recapito avverrà in pressione nei fossi limitrofi. Il tempo di svuotamento dei bacini risulta inferiore alle 48 ore.

13 Tabella riassuntiva

Tabella riassuntiva di compatibilità idraulica	
Descrizione della trasformazione oggetto dello studio di compatibilità idraulica	
Nome della trasformazione e sua descrizione	Parco solare fotovoltaico ed opere connesse
Località, Comune, Provincia	Comune di Aquileia (UD)
Tipologia della trasformazione	La trasformazione in oggetto ricade negli interventi edilizi di cui all' art.2, c.1, lettera e). Usò del suolo: - Campi fotovoltaici: ante operam: terreni coltivati post operam: terreni coltivati - S.E. e S.S.E.: ante operam: terreni coltivati post operam: coperture, pavimentazioni, viali e superfici inghiaite
Presenza di altri pareri precedenti relativamente all'invarianza idraulica sulla proposta trasformazione	Nessuno
Descrizione delle caratteristiche dei luoghi	
Bacino idrografico di riferimento	Bacino idrografico della Laguna di Marano e Grado
Presenza di eventuali vincoli PAI (Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico di cui al DLgs. 152/2006) che interessano, in parte o totalmente, la superficie di trasformazione S	Pericolosità P2 e Rischio idraulico R2 del PGRA
Sistema di drenaggio	- Campi fotovoltaici: scoline - S.E. e S.S.E.: rete di drenaggio in cls
Sistema di drenaggio di valle	Canali di bonifica consortili
Ente gestore	Consorzio di Bonifica Pianura Friulana
Valutazione delle caratteristiche dei luoghi ai fini della determinazione delle misure compensative	
Coordinate geografiche (GB EST ed GB OVEST) del baricentro della superficie di trasformazione S (oppure dei baricentri dei sottobacini nel caso	GB EST: E 2390250 m N 5068250 m

di superfici di trasformazione molo ampie e complesse) per la quale viene fatta l'analisi pluviometrica (da applicativo RainMap FVG)	
Coefficienti della curva di possibilità pluviometrica (Tr=50 anni, da applicativo RainMap FVG): a (mm/oran), n, n'	a= 82,0 [mm/ora^n] n = 0.28 n' = 0,37
Estensione della superficie di riferimento S espressa in ha	S = 140 [ha]
Quota altimetrica media della superficie S (+ mslmm)	-1.00 m slm
Valori coefficiente afflusso ψ medio ANTE OPERAM (%)	- Campi fotovoltaici: $\varphi=0.40$ - S.E.: $\varphi=0.40$ - S.S.E.: $\varphi=0.40$
Valori coefficiente afflusso ψ medio POST OPERAM (%)	- Campi fotovoltaici: $\varphi=0.40$ - S.E.: $\varphi=0.74$ - S.S.E.: $\varphi=0.80$
Livello di significatività della trasformazione ai sensi dell'art.5	Elevato
Portata unitaria massima ammessa allo scarico (l/s · ha) e portata totale massima ammessa allo scarico (mc/s) dal sistema di drenaggio ai fini del rispetto dell'invarianza idraulica	- Campi fotovoltaici: coeff udometrico ante operam u=223-389 l/s/ha - S.E.: portata ante operam Q=0.56 mc/s - S.S.E.: portata ante operam Q=0.42 mc/s
Descrizione delle misure compensative proposte	
Metodo idrologico-idraulico utilizzato per il calcolo dei volumi compensativi	Modellazione idrologico-idraulica
Volume di invaso ottenuto con il metodo idrologico-idraulico utilizzato (mc)	- Campi fotovoltaici: w=50-67 mc/ha - S.E.: W=702 mc - S.S.E.: W=209 mc

Volume di invaso di progetto ovvero volume che si intende adottare per la progettazione (mc)	- Campi fotovoltaici: w=100-150 mc/ha - S.E.: W=800 mc - S.S.E.: W=300 mc
Dispositivi di compensazione	- Campi fotovoltaici: ricalibrazione scoline - S.E e S.S.E.: bacini di laminazione
Dispositivi idraulici	
Portata massima di scarico di progetto del sistema ed indicazione della tipologia del manufatto di scarico	- Campi fotovoltaici: scarico mediante luce calibrata esistente coeff udometrico ante operam u=223-389 l/s/ha - S.E e S.S.E: impianti di sollevamento portata imposta allo scarico Q=0.01 mc/s
Buone pratiche costruttive/buone pratiche agricole	Ricalibratura scoline e bacini di laminazione
Descrizione complessiva dell'intervento di mitigazione (opere di raccolta, convogliamento, invaso, infiltrazione e scarico) a seguito della proposta trasformazione con riferimento al piano di manutenzione delle opere	Invarianza idraulica campi fotovoltaici garantita mediante ricalibratura delle scoline. Invarianza idraulica S.E. e S.S.E. garantita mediante bacini di laminazione e scarico mediante impianto di sollevamento
NOTE	

**PARCO SOLARE FOTOVOLTAICO ED OPERE
CONNESSE, COMUNE DI AQUILEIA - POTENZA
IMPIANTO 75,872 MWp**

**ALLEGATO 2
STUDIO IDRAULICO GENERALE
Verifica di compatibilità Idraulica**

01/12/2023	00	Emissione per gli enti	Christian Marson	Pharos Srl-GDM	Pharos Srl-GDM
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale 			ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale 			ID Documento Appaltatore 02.HYD		

Sommario

1	PREMESSA.....	4
2	DATI GENERALI DEL PROGETTO	7
3	INQUADRAMENTO DELL'ANALISI.....	8
4	LA ZONIZZAZIONE DEL PGRA NELL'AREA IN ESAME	12
4.1	Ulteriori considerazioni sulla genesi della zonizzazione PGRA nell'area in esame.....	16
5	ANALISI DEI DATI DISPONIBILI.....	19
5.1	Dati topografici.....	19
5.2	Dati idrologici ed idraulici.....	22
5.3	La mappa dell'uso del suolo	25
6	DEFINIZIONE E TARATURA DEL MODELLO IDRAULICO.....	28
6.1	Cenni teorici di funzionamento del codice di calcolo	28
6.2	Il modello del sito in esame.....	31
6.3	Lo stato di progetto	40
6.4	Gli scenari di analisi.....	41
7	RISULTATI ALLO STATO DI FATTO.....	43
7.1	Scenario 1.....	43
7.2	Scenario 2.....	48



ID Documento Committente

Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2

Pagina
3 / 67

Numero
Revisione

00

7.3	Scenario 3.....	53
7.4	Analisi dei risultati	56
8	RISULTATI ALLO STATO DI PROGETTO.....	59
8.1	Scenario 1.....	59
8.2	Scenario 2.....	61
8.3	Scenario 3.....	63
9	CONCLUSIONI.....	66

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2</p>	Pagina 4 / 67
		Numero Revisione
		00

1 Premessa

Il presente documento riguarda la realizzazione di un parco solare fotovoltaico e le relative opere di connessione, da installare su una superficie complessiva di intervento pari a circa 112,47 ha, situata nel Comune di Aquileia (UD) nei pressi della ex SP 91 (ora SR UD 91) in località IV Partita, e diviso in 6 diversi sottocampi.

Identificazione catastale aree di proprietà

Comune: Aquileia

Foglio 5, particelle: 272/1 – 281/6 – 273/1 – 281/2 – 281/12 – 281/1 – 296/3 – 301/24 – 301/27 – 301/11 – 1443 – 301/31 – 301/12 – 303/1 – 301/25 – 296/4 – 281/18 – 281/19, per un totale di 120,8789 ha.

Foglio 4, particelle: 296/1 – 296/2 – 296/5 – 332/1 – 331 – 330/4 – 330/3 – 330/2 – 330/1 – 329/1 – 320/2 – 329/2 – 328/2 – 328/1 – 327 – 326 – 328/3, per una superficie totale di 19,3828 ha.

Superficie di proprietà complessiva coinvolta: 140,26 ha.

Identificazione catastale aree Stazione Elettrica e Sottostazione Utente

Comune: Aquileia

Foglio 5, particella: 300. Le Stazioni sono caratterizzate da un sedime di circa 1,55 ha.

Tutte le aree coinvolte nel progetto sono occupate da terreni a destinazione agricola con coltura di seminativi

Il Parco Fotovoltaico sarà installato su delle fondazioni a zavorra, e avrà una potenza nominale di 75,852 MWp.

Il numero totale di pannelli è 108360, mentre le zavorre saranno 25494.

Il Parco Solare Fotovoltaico sarà del tipo grid-connected, collegato alla rete elettrica dell'ente gestore della rete ad Alta Tensione RTN tramite la realizzazione di una Sottostazione Utente.

Nel contesto odierno, la produzione di energia elettrica da risorse rinnovabili è una scelta responsabile nei confronti soprattutto delle generazioni future, e rispecchia pienamente la sempre maggiore attenzione alla sostenibilità ambientale, sociale ed economica.

Per raggiungere gli obiettivi del Piano Nazionale Integrato per l'Energia e il Clima 2030 sono necessari almeno 31 GW di energia prodotta da impianti fotovoltaici, considerando che attualmente la produzione di energia da questa fonte si attesta intorno ai 21 GW.



Figura 1.1: Render impianto fotovoltaico (vista a volo d'uccello sottocampi 5, 4, 6, 3)

	ID Documento Committente	Pagina 6 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

Si tiene a precisare che il progetto in questione è una rivisitazione parziale di impianti già autorizzati con i decreti del Servizio Energia della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia numero:

- 829 del 27/03/2012;
- 1821 del 03/08/2012;
- 1767 del 26/07/2013;
- 1165 del 12/06/2014;
- 1163 del 12/06/2014;
- 1164 del 12/06/2014;
- 1166 del 12/06/2014.

In particolare, la nuova configurazione proposta, **presenta delle implementazioni relative ai seguenti aspetti:**

- **migliore distribuzione** nello spazio dei pannelli ed utilizzazione dei terreni interessati dal progetto;
- **mantenimento dell'attuale assetto idraulico** delle aree, con un miglioramento degli aspetti relativi alla sicurezza;
- maggiore **resa nella produzione di energia elettrica**;
- **miglioramenti e innovazioni tecnologiche** dei vari componenti dell'impianto, rispetto al progetto precedente;
- un generale **affinamento dell'assetto** dell'impianto.

2 Dati generali del progetto

INFORMAZIONI GENERALI	
Regione	Friuli Venezia Giulia
Ente di decentramento regionale	Udine
Comune	Aquileia
Località	Località IV Partita
Coordinate	45°45'22.23" N 13°20'04.15" E
Superficie netta area impianto	110,8800 ha
Superficie netta area SE e SSU	1,5500 ha
Superficie proprietà interessata	137,5341 ha
Orografia, curve di livello	-2 ~ +1 m s.l.m.
Perimetro dell'area recintata parco fotovoltaico	~ 13.686 m
Perimetro dell'area recintata SE e SSU	~ 646 m
Mitigazione del perimetro	~ 13.686 m
Campi fotovoltaici	N. 1
Numero sottocampi	N. 6
Accessi carrai e pedonali	N. 7
Zavorre	27.224
Potenza Elettrica Totale	75,832 MW
Moduli fotovoltaici marca Canadian Solar TOPBiHiKu7 700W	N. 108332
Tracker marca Convert da 56, 28 e 14 moduli	N. 2268
Inverter di campo / skid marca SMA MV Power Station	N. 20
Stazione Elettrica Terna	N. 1
Sottostazione Utente	N. 1
Produzione elettrica specifica annua	1.487,00 kWh/kWp/anno
Produzione media annua energia elettrica	112.792,00 MWh/anno
CO2 evitata all'anno	59.780 t
CO2 non emessa nel periodo di vita impianto (30 anni)	1.793.400 t

3 Inquadramento dell'analisi

L'impianto di progetto è sito in comune di Aquileia, lungo la S.P. 91 di Beligna, a Sud Ovest del centro abitato. Esso si sviluppa su sei lotti, attualmente adibiti a coltivazione, e occupa un'area di circa 1108834 m² (Figura 2).



Figura 2. Inquadramento dell'area di intervento.

Il parco sarà costituito da pannelli fotovoltaici installati su pali, a loro volta basati su plinti in cemento armato, secondo uno schema a file parallele. Saranno infine presenti, a ridosso della strada, una stazione elettrica, di proprietà e gestione di Terna, e la sottostazione elettrica dell'impianto stesso. Sono infine presenti le cabine generali di campo e le cabine di trasformazione.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 10 / 67
		Numero Revisione
	00	

Ai sensi dell'art. 13 delle norme tecniche di attuazione, costituenti l'allegato V del PRGA (di seguito NTA), in aree a classe di pericolosità P2 sono consentiti interventi di trasformazione di natura urbanistica (quale risulta essere l'intervento in esame) previa la verifica di compatibilità idraulica, fatto salvo il non superamento del rischio specifico medio R2.

È stata richiesta ed ottenuta dall'Autorità di bacino l'ambiente "Herolite" relativo all'area in esame: si tratta del software di riferimento, distribuito dalla medesima Autorità, per la valutazione dell'adeguamento del rischio idraulico in funzione della natura dell'intervento previsto.

Come meglio illustrato in seguito, i nuovi interventi confermano la classe di rischio R2 nelle aree coinvolte. L'intervento soddisfa, dunque, in ogni caso, il non superamento di tale classe di rischio. Allegato alla presente relazione, si riporta l'attestato di rischio.

La verifica di compatibilità idraulica deve essere redatta secondo quanto stabilito all'allegato A (punti 2.1 e 2.2) delle NTA. In particolare, per i territori di pianura (entro cui è contestualizzato l'intervento di progetto), si prevede:

- una relazione idrologica secondo le indicazioni di cui al par. 1.1 dell'Allegato I del PGRA per i tempi di ritorno di 100 anni;
- la modellazione con modello bidimensionale a fondo fisso sulla base degli idrogrammi di cui al punto precedente secondo le indicazioni di cui al par. 1.2 dell'Allegato I del PGRA;
- una relazione idraulica comprensiva della descrizione dell'attività modellistica effettuata.

Per le alluvioni di tipo costiero, che sono corresponsabili della pericolosità idraulica nell'area in esame, si prevede uno studio modellistico secondo quanto previsto al par. 2.1 dell'Allegato I del PGRA.

Le NTA, in alternativa allo studio completo, consentono di condurre le analisi *implementando un modello idraulico bidimensionale ad area limitata di adeguata estensione (almeno 2km a monte e a valle dell'area interessata) correlato alla tipologia di fenomeno (alluvione di pianura, alluvione costiera, colata detritica, alluvione torrentizia)*. In questo caso, *il modello nella configurazione esistente del territorio - stato di fatto - dovrà essere calibrato utilizzando come riferimento i risultati delle analisi prodotte dall'Autorità di bacino dalle quali consegue l'attuale mappatura del pericolo*. Il fine ultimo dell'analisi è verificare che:

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 11 / 67
		Numero Revisione
		00

- l'intervento non peggiori il deflusso delle acque, causando un aumento dei tiranti rispetto alla situazione dello stato di fatto;
- l'intervento sia realizzato in condizioni di sicurezza idraulica, assumendo come tirante di riferimento (al di sopra del quale stare) quello relativo al tempo di ritorno di 100 anni.

Il presente documento illustra le analisi modellistiche effettuate ai fini della verifica di compatibilità idraulica, riassumendo e motivando le scelte effettuate.

Nel seguito, si citano e si riportano, per una più efficace comprensione, alcune frasi riprese dai documenti del PGRA (in particolare, dall'Allegato I, "Elementi tecnici di riferimento nell'impostazione del Piano" e dall'Allegato V "Norme Tecniche di Attuazione"). Tali riferimenti sono riportati, per trasparenza, in *corsivo*.

	ID Documento Committente	Pagina 12 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

4 La zonizzazione del PGRA nell'area in esame

L'allegato IV del PGRA è costituito dalle mappe di allagabilità, pericolosità e rischio emesse dall'Autorità di Bacino Alpi Orientali in tutto il territorio di propria competenza. Tali dati sono facilmente consultabili tramite il portale SIGMA (Sistema Informativo per la Gestione ed il Monitoraggio delle informazioni e dei procedimenti Ambientali della Direttiva Alluvioni), dove sono resi disponibili anche i dati topografici, idraulici, ed idrologici a disposizione dell'Autorità stessa. Sulla base delle analisi modellistiche effettuate, all'interno del PGRA è stato elaborato uno studio della pericolosità idraulica. Essa è definita come *la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità si verifichi in un certo periodo di tempo, in una data area*. Sono individuate tre classi di pericolosità, ottenibili tramite una matrice tipo BUWAL dipendente da:

- probabilità di accadimento (tre classi: bassa - TR300 -, media - TR100 -, alta - TR30 -);
- Intensità (per le aree di pianura, elevata - $v \geq 2$ m/s-, media - $h \geq 1$ m-, bassa - $h < 1$ m-).

Tale matrice è opportunamente corretta in modo da considerare, oltre al criterio idraulico, anche l'avvenimento di eventuali allagamenti documentati, oltre ad aree soggette ad erosione spondale o a ristagno documentati.

A sua volta, il rischio idraulico è *legato alla possibilità che un fenomeno naturale o indotto dalle attività dell'uomo possa causare effetti dannosi sulla popolazione, gli insediamenti abitativi e produttivi e le infrastrutture, all'interno di una particolare area, in un determinato periodo di tempo*. Esso viene definito, come noto, dalla seguente relazione

$$\bar{R} = \bar{P} \cdot \bar{V} \cdot \bar{E}$$

Dove \bar{R} è la matrice del rischio, \bar{P} la matrice della pericolosità, \bar{V} quella della vulnerabilità (*propensione di un elemento (persone, edifici, infrastrutture, attività economiche) a subire danneggiamenti in conseguenza delle sollecitazioni indotte da un evento di una certa intensità*), e \bar{E} quella dell'esposizione, che costituisce una valutazione del valore degli elementi a rischio presenti nell'area (vite umane, infrastrutture, ecc.).

Si rimanda all'Allegato I del PGRA per ulteriori approfondimenti sulla valutazione delle diverse componenti del Rischio e sull'elaborazione delle quattro categorie di rischio individuate. Si riporta in

Tabella 1 la definizione delle stesse.

	ID Documento Committente	Pagina 13 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

Tabella 1. Definizione delle categorie di rischio (fonte: allegato I PGRA).

INTERVALLI DI R	DESCRIZIONE	CATEGORIA DI RISCHIO
$0 < R \leq 0.2$	Rischio moderato per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli	R1
$0.2 < R \leq 0.5$	Rischio medio per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche	R2
$0.5 < R \leq 9$	Rischio elevato per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni relativi al patrimonio ambientale	R3
$0.9 < R \leq 1$	Rischio molto elevato per il quale sono possibili perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche	R4

Focalizzando l'attenzione sull'area oggetto del presente studio, si riporta in Figura 4 la mappatura dei tiranti idraulici ottenuti dall'Autorità di Bacino. Sono tratteggiati i confini degli ingombri del nuovo parco fotovoltaico. Secondo il PGRA, tale superficie è interessata, per un tempo di ritorno di 100 anni, da un tirante è compreso ovunque fra 1 e 1.5 m (h3).



Figura 4. Mappa dei tiranti - TR100. Fonte: PGRA.

 iren green generation Iren Green Generation Tech s.r.l.	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 14 / 67
		Numero Revisione
		00

Osservando i risultati modellistici su una scala più ampia, è possibile avere una più precisa visione dei fenomeni alluvionali che possono interessare l'area (Figura 5).



Figura 5. Mappa dei tiranti alla scala dei fenomeni alluvionali agenti.

Da tale mappatura si può osservare come l'area in esame sia potenzialmente influenzata da tre corpi idrici limitrofi:

- A sud la Laguna di Grado e Marano, separata dall'area da un argine;
- A est il Fiume Natissa, entro il quale sfocia anche il canale Anfora;
- A ovest il Fiume Aussa.

Questi ultimi sono fiumi di risorgiva, la cui dinamica è legata principalmente alle oscillazioni della falda freatica a monte, che ne determinano in buona misura la portata, e al livello della marea a valle, che influenza significativamente il livello nella parte terminale.

Si sottolinea, infine, che l'area è idrologicamente chiusa, drenata tramite sistemi di deflusso meccanici (impianti idrovori). La pericolosità idraulica è dunque legata sia a fenomeni di

ingressione marina, principalmente tramite i tratti terminali dei fiumi, che a guasti nel funzionamento delle idrovore durante fenomeni di pioggia intensa.

Elaborando i dati di tirante individuati dal piano sono state quindi definite le mappe pericolosità (Figura 6). L'intera area, allo stato attuale, è posta in fascia di pericolosità P2.

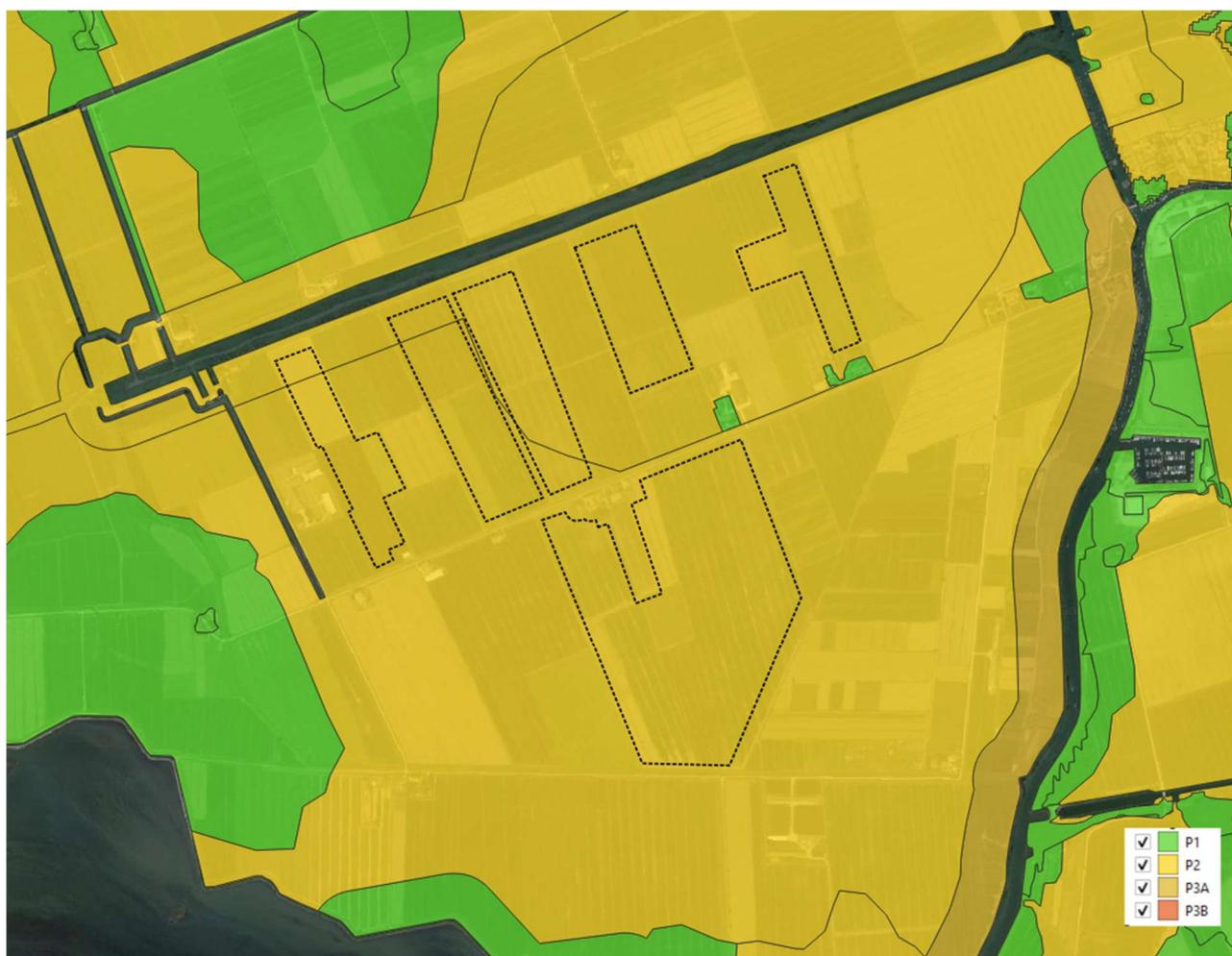


Figura 6. Mappa della pericolosità. fonte: PGRA.

Si riportano, infine, in Figura 7 la mappa di rischio idraulico dell'area in esame, sia nella versione originale che in quella adattata all'intervento di progetto, così come riportata da Herolite. Il Rischio risulta "medio" e, dunque, si considera quale categoria di riferimento quella di rischio medio R2.

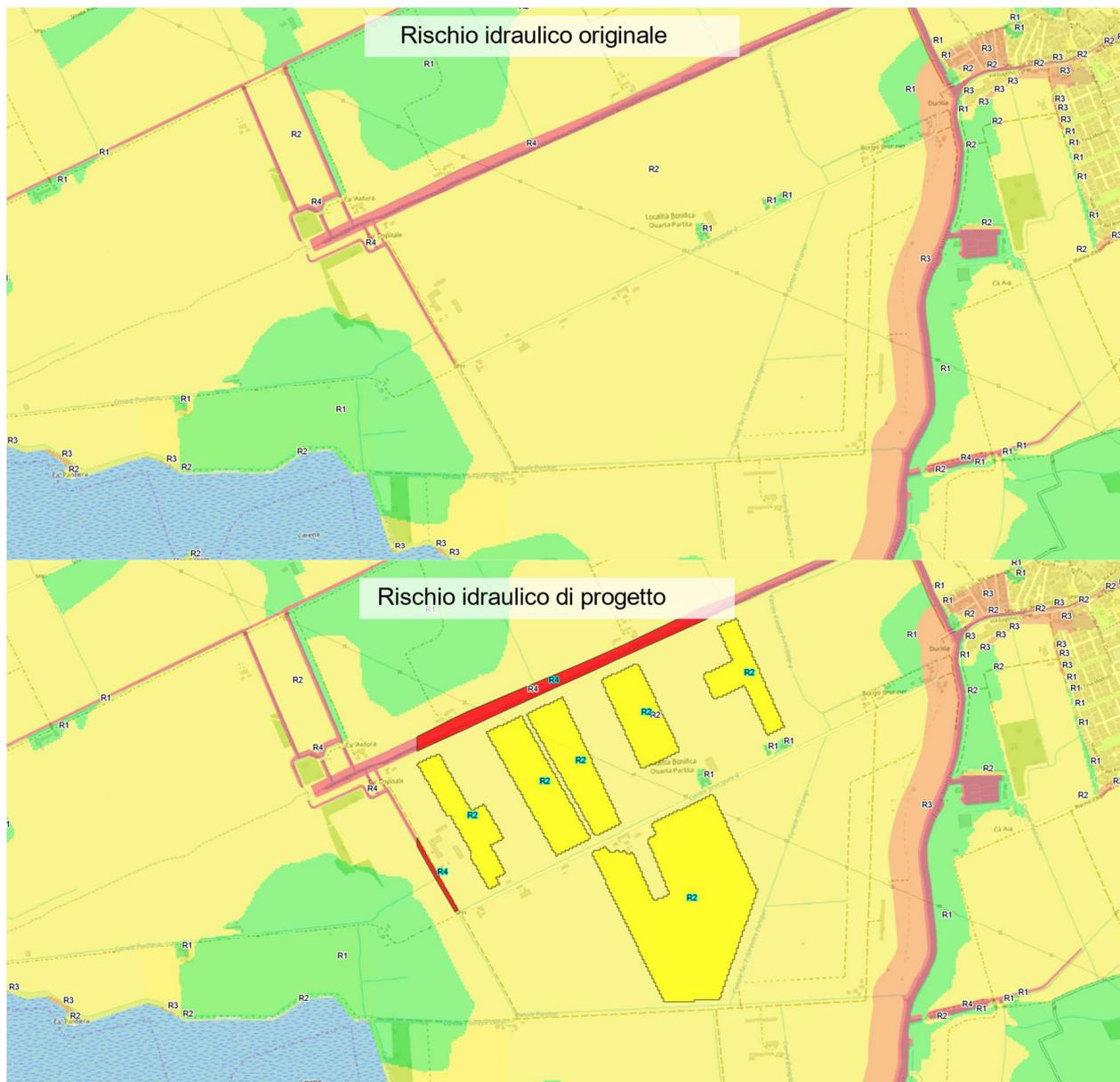


Figura 7. Mappa del Rischio. Fonte: PGRA.

4.1 Ulteriori considerazioni sulla genesi della zonizzazione PGRA nell'area in esame

Il presente intervento ricade in un bacino di interesse regionale, solo recentemente recepito, all'interno dei propri piani, dall'Autorità Distrettuale di Bacino Alpi Orientali. Il PGRA, in attesa di studi modellistici più approfonditi, ha dunque integrato i propri dati con quanto già elaborato dalla

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – AII. 2	Pagina 17 / 67
		Numero Revisione
	00	

Regione Friuli-Venezia Giulia e riportato nel Piano di stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini di interesse Regionale (PAIR).

La corrispondente relazione illustrativa specifica che, per il bacino in esame, si è proceduto come segue:

“Il quadro delle pericolosità idraulica relativo ai corsi d’acqua è stato completato con una specifica indagine effettuata, mediante metodi matematici e numerici semplificati per il calcolo della propagazione delle onde di piena, sulla fascia costiera e perilagunare con la perimetrazione delle aree soggette a ingressione marina secondo una metodologia di analisi già messa a punto dalla Regione Emilia-Romagna sulla base delle attività in corso e dell’esperienza già maturata da parte del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione E-R con la collaborazione dell’Autorità di Bacino del Po. Tali elaborazioni sono state utilizzate anche per la redazione del Piano di gestione delle alluvioni e delle relative mappe di pericolosità e rischio da alluvioni redatto ai sensi della direttiva comunitaria 2007/60 “Alluvioni”.

Il metodo si basa sull’analisi delle quote tramite un modello digitale del terreno (DTM), facendo riferimento ai possibili livelli raggiungibili dal mare. Le morfologie osservabili nell’area della Bassa Pianura risultano poco adatte all’utilizzo del metodo del confronto diretto delle quote: la presenza di ampie porzioni depresse determinano un marcato sovradimensionamento del risultato dei calcoli relativi ai fenomeni di allagamento che non trova, infatti, riscontro nei dati storici.

Si è pertanto introdotto un fattore di smorzamento correttivo, in base alla distanza dalla linea di costa, per tenere conto della perdita di carico dell’acqua nel corso di un evento di ingressione marina.

Questo fattore è stato determinato sperimentalmente confrontando i risultati del metodo con la perimetrazione di aree inondate in occorrenza di mareggiate reali. L’analisi di questi dati ha fornito un range di possibili valori, tra i quali è stato scelto quello maggiormente cautelativo: il metodo assume che lo smorzamento dell’allagamento possa essere espresso da un fattore dissipativo (che tenga conto in qualche modo della scabrezza del terreno e della durata dell’onda di marea).

La semplice applicazione di una correzione basata sulla distanza lineare dalla linea di costa genera interpretazioni del fenomeno sovradimensionate, soprattutto in contesti con aree elevate distribuite longitudinalmente alla linea di costa, subito seguite da aree depresse poiché il moto della massa

	ID Documento Committente	Pagina 18 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

d'acqua segue un percorso tortuoso. Per evitare questa sovrastima, il metodo utilizza una distanza dalla linea di riva non di tipo euclideo, ma di tipo "pesato" che tiene conto dei percorsi minimi possibili effettuati dalle acque per raggiungere le diverse aree (dunque maggiori rispetto della distanza euclidea). Per fare questo vengono usati strumenti di analisi GIS (Cost Distance, implementato nell'estensione Spatial Analyst del software ArcGIS) che considerano, oltre che la distanza dalla linea di riva, anche la quota topografica.

Questo tipo di approccio ha dato modo di individuare le porzioni della fascia costiera potenzialmente esondabili per ingressione marina per ciascuno dei diversi scenari considerati.

L'analisi di distribuzione delle aree individuate ha permesso poi di delimitare quelle zone, morfologicamente depresse, che presentano 'varchi' e che consentono l'ingressione marina, escludendo così quelle 'isolate', che non verrebbero interessate dalle inondazioni.

Il modello digitale del terreno è stato fornito dalla Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia la quale ha mappato mediante laserscan aereo tutto il territorio regionale."

Per l'area in esame non sono dunque state adottate logiche prettamente modellistiche, ma analisi basate su DTM, tenendo conto di fattori di decadimento del carico piezometrico.

Lo studio previsto, pur secondo le indicazioni previste dalle NTA, dovrà, dunque, essere coerente con le ipotesi assunte nel PAIR.

Per le considerazioni riportate nel PAIR, si ritiene che l'analisi di alluvione marina considerando un livello fisso di marea (in condizioni di stazionarietà) sia poco significativo e porterebbe al naturale riempimento totale dei bacini di bonifica, con considerevole sovrastima dei tiranti idrici.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 19 / 67
		Numero Revisione
		00

5 Analisi dei dati disponibili

5.1 Dati topografici

Nell'area in esame non sono disponibili dati messi direttamente a disposizione dall'autorità di bacino nei propri portali. È tuttavia disponibile, presso il portale della Regione Friuli-Venezia Giulia, in SR Gauss-Boaga fuso Est (usato anche per il presente progetto), una serie di modelli digitali del terreno. In particolare:

- DTM 10m – Campagna DBPRIOR 2003
- DTM 1m – Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia – Campagna 2006-2010.
- DTM 0.5 m – Lotto unico 2018-2020.

Si è analizzato, in prima analisi, il DTM con risoluzione 1 m. Si specifica che la scelta del DTM, pur nella disponibilità una campagna più recente, è giustificata dal fatto che tale modello è più facilmente gestibile rispetto al recente aggiornamento con risoluzione 0.5x0.5 m su aree vaste. Da osservare che i DTM disponibili, ottenuti da volo LiDAR, non sono in grado di rilevare il terreno sott'acqua, come evidente anche in Figura 8. DTM 1x1m dell'area in esame. Protezione Civile FVG..

Studiando più nel dettaglio il modello digitale del terreno, è possibile osservare come l'area in esame sia protetta in ambo le direzioni da due ordini di argini.

In primo luogo, abbiamo gli argini principali, che delimitano la laguna, a Sud, e i Fiumi Natissa (e Aussa), a Est (e Ovest); essi sono ovunque superiori o prossimi ai 2 m s.l.m. raggiungendo i 3 m s.l.m. lungo la laguna.

In secondo luogo, ci sono dei terrapieni, posti a circa 0 m s.l.m., che costituiscono un'ulteriore barriera interna in caso di tracimazione/ingressione delle acque dagli argini principali.

Un'analisi modellistica dovrà essere in grado di rappresentare adeguatamente tali barriere, tenendo conto in ogni caso di eventuali connessioni idrauliche. Si riportano in Figura 9 le sezioni longitudinale e trasversale dell'area in esame.

Il DTM conferma come l'intera area sia in ogni caso idrologicamente chiusa. Essa, infatti, è stata bonificata tramite la realizzazione di arginature e l'installazione di impianti idrovori, che ne permettono la tenuta in asciutto.

Non sono disponibili sezioni batimetriche riguardanti i canali ed i fiumi esistenti. Tuttavia, il presente studio riguarda fenomeni legati principalmente all'oscillazione del livello di marea e non al deflusso della portata fluviale, che si ipotizza di trascurare. Per questo motivo, si ritiene che il dato batimetrico possa essere ipotizzato, senza significativa influenza sui risultati della verifica.



Figura 8. DTM 1x1m dell'area in esame. Protezione Civile FVG.

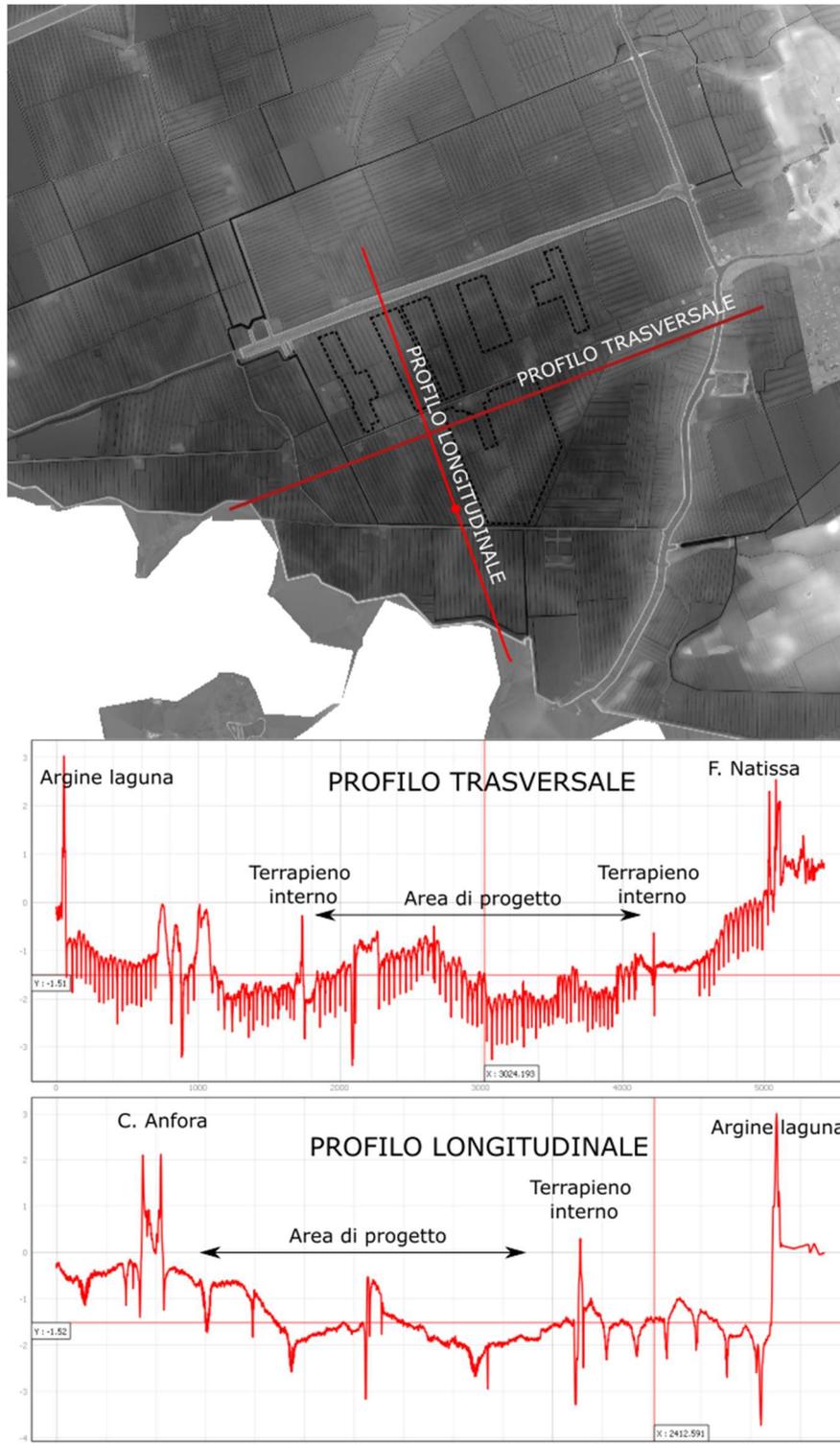


Figura 9. Sezioni topografiche estratte dal DTM nell'area in esame.

5.2 Dati idrologici ed idraulici

Nell'area di riferimento sono disponibili i dati di pioggia elaborati da ARPA FVG. Per una serie di tempi di ritorno, sono disponibili i parametri della curva di possibilità pluviometrica secondo la distribuzione statistica ai valori estremi di Gumbel, valida per piogge orarie, per diversi tempi di ritorno, riportati in Tabella 2.

Tabella 2. Parametri della curva di possibilità pluviometrica nell'area di riferimento.

PARAMETRI LSPP							
N	0.28						
	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
A	33.6	47.6	57.7	68.0	82.4	93.9	106.1

Si riporta infine in Tabella 3, per diverse durate, la precipitazione cumulata ottenuta da tali curve.

Tabella 3. Precipitazione cumulata per diverse durate e tempi di ritorno secondo le curve elaborate da ARPA FVG.

PRECIPITAZIONI (MM)							
DURATA (HR)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	33.6	47.6	57.7	68.0	82.4	93.9	106.1
2	40.7	57.6	69.9	82.3	99.7	113.7	128.5
3	45.5	64.5	78.1	92.1	111.5	127.1	143.6
4	49.2	69.8	84.5	99.7	120.7	137.6	155.5
5	52.3	74.2	89.9	106.0	128.3	146.3	165.3
6	55.0	78.0	94.5	111.4	134.9	153.8	173.8
7	57.4	81.4	98.6	116.3	140.8	160.5	181.4
8	59.5	84.4	102.3	120.6	146.1	166.5	188.2
9	61.5	87.2	105.7	124.6	150.9	172.0	194.4
10	63.3	89.8	108.8	128.3	155.3	177.1	200.1
11	65.0	92.2	111.7	131.7	159.4	181.8	205.4
12	66.6	94.4	114.4	134.9	163.3	186.2	210.4
13	68.1	96.5	117.0	137.9	166.9	190.3	215.1
14	69.5	98.5	119.4	140.7	170.4	194.3	219.5
15	70.8	100.4	121.7	143.4	173.7	198.0	223.7
16	72.1	102.2	123.8	146.0	176.8	201.5	227.7
17	73.3	103.9	125.9	148.4	179.7	204.9	231.6
18	74.4	105.6	127.9	150.8	182.6	208.2	235.3

19	75.6	107.1	129.8	153.0	185.3	211.3	238.8
20	76.6	108.7	131.7	155.2	188.0	214.3	242.2
21	77.7	110.1	133.5	157.3	190.5	217.2	245.5
22	78.7	111.6	135.2	159.4	193.0	220.0	248.6
23	79.6	112.9	136.9	161.3	195.3	222.7	251.7
24	80.6	114.3	138.5	163.2	197.6	225.3	254.6

Dopo confronto con i tecnici del Consorzio di Bonifica Pianura Friulana, è emerso che il tempo di ripristino di un non funzionamento alle idrovore causato da blackout è di circa 6h. Si è dunque considerata tale durata quale durata critica per la pioggia (non essendoci un bacino a deflusso naturale, non esiste, infatti, il concetto idrologico di durata critica dell'evento di pioggia).

Per massimizzare gli effetti anche in termini di intensità di pioggia, si è assunto uno ietogramma sintetico del tipo Chicago, con intervallo di pioggia di 5m e durata di 6 ore, riportato in Figura 10.

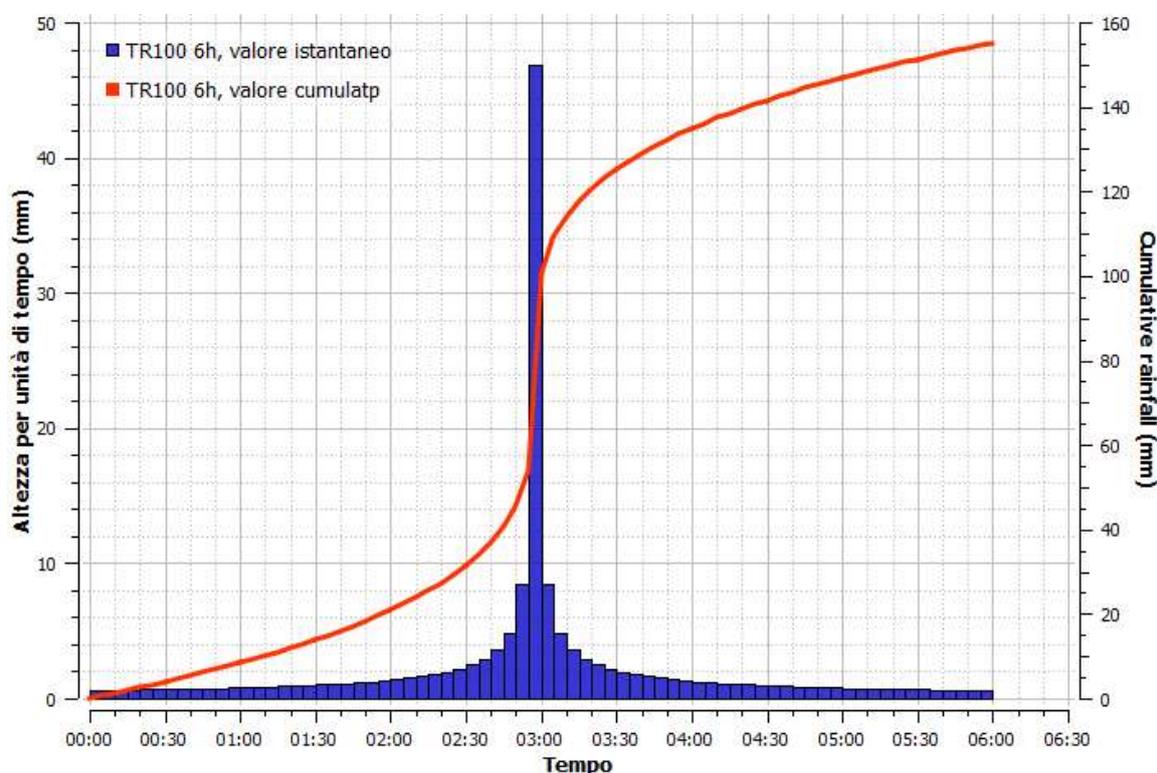


Figura 10. Ietogramma di progetto utilizzato nella presente analisi.

Per quanto riguarda la marea di riferimento, il PGRA considera quale condizione al contorno alla foce la marea estrema del 1969 (riferimento per il tratto fra il Tagliamento e Trieste). Si riporta in Figura 11 la condizione di marea imposta.

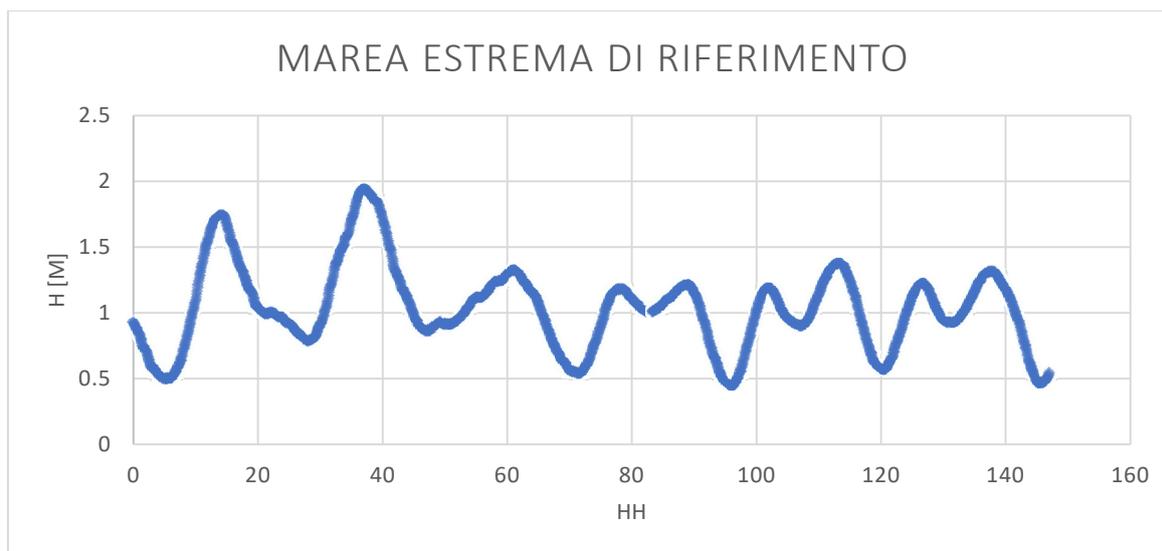


Figura 11. Marea estrema di riferimento.

Con riferimento agli apporti fluviali, non sono disponibili misure di portata sul fiume Natissa. Si tratta tuttavia di un corso d'acqua di risorgiva, che raccoglie le acque provenienti da una serie di canali artificiali, quali la roggia di Palmanova. Sulla base di quanto comunicatoci informalmente dai tecnici di Regione Friuli-Venezia Giulia, **la portata è esigua e pressoché costante, dell'ordine di 4-5 mc/s** fino alle idrovore che, di fatto, raddoppiano la portata all'immissione del canale Anfora nel fiume stesso.

Sentiti i tecnici idrovoristi del Consorzio di Bonifica Pianura Friulana, si è ritenuto di assumere una portata costante pari a:

- 10 mc/s per il Fiume Natissa a monte dell'immissione del Canale Anfora
- mc/s in arrivo dal Canale Anfora, generati dal funzionamento delle idrovore.

Si sottolinea, in ogni caso, che l'effetto di tale portata sul comportamento idraulico del sistema è esiguo rispetto a quello conseguente alla marea estrema di riferimento.

5.3 La mappa dell'uso del suolo

Si è usata quale riferimento per la determinazione delle scabrezze nella piana esondabile la mappa dell'uso del suolo elaborata dai dati satellitari “ESA Sentinel 2”, con risoluzione 10x10 m (anno di riferimento: 2021, Figura 12 e Figura 13).

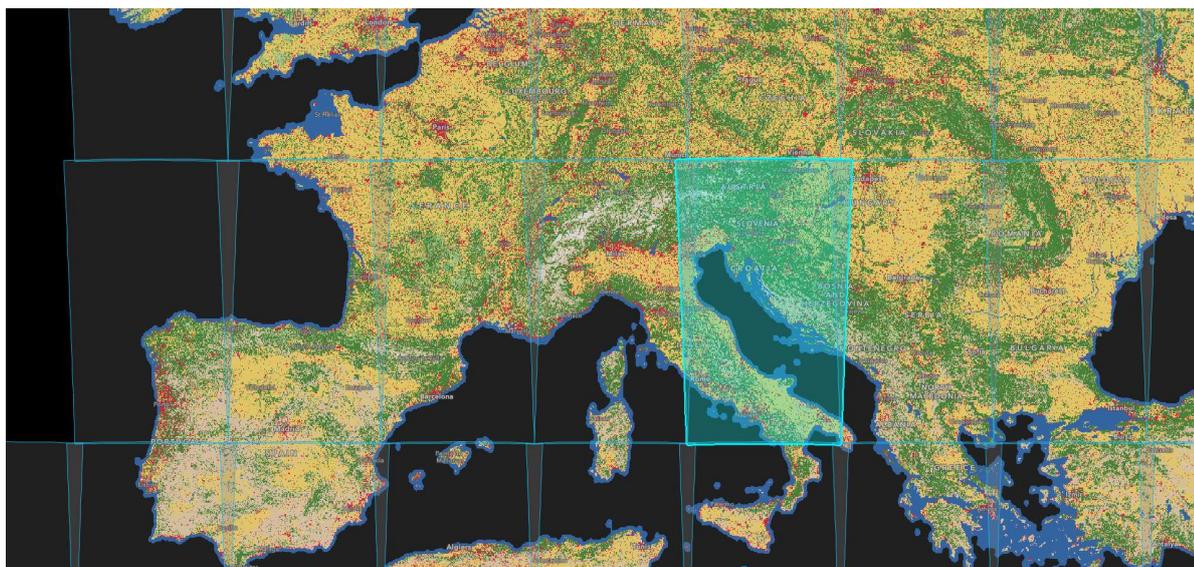


Figura 12. Sentinel 10 m - Dati di uso del suolo anno 2021 Fuso 33 UTM.

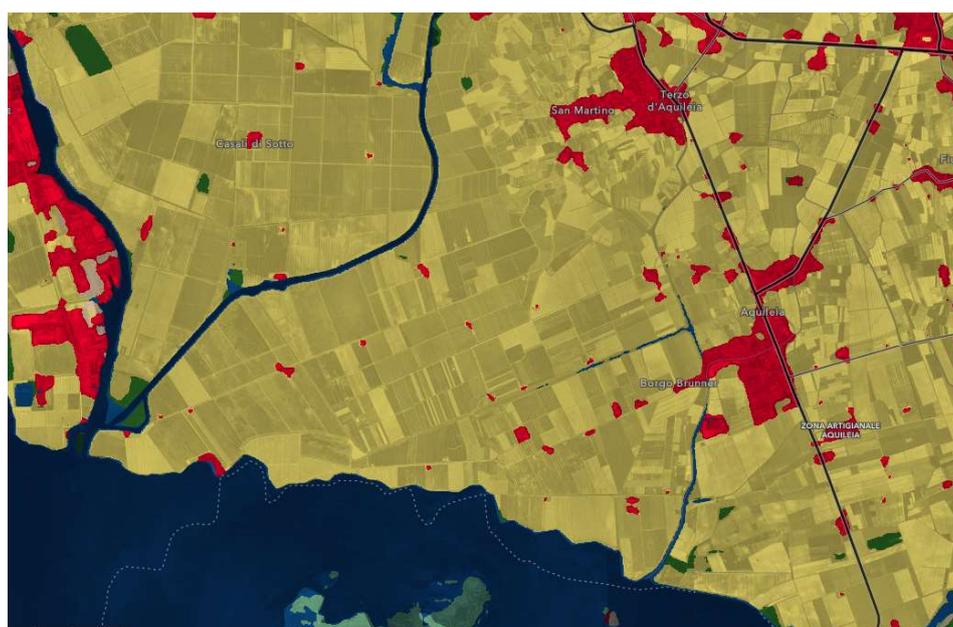


Figura 13. Mappa dell'uso del suolo della zona in progetto, elaborata a partire dai dati ESA-Sentinel II.

	ID Documento Committente	Pagina 26 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

Tale mappa distingue nove classi di riferimento:

- Nessun dato
- Acqua
- Alberi
- Erba
- Aree umide
- Campi coltivati
- Boscaglia
- Edifici
- Suolo nudo
- Ghiaccio
- Nuvole

La quasi totalità delle aree in esame, sia interessate dal progetto che, in generale, oggetto dello studio, sono, allo stato attuale, costituite da terreno coltivato. Si rimanda ai siti informativi delle missioni ESA-Sentinel per ulteriori informazioni al riguardo.

Ulteriori informazioni riguardanti l'uso del suolo, disponibili su scala comunale, possono essere ottenuti dalle mappe di Herolite. Si riporta in Figura 13 Figura 14. Comparazione dell'uso del suolo originale e di protetto - Herolite. la mappa dell'uso del suolo proposta da Herolite e la conseguente modifica di progetto.

Tale mappa permette di apprezzare meglio le differenze colturali a scala maggiore e costituisce la base su cui è stata effettuata l'elaborazione delle mappe di rischio emesse nell'ambito del PGRA.



Figura 14. Comparazione dell'uso del suolo originale e di protetto - Herolite.

	ID Documento Committente	Pagina 28 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

6 Definizione e taratura del modello idraulico

Il modello è stato implementato con HEC-RAS 6.3, noto software sviluppato da USACE (U.S. Army Corp of Engineers). Si è considerato, per tutte le analisi, un dominio bidimensionale, che interessa sia i corpi idrici di riferimento (oltre che una propaggine della Laguna di Grado e Marano, il Fiume Natissa, il Canale Anfora) e le aree di esondazione interessate dal fenomeno oggetto dello studio che interessano, in particolare, l'area compresa fra il Fiume Natissa, il Canale Anfora, l'argine perilagunare e il sistema di argini interni che dalle idrovore Cà Ospitale raggiungono l'argine perilagunare. Si tratta di un sistema che non è perfettamente chiuso, specialmente a Ovest, dove si dovrà tenere conto della possibilità dell'acqua di defluire al di fuori del dominio.

6.1 Cenni teorici di funzionamento del codice di calcolo

Il modulo 2D di HEC Ras è un modello 2DH che risolve le equazioni del moto su una mesh bidimensionale non strutturata.

Le equazioni del moto utilizzate sono dette Shallow Water Equation (SWE), e si basano sulle equazioni di Navier-Stokes (moto dei fluidi tridimensionale), assumendo le seguenti ipotesi semplificative

- Fluido incomprimibile
- Densità uniforme
- Distribuzione idrostatica delle pressioni
- Moto assolutamente turbolento (con possibilità di approssimare la turbolenza tramite eddy viscosity)
- Tirante idrico molto minore della scala orizzontale del moto

Le SWE sono espresse nella seguente forma

- Equazione di continuità

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(Uh)}{\partial x} + \frac{\partial(Vh)}{\partial y} = q$$

-Equazioni di conservazione della quantità di moto in x e y

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U\partial(U)}{\partial x} + \frac{V\partial(U)}{\partial y} - f_c V \\ = -g \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,x}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho h} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} \end{aligned}$$

E

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{U\partial(V)}{\partial x} + \frac{V\partial(V)}{\partial y} - f_c U \\ = -g \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial V}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,y}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho h} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} \end{aligned}$$

Dove

- U è la velocità in direzione x mediata sulla verticale
- V è la velocità in direzione y mediata sulla verticale
- q il termine sorgente/perdita di acqua
- f_c è il fattore di Coriolis
- z_s è il livello dell'acqua (WSE)
- $v_{t,xx}$ e $v_{t,yy}$ sono i coefficienti di viscosità turbolenta (eddy viscosity)
- $\tau_{b,x}$ e $\tau_{b,y}$ sono le tensioni tangenziali al fondo nelle due direzioni
- $\tau_{s,x}$ e $\tau_{s,y}$ sono le tensioni alla superficie dovute al vento
- h è il tirante idrico
- P_a la pressione atmosferica
- ρ la densità del fluido
- R il raggio idraulico

	ID Documento Committente	Pagina 30 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

Rimandando al Reference Manual di HEC RAS per tutti i dettagli sui diversi termini considerati, si specifica che nella presente analisi sono stati trascurati gli effetti di Coriolis, l'azione del vento, la variazione della pressione atmosferica e gli effetti dovuti alla viscosità turbolenta. Si ritiene che, ai fini della presente analisi, tale assunzione non riduca la significatività dei risultati ottenuti.

Per quanto riguarda la valutazione della tensione al fondo, viene utilizzata la formulazione di Manning, secondo cui

$$\tau_b = \rho C_D |\mathbf{V}| \mathbf{V} = \rho \frac{n^2 g}{R^{1/3}} |\mathbf{V}| \mathbf{V}$$

Dove

- n è il coefficiente di Manning
- $|\mathbf{V}|$ è il modulo della velocità 2D
- \mathbf{V} è la velocità vettoriale

In alcune specifiche condizioni di flusso, dove i termini gravitazionali e di tensione (al fondo e alla superficie) risultano molto più influenti degli altri, le equazioni di conservazione della quantità di moto possono essere riscritte nella forma dell'onda diffusiva (DSW) che, di fatto, trascura tutti gli altri termini (inerziali, avvevativi e viscosi).

Si tratta di una formulazione particolarmente utile per la sua semplicità e, conseguentemente, rapidità di calcolo. Nonostante le forti ipotesi alla base, tale formulazione può offrire per una vasta gamma di scenari risultati attendibili, utili per una visione di insieme delle problematiche, eventualmente da affinare con la formulazione più rigorosa delle SWE per analisi locali.

Laddove i due solutori dessero risultati molto diversi, la formulazione SWE va considerata più attendibile.

Lo schema DSW, al contrario di quello SWE, è stabile anche in forma implicita. Tale aspetto permette di utilizzare time-step più ampi. Rimane in ogni caso il fatto che maggiore sarà il time-step minore sarà l'accuratezza della soluzione.

Il risolutore utilizzato, in entrambe le formulazioni, è misto volumi finiti – differenze finite.

Si rimanda al reference manual per i particolari sulla risoluzione dello schema di calcolo.

Si segnala infine che il programma, inoltre, prevede la possibilità di inserire, alla stregua di condizioni al contorno interna lungo il contorno delle celle di calcolo, la schematizzazione di strutture lineari,

	ID Documento Committente	Pagina 31 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

tra le quali le soglie tracimabili, lungo le quali è prevista anche l'apertura di brecce. Si rimanda nuovamente alla documentazione tecnica e scientifica disponibile presso il sito del software per ulteriori indicazioni in merito.

6.2 Il modello del sito in esame

L'area in esame, come anticipato, è stata modellata unicamente tramite una mesh bidimensionale, composta da 211599 elementi con lunghezza media di lato 9 m. Gli elementi hanno grandezza variabile. In particolare, si è assunta quale dimensione base una maglia di 30x30 m, raffittita, nelle aree oggetto dell'intervento, a 10x10 m.

Al fine di una corretta definizione degli argini (e dei terrapieni stradali interni) e dei fossi, la dimensione delle celle è stata opportunamente raffittita lungo i loro assi, fino ad una dimensione minima di 1.5 m (Figura 15).

Si è utilizzato quale riferimento per la morfologia del territorio il DTM 0.5x0.5 m reso disponibile dalla Regione Friuli-Venezia Giulia. Tale dato è stato localmente corretto per tener conto di eventuali chiusure e collegamenti sui canali consortili principali e per approfondire (assumendo una sezione trapezia con base di 30 cm e quota del fondo a -1 m s.l.m. Non essendo disponibili delle sezioni topografiche dell'alveo, si ritiene che tale assunzione sia verosimile e, in ogni caso, abbia una scarsa significatività sul rischio alluvione che, di fatto, dipende dall'ingressione marina lungo il suo corso. Per lo stesso motivo, si è trascurata l'effettiva batimetria in corrispondenza del canale Anfora e della rete consortile di canali.

Il modello è delimitato dalle seguenti tipologie di condizioni al contorno:

- Condizione al contorno di flusso in corrispondenza del Fiume Natissa;
- Condizione al contorno di flusso in corrispondenza dello scarico delle idrovore;
- Condizione al contorno di livello imposto in corrispondenza della Laguna di Grado e Marano;
- Condizione al contorno di flusso normale (moto uniformae) in corrispondenza dei contorni esterni, fissando una pendenza forfettaria pari allo 0.5‰.

Si riporta in Figura 16 la schematizzazione delle condizioni al contorno.

Infine, in corrispondenza dell'argine sud del canale Anfora e di un tratto dell'argine perilagunare nel tratto più prossimo al campo 6, si è imbastita una struttura lineare tracimabile (di fatto, una soglia), sopra la quale il flusso è stato risolto, coerentemente con tutto il resto del modello, con le equazioni del moto. Tali strutture, permettono di evidenziare, oltre ai fenomeni di tracimazione (di fatto già possibili con il modello 2d, anche l'eventuale formazione di una breccia arginale (Figura 17).



Figura 15. Geometria della mesh di calcolo del modello numerico implementato.

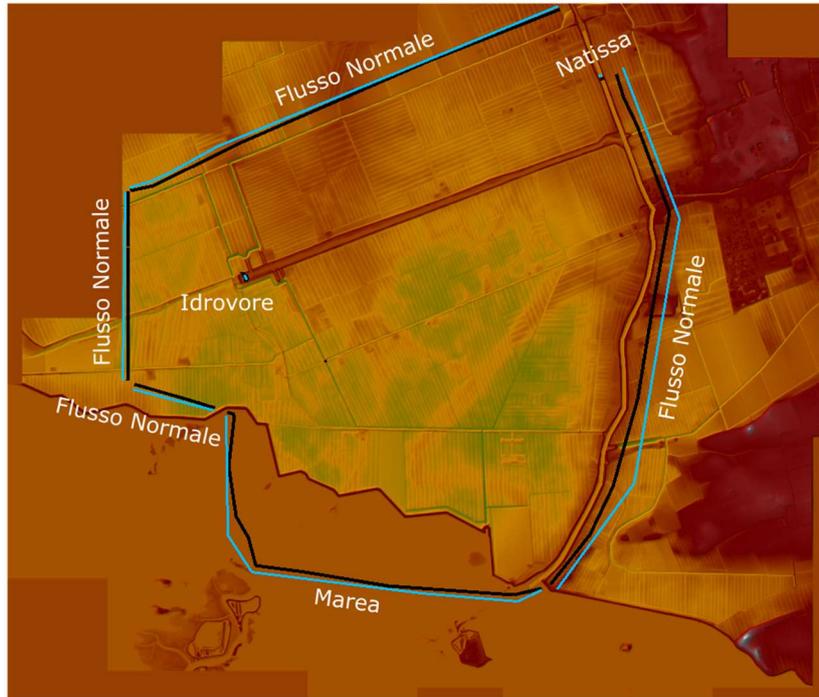


Figura 16. Posizionamento e tipologia delle condizioni al contorno.



Figura 17. Posizionamento delle strutture lineari per la modellazione delle breccie arginali.

Mentre la posizione dell'eventuale breccia sull'argine perilagunare è tale da massimizzare i rischi per l'area oggetto dell'intervento (l'argine, infatti, non può essere tracimato dalla marea di progetto), quella sul canale Anfora coincide con una delle aree più depresse dell'argine stesso, soggetta a tracimazione.

Le ipotetiche breccie sono state così imbastite:

- Breccia perilagunare (Figura 18):
 - Sviluppo: 100 m
 - Quota finale argine: 1m (quota iniziale circa 2.9 m)
 - Livello di innesco: 1.85 m s.l.m.
 - Coefficiente di deflusso: 1.44

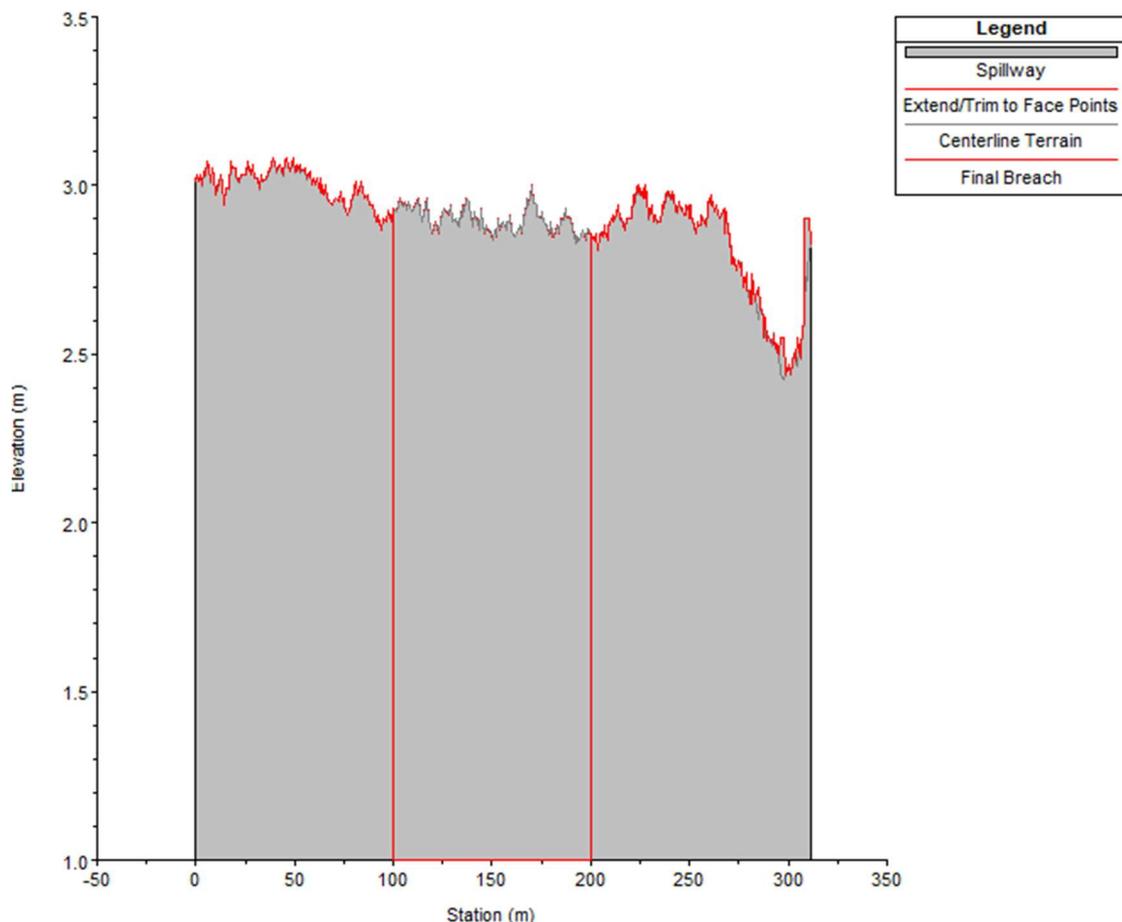


Figura 18. Schematizzazione della struttura lineare sull'argine perilagunare, con evidenza dello sviluppo della breccia.

- Breccia Canale anfora (Figura 19)
 - Sviluppo: 50 m
 - Quota finale argine: 0.7 m (quota iniziale media di circa 1.65 m)
 - Livello di innesco: 1.6 m s.l.m.
 - Coefficiente di deflusso: 1.44

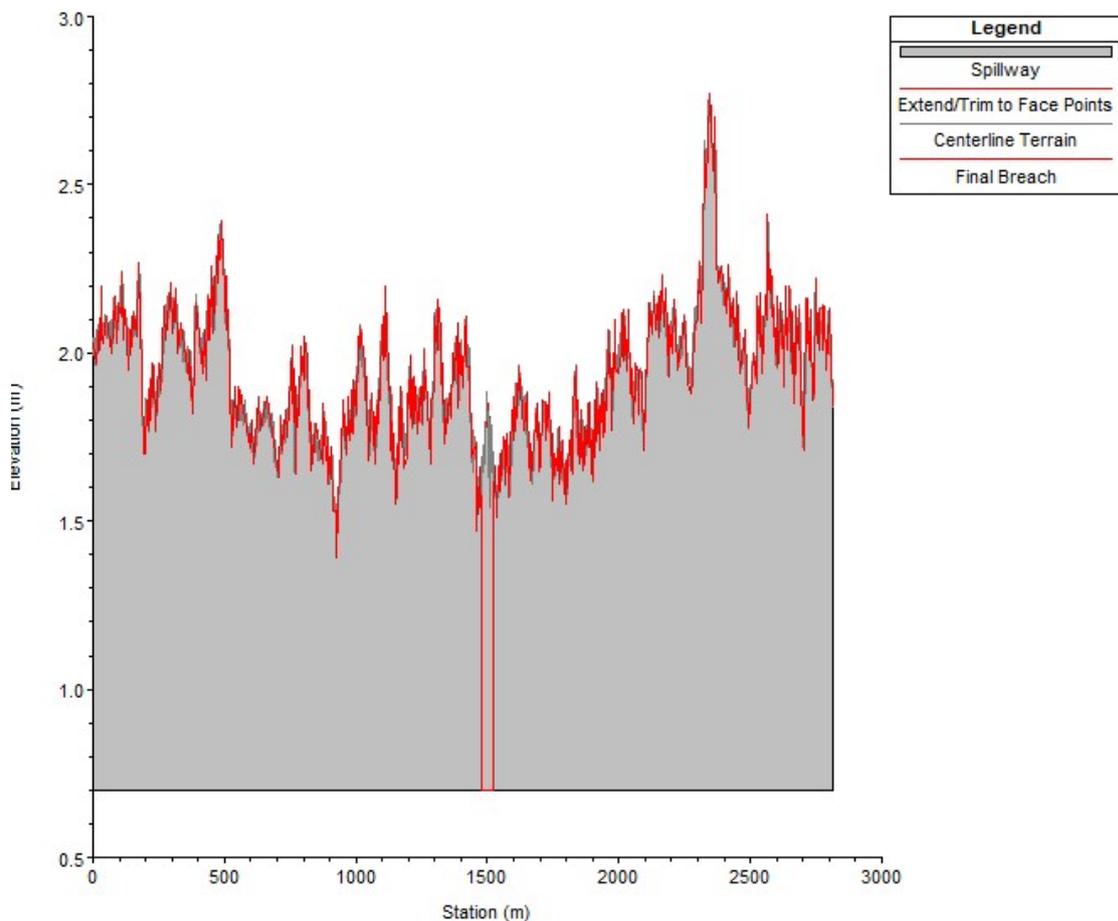


Figura 19. Schematizzazione della struttura lineare sull'argine del canale Anfora, con evidenza dello sviluppo della breccia.

La breccia sull'argine perilagunare non viene innescata da una tracimazione che, con la marea di progetto, sarebbe impossibile. Tuttavia, si è ritenuto opportuno analizzare tale rottura poiché gli

scenari del PGRA sono stati sviluppati proprio sulla base del rischio di ingressione marittima che, senza una rottura dell'argine, sarebbe di fatto impossibile.

Vista la peculiare condizione di depressione del piano campagna rispetto al bacino lagunare, l'altezza esterna dell'argine rispetto al piano campagna è molto elevata, anche rispetto al tirante idraulico massimo agente lato laguna. Si ritiene dunque opportuno imbastire la breccia sulla base della parte inferiore del range proposto dal PGRA (riportato in Figura 20).

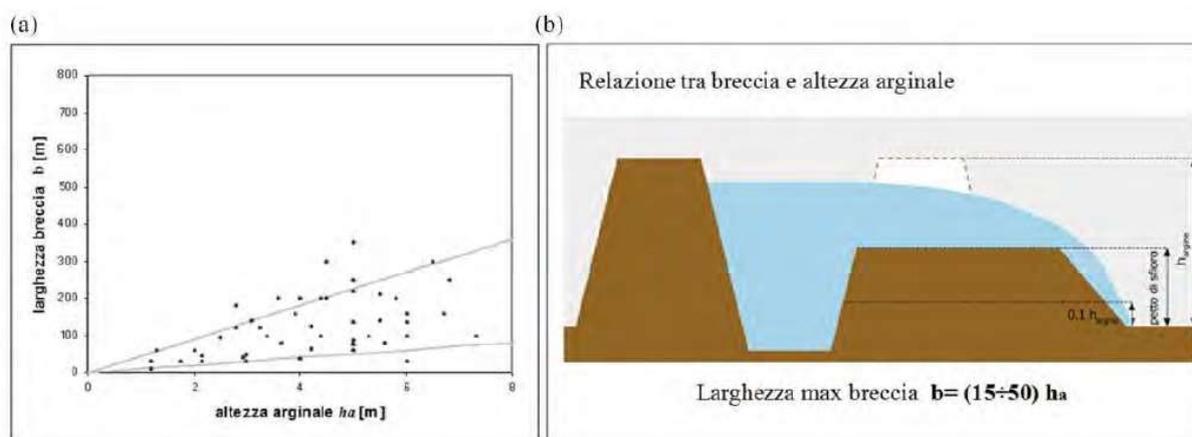


Figura 20. Modello di schematizzazione della geometria della breccia arginale adottato dal PGRA.

Si riportano, per un migliore inquadramento della geometria arginale, le sezioni degli argini del Canale Anfora e della laguna (Figura 21) in corrispondenza delle breccie.

L'altezza del petto di sfioro è stata impostata in entrambi i casi in corrispondenza della berma arginale esistente.

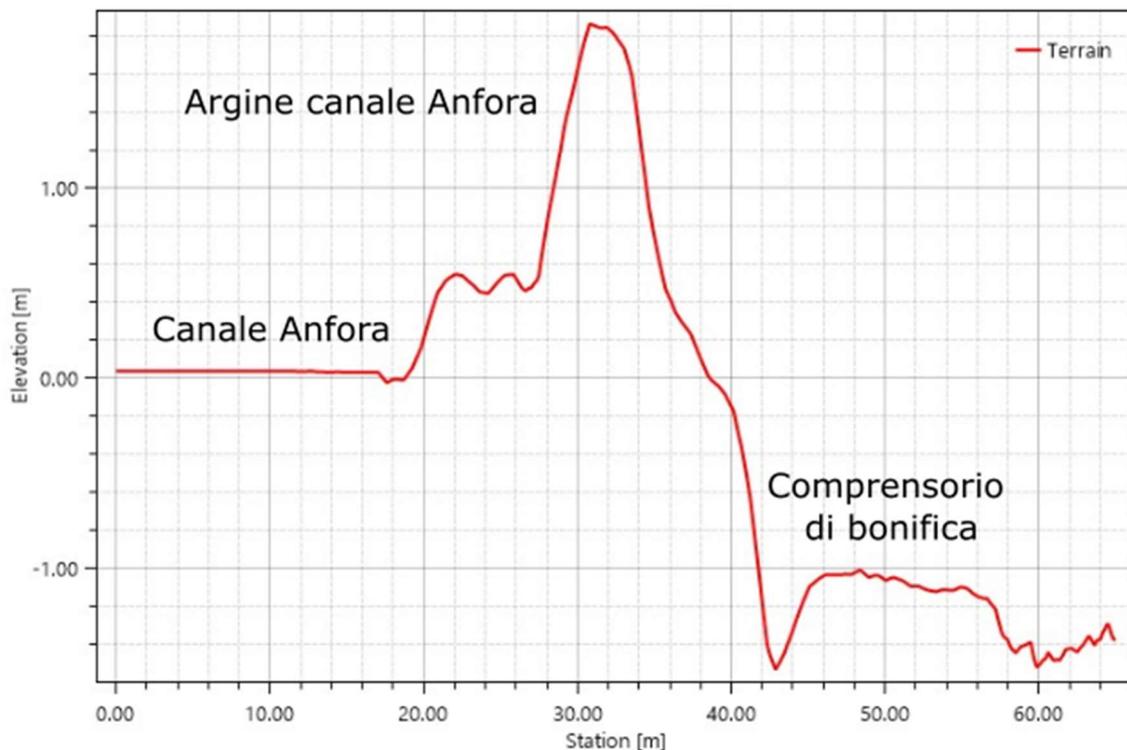
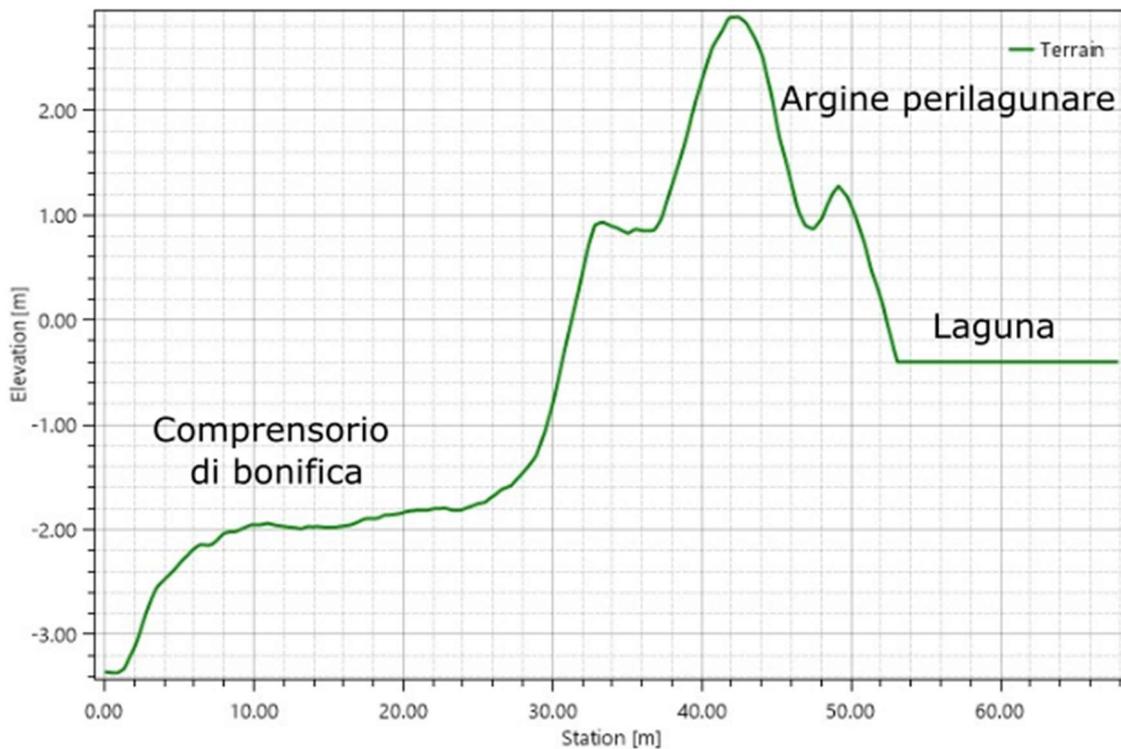


Figura 21. Sezioni trasversali degli argini in corrispondenza delle breccie arginali considerate.

	ID Documento Committente	Pagina 38 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

La scelta dei coefficienti di Manning nell'area esondabile è legata alla mappa della copertura del suolo usata per la definizione del rischio idraulico nel PGRA (Figura 14).

Si riporta in Tabella 4 la corrispondenza fra classe di copertura del suolo e coefficiente di Manning.

Tabella 4: Classi di tipologia di copertura del suolo e coefficiente di Manning.

CLASSE	DESCRIZIONE	COEFFICIENTE DI MANNING [M^{-1/3}S]
1	Sistemi colturali e particellari complessi	0.04
2	Paludi salmastre	0.03
3	Corsi d'acqua, canali e idrovie	0.025
4	Vigneti	0.035
5	Zone residenziali a tessuto discontinuo e rado	0.04
6	Colture intensive	0.04
7	Lagune	0.03
8	Parco fotovoltaico	0.05

Per quanto riguarda lo stato di progetto, in corrispondenza del parco fotovoltaico, si è corretto il coefficiente di Manning. La scelta del coefficiente utilizzato è largamente cautelativa, poiché i pannelli sono installati su pali ed in grado di ruotare sull'asse orizzontale, fino a mettersi, in caso di evento critico, in posizione a loro volta orizzontale. Si è comunque ritenuto opportuno aumentare sensibilmente la scabrezza per valutare, anche in caso di guasto del sistema o di non perfetta orizzontalità dei pannelli, gli effetti che una maggiore scabrezza comporta.

Si riporta in Figura 22 la distribuzione delle scabrezze nelle configurazioni di stato di fatto e di stato di progetto.

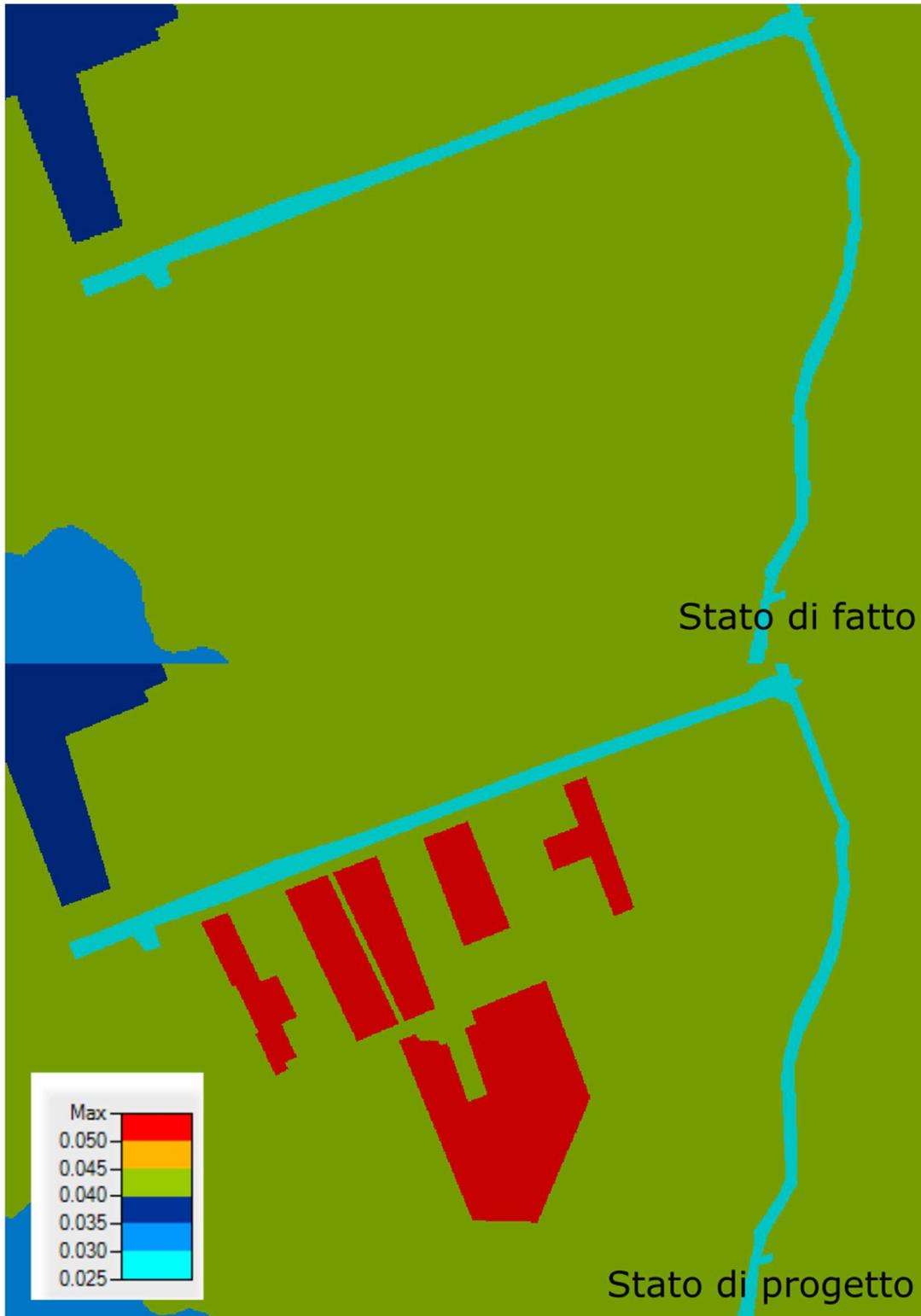


Figura 22. Distribuzione della scabrezza nel modello 2D.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 40 / 67
		Numero Revisione
		00

6.3 Lo stato di progetto

Come anticipato nel precedente paragrafo, il principale fattore di modifica dello stato di progetto rispetto allo stato di fatto è la presenza dei parchi fotovoltaici, per una superficie di circa 100 ha.

I pannelli fotovoltaici previsti sono installati su tracker, in grado di ruotare sull'asse orizzontale per ottimizzare in ogni istante l'inclinazione rispetto ai raggi solari. Tale funzione andrà utilizzata anche per la minimizzazione del rischio idraulico in caso di evento estremo, quando i pannelli saranno disposti automaticamente in posizione orizzontale, per favorire il deflusso dell'acqua al di sotto degli stessi.

I pannelli andranno installati in modo tale da avere il motore al di sopra del massimo livello idrico presente, preservando dunque la componente elettrica.

La presenza dei pannelli, come già anticipato, è stata schematizzata tramite una scabrezza equivalente, posta in corrispondenza dei campi fotovoltaici (Figura 22 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Infine, nello stato di progetto sono stati considerati gli interventi di movimento terra atti a garantire la sicurezza idraulica dei locali dei quadri elettrici, distribuiti sui vari campi, e della stazione e sottostazione elettriche di progetto, atte all'allacciamento dell'intero parco alla rete elettrica nazionale. Anch'esse, coerentemente con quanto previsto dalle NTA del PGRA, dovranno infatti essere poste a quota di sicurezza. Anche la strada di accesso alle stazioni è posta a quota di sicurezza. (Figura 23).

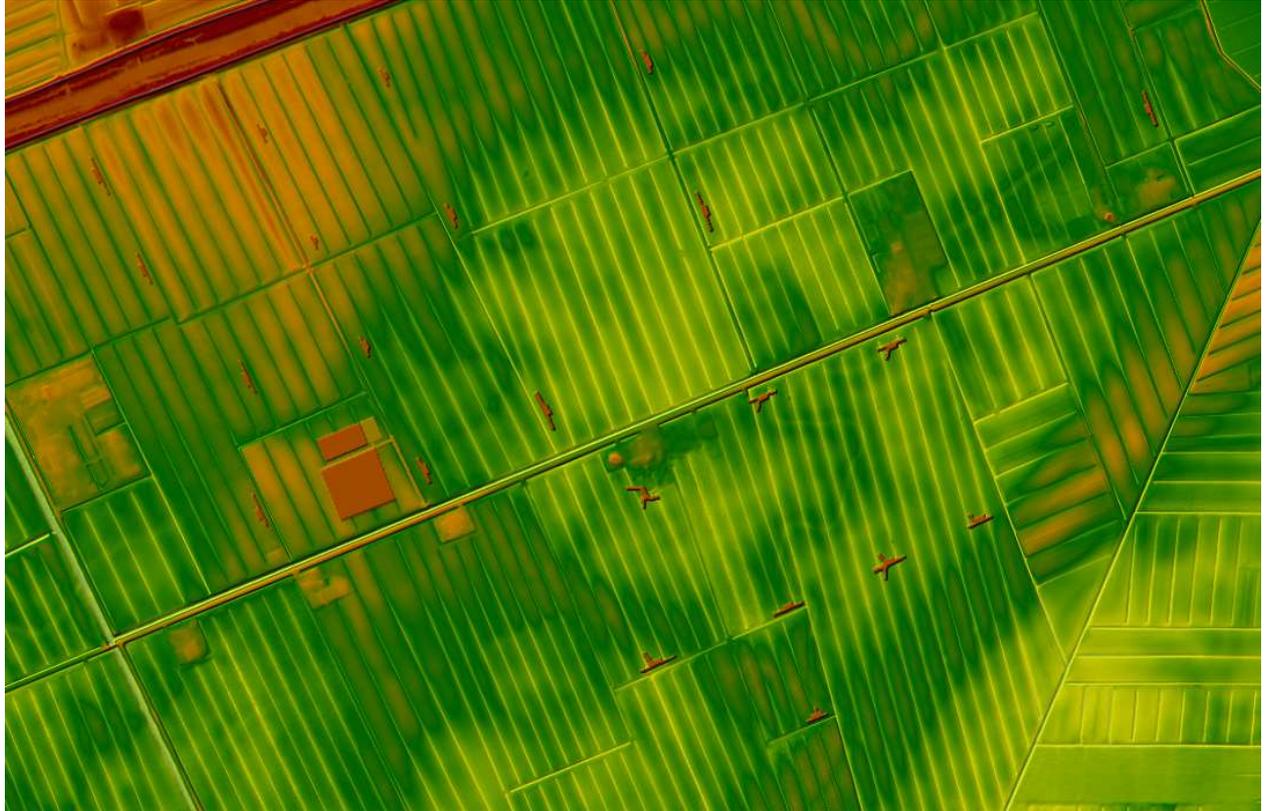


Figura 23. DTM di progetto, dove si sono considerati i terrapieni relativi a stazione e sottostazione elettrica e quelli relativi ai quadri sui diversi campi..

6.4 Gli scenari di analisi

Le configurazioni di stato di fatto e di progetto sono state analizzate sulla base di tre scenari indipendenti, di cui è stato derivato l'involuppo dei massimi livelli raggiunti dall'acqua.

I tre scenari sono i seguenti:

- Apertura di breccia sull'argine perilagunare sotto l'azione della marea estrema (Trieste 1969)
- Apertura di breccia sull'argine del canale Anfora sotto l'azione della marea estrema (Trieste 1969)
- Pioggia estrema di 6h all'interno del comprensorio di bonifica, utilizzando lo iteogramma sintetico di tipo Chicago con tempo di ritorno di 100 anni.

In tutti e tre gli scenari si è trascurato il contributo delle idrovore: per i primi due si tratta di una semplificazione a favore di sicurezza, mentre per l'ultimo è parte integrante dello scenario, poiché si

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 42 / 67
		Numero Revisione
		00

analizza il guasto del sistema con durata di 6h (tempo ritenuto idoneo all'installazione di gruppi di continuità in caso di mancata alimentazione).

7 Risultati allo stato di fatto

7.1 Scenario 1

Il primo scenario di analisi prevede l'apertura della breccia sull'argine perilagunare. Ai fini della verifica del modello, è stato implementato sia con la tecnica semplificata DWE che con quella SWE. Si è considerata una simulazione di 3 giorni pieni, considerati convenzionalmente dal 13/08 alle 00:00 al 16/08 alle 00:00.

La marea di progetto causa l'apertura della breccia solo in corrispondenza del massimo picco di marea, quando il livello dell'acqua raggiunge 1.92 m. Si riportano in Figura 24 i grafici di livello, apertura breccia e velocità alla breccia, confrontando i due schemi di calcolo.

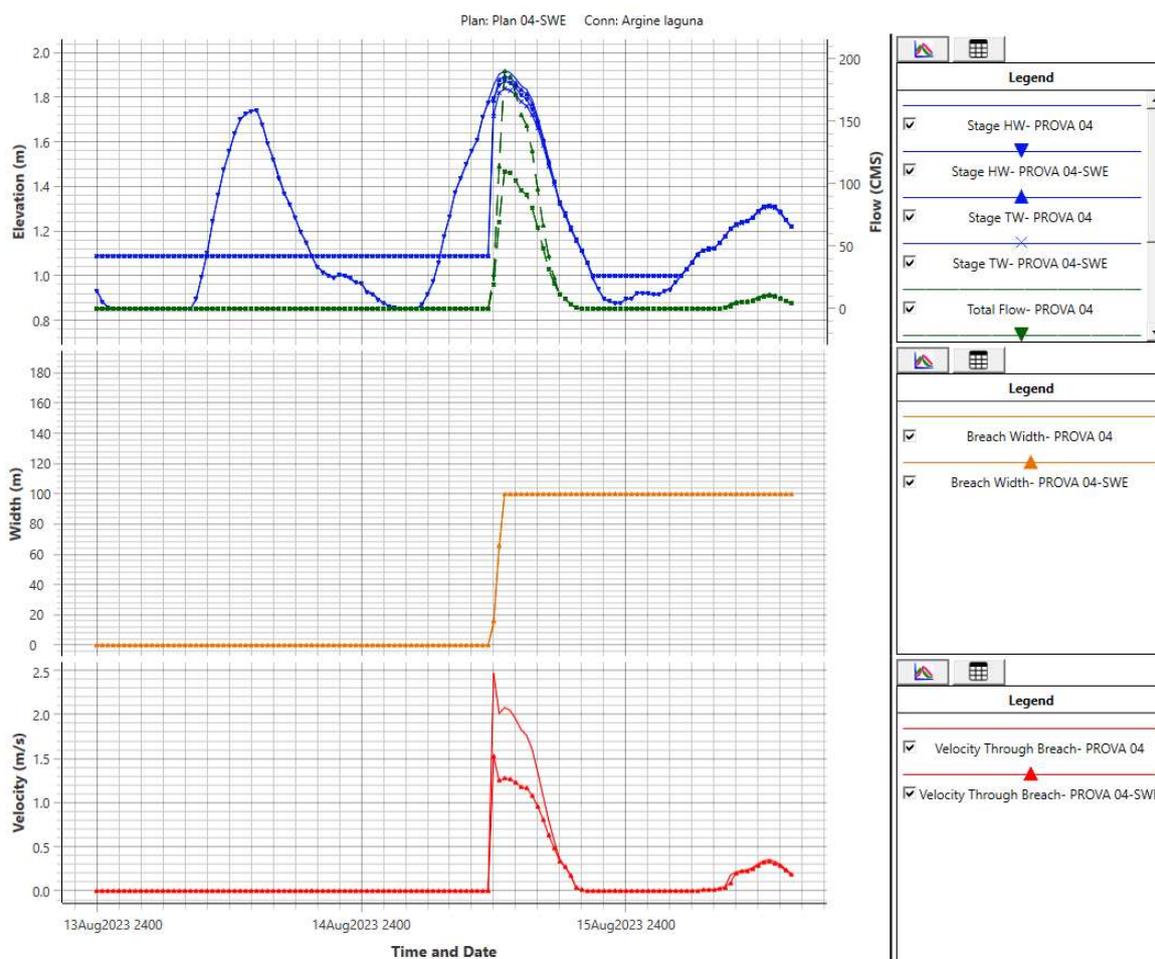


Figura 24. Livello dell'acqua, larghezza breccia e velocità di flusso in corrispondenza della breccia con i due schemi di calcolo (scenario1).

	ID Documento Committente	Pagina 44 / 67
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Numero Revisione
		00

Da quello che si evince, da un punto di vista dei livelli idrici a monte della breccia, i due schemi danno risultati molto vicini. Maggiori differenze si hanno a valle e nelle massime velocità di deflusso all'apertura della breccia. In ogni caso, il modello semplificato DWE dà risultati maggiormente cautelativi. I risultati poi si allineano all'allontanarsi dall'istante di innesco della breccia.

Si riporta in Figura 25 l'evoluzione del fenomeno esondativo.

Infine, in Figura 26, si riporta il contour del massimo tirante raggiunto e della massima velocità durante il primo scenario. Si può osservare come i livelli maggiori superino il metro al limite meridionale del campo a sud della provinciale e, in misura minore, a ridosso della strada provinciale, a Nord della stessa. In corrispondenza delle opere di progetto il campo di velocità è sempre inferiore a 1 m/s. Le massime velocità sono in ogni caso concentrate in corrispondenza delle scoline, che verranno mantenute inalterate.

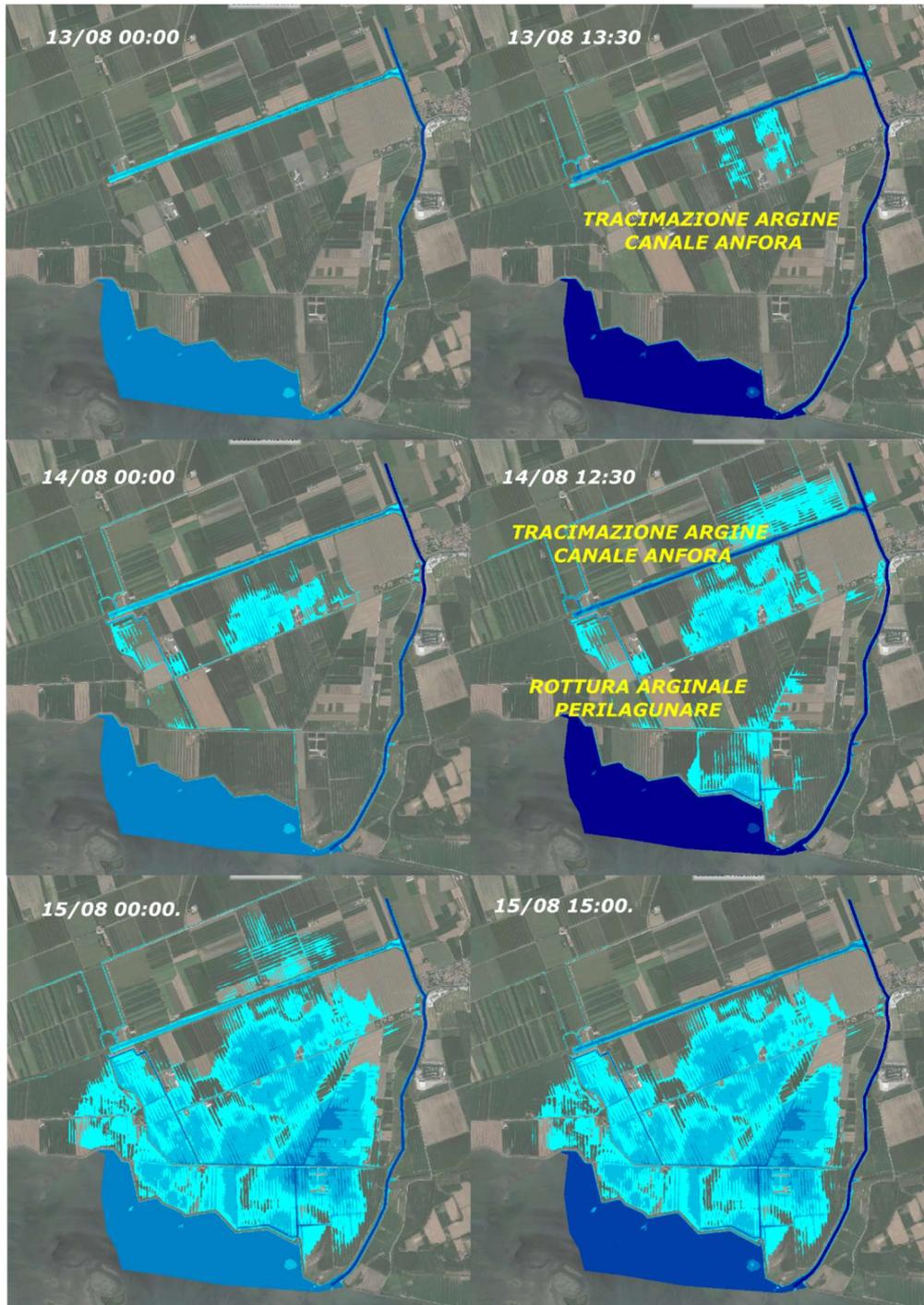


Figura 25. Evoluzione del fenomeno esondativo allo SDF - Scenario 1

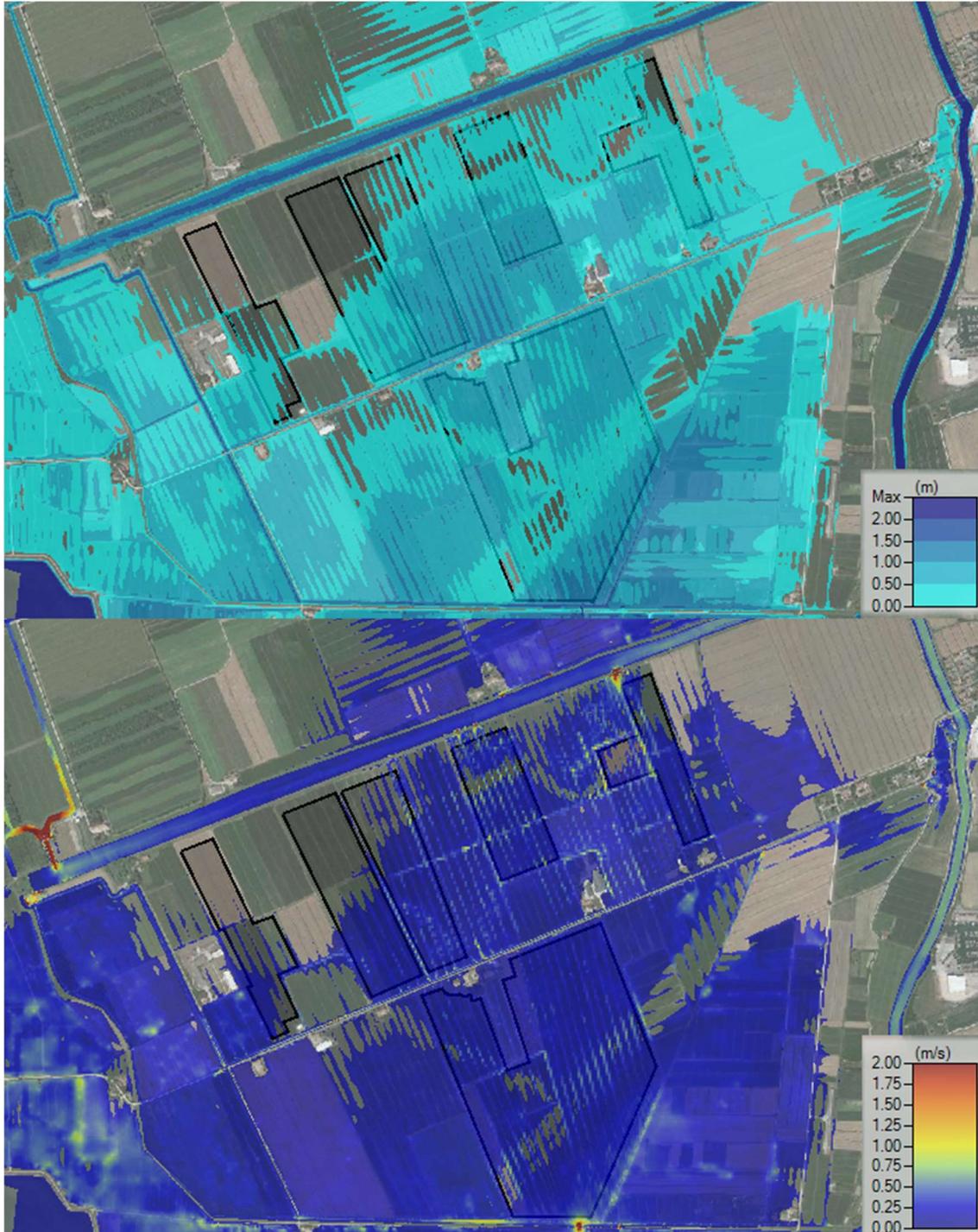


Figura 26. Massimi tiranti e massima velocità durante lo scenario 1 (SDF).

Confrontando i massimi livelli raggiunti secondo i due schemi di calcolo, si osserva come i due modelli diano risultati molto prossimi, con differenze, nell'area oggetto di studio, mai superiori a 0.10-0.12 m. In generale, il modello semplificato appare sovrastimare leggermente il livello a sud della strada (ossia nell'area più gravata dal presente scenario, dove il livello è circa 0.12 m più alto) mentre lo sottostima leggermente oltre la strada. Si riporta in Figura 27 il confronto fra i due schemi.

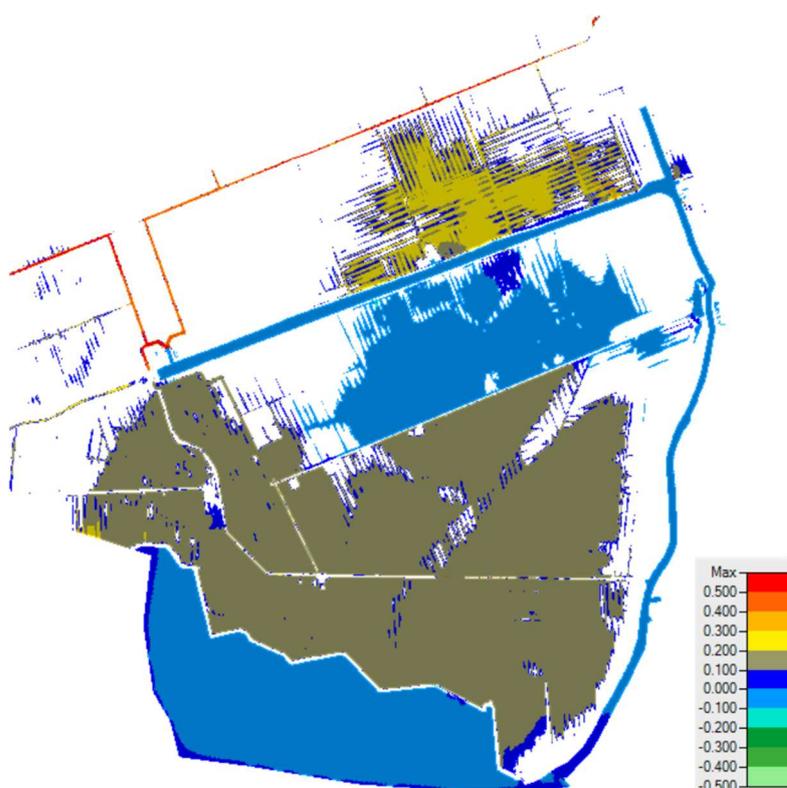


Figura 27. Confronto fra il massimo livello raggiunto secondo i due schemi di calcolo (Scenario 1).

Il confronto dimostra che il modello semplificato (DWE) risulta essere sufficientemente solido da rappresentare adeguatamente l'area oggetto di studio. Come illustrato in seguito, tale risultato è confermato anche dall'analisi dello scenario 2. Alla luce dell'importante risparmio computazionale (un rapporto indicativo di 1:10 sui tempi di esecuzione), tenuto conto anche del fatto che la soluzione è cautelativa, si sono studiati i diversi scenari allo stato di progetto tramite tale schema.

7.2 Scenario 2

Il secondo scenario di analisi prevede l'apertura della breccia sull'argine del canale Anfora. Ai fini della verifica del modello, è stato implementato sia con la tecnica semplificata DWE che con quella SWE. Si è considerata una simulazione di 3 giorni pieni, considerati convenzionalmente dal 13/08 alle 00:00 al 16/08 alle 00:00.

La marea di progetto causa l'apertura della breccia fin dal primo picco (minore) della marea di progetto. Si riportano in FIGURA i grafici di livello, apertura breccia e velocità alla breccia, confrontando i due schemi di calcolo.

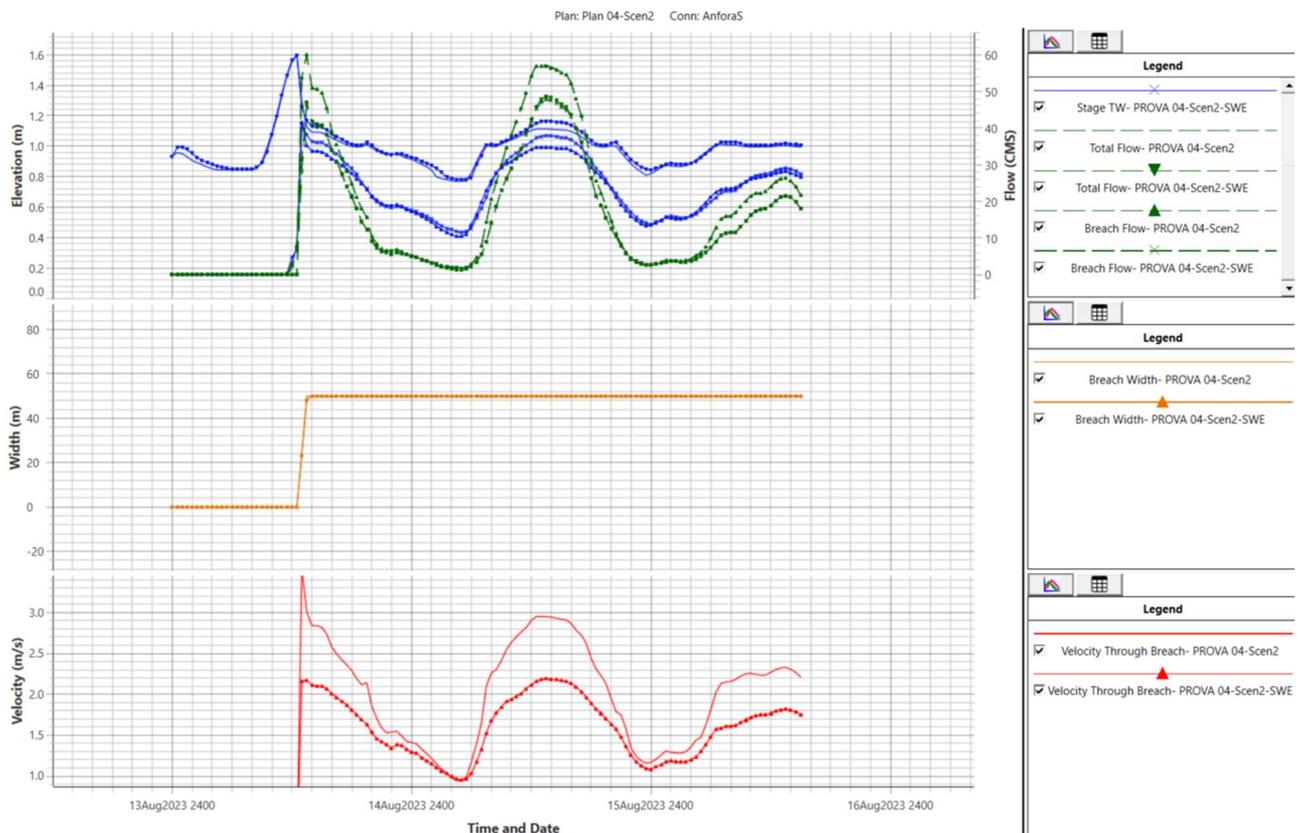


Figura 28. Livello dell'acqua, larghezza breccia e velocità di flusso in corrispondenza della breccia con i due schemi di calcolo (scenario 2).

Da quello che si evince, da un punto di vista dei livelli idrici a monte della breccia, i due schemi danno risultati molto vicini. Maggiori differenze si hanno a valle e nelle massime velocità di deflusso in concomitanza con il massimo deflusso. In ogni caso, il modello semplificato DWE dà risultati

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 49 / 67
		Numero Revisione
		00

maggiormente cautelativi. I risultati poi si allineano all'allontanarsi dall'istante di innesco della breccia.

Si riporta in Figura 29 l'evoluzione del fenomeno esondativo.

Infine, in Figura 30, si riporta il contour del massimo tirante raggiunto e della massima velocità durante il secondo scenario. Per quanto riguarda le opere di progetto, i massili tiranti si hanno subito a Nord della provinciale, dove è evidente un accumulo di acqua dovuto alla depressione del terreno. In corrispondenza delle opere di progetto il campo di velocità è sempre inferiore a 1 m/s. Le massime velocità sono in ogni caso concentrate in corrispondenza delle scoline, che verranno mantenute inalterate.

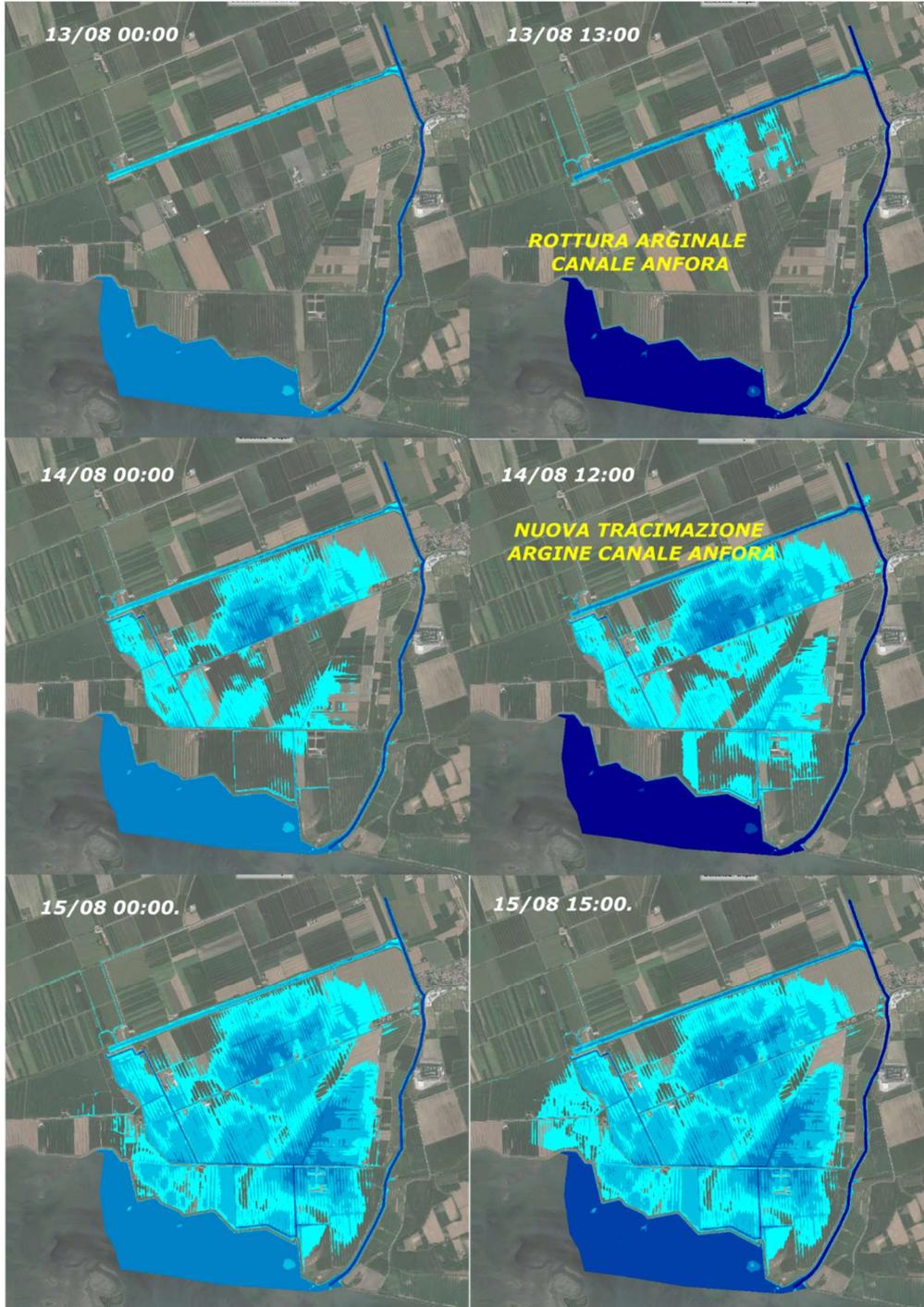


Figura 29. Evoluzione del fenomeno esondativo allo SDF - Scenario 1

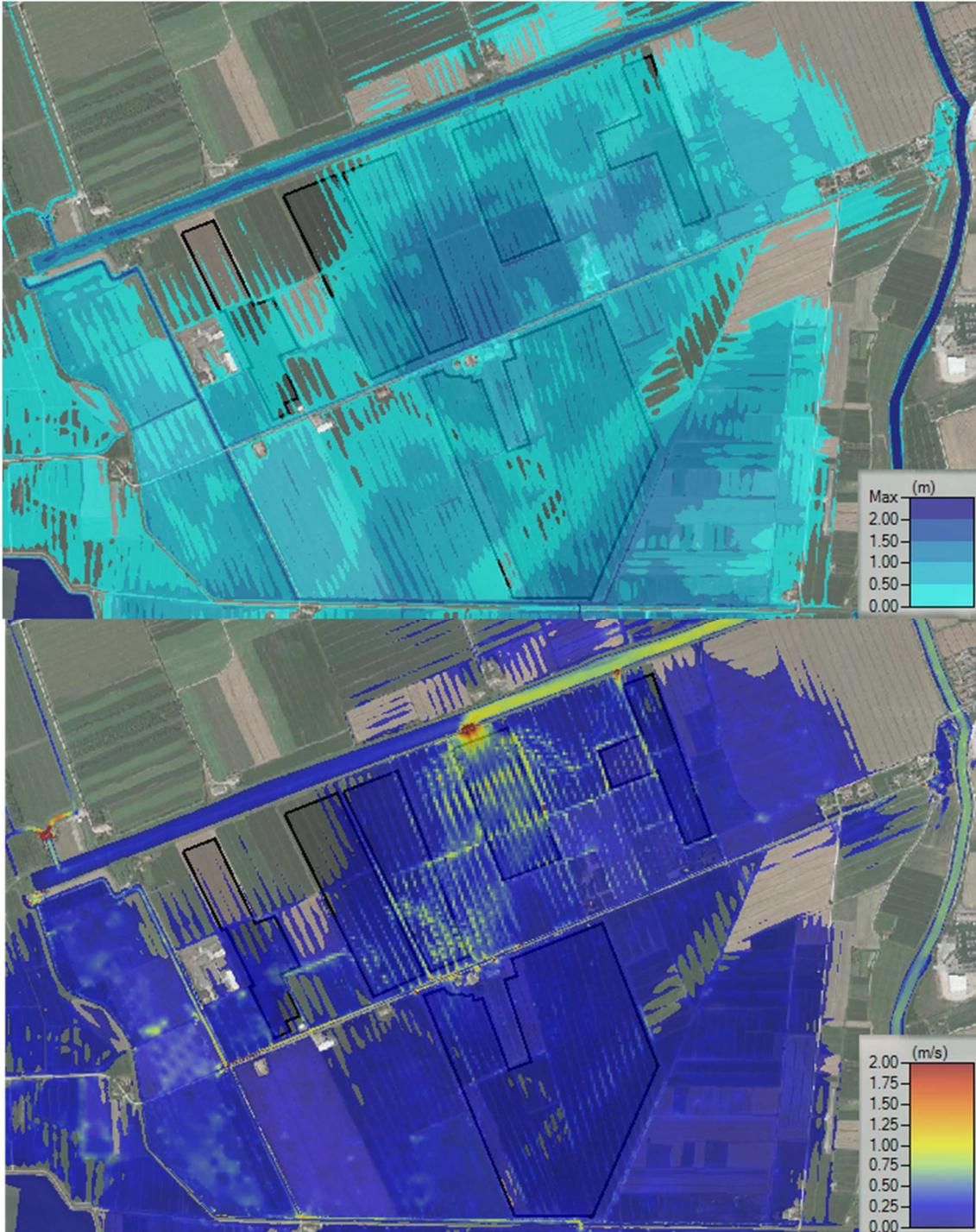


Figura 30. Massimi tiranti e massima velocità durante lo scenario 2 (SDF)

Confrontando i massimi livelli raggiunti secondo i due schemi di calcolo, si osserva come i due modelli diano risultati molto prossimi, con differenze, nell'area oggetto di studio, mai superiori a 0.10 m. In generale, Il modello semplificato appare sovrastimare leggermente il livello. Si riporta in Figura 31 il confronto fra i due schemi.

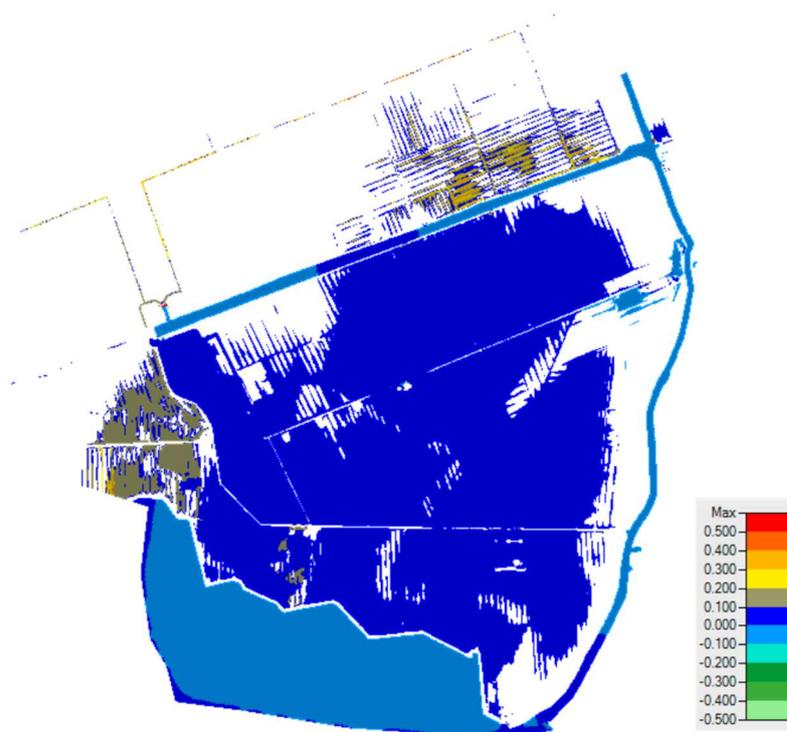


Figura 31. Confronto fra il massimo livello raggiunto secondo i due schemi di calcolo (Scenario 2).

Il confronto dimostra che il modello semplificato (DWE) risulta essere sufficientemente solido da rappresentare adeguatamente l'area oggetto di studio. Tale confronto conferma quanto già evidente per lo scenario 1. Alla luce dell'importante risparmio computazionale (un rapporto indicativo di 1:10 sui tempi di esecuzione), tenuto conto anche del fatto che la soluzione è cautelativa, si sono studiati i diversi scenari allo stato di progetto tramite tale schema.

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2</p>	Pagina
		53 / 67
		Numero Revisione
		00

7.3 Scenario 3

Il terzo scenario non considera brecce né fenomeni di marea estrema. Vista la natura “chiusa” del bacino, l’influenza dei corpi idrici esterni è dunque nulla.

Lo studio si concentra, al contrario, sull’effetto di una precipitazione con tempo di ritorno centenario sul comprensorio di bonifica. Allo scopo di massimizzare gli effetti dinamici dell’evento, si è utilizzato uno ietogramma Chicago della durata di 6h. Tale durata, come anche spiegato nei precedenti capitoli, corrisponde al tempo indicativo di intervento per l’installazione di un gruppo elettrogeno di emergenza in caso di mancato funzionamento degli impianti idrovori (che, come per gli altri scenari, sono considerati disattivi).

Si riporta in Figura 32 l’evoluzione del fenomeno estremo. Anche in questo caso, la pioggia tende ad accumularsi in corrispondenza di alcune depressioni, la più rilevante delle quali, per quanto compete il presente intervento, è posta subito a Nord della strada provinciale. I tiranti massimi, nei punti di accumulo, sono in ogni caso inferiori a quelli individuati dagli altri due scenari (Figura 33).

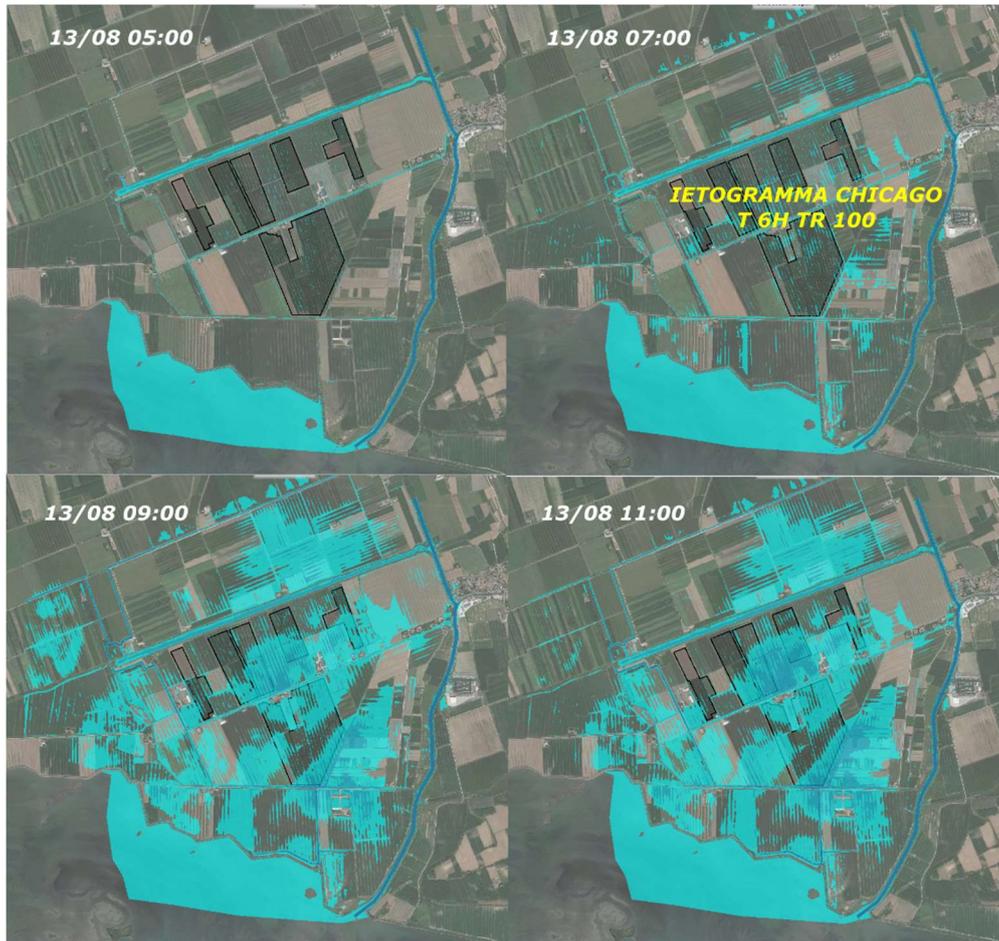


Figura 32. Evoluzione del fenomeno esondativo allo SDF - Scenario 1

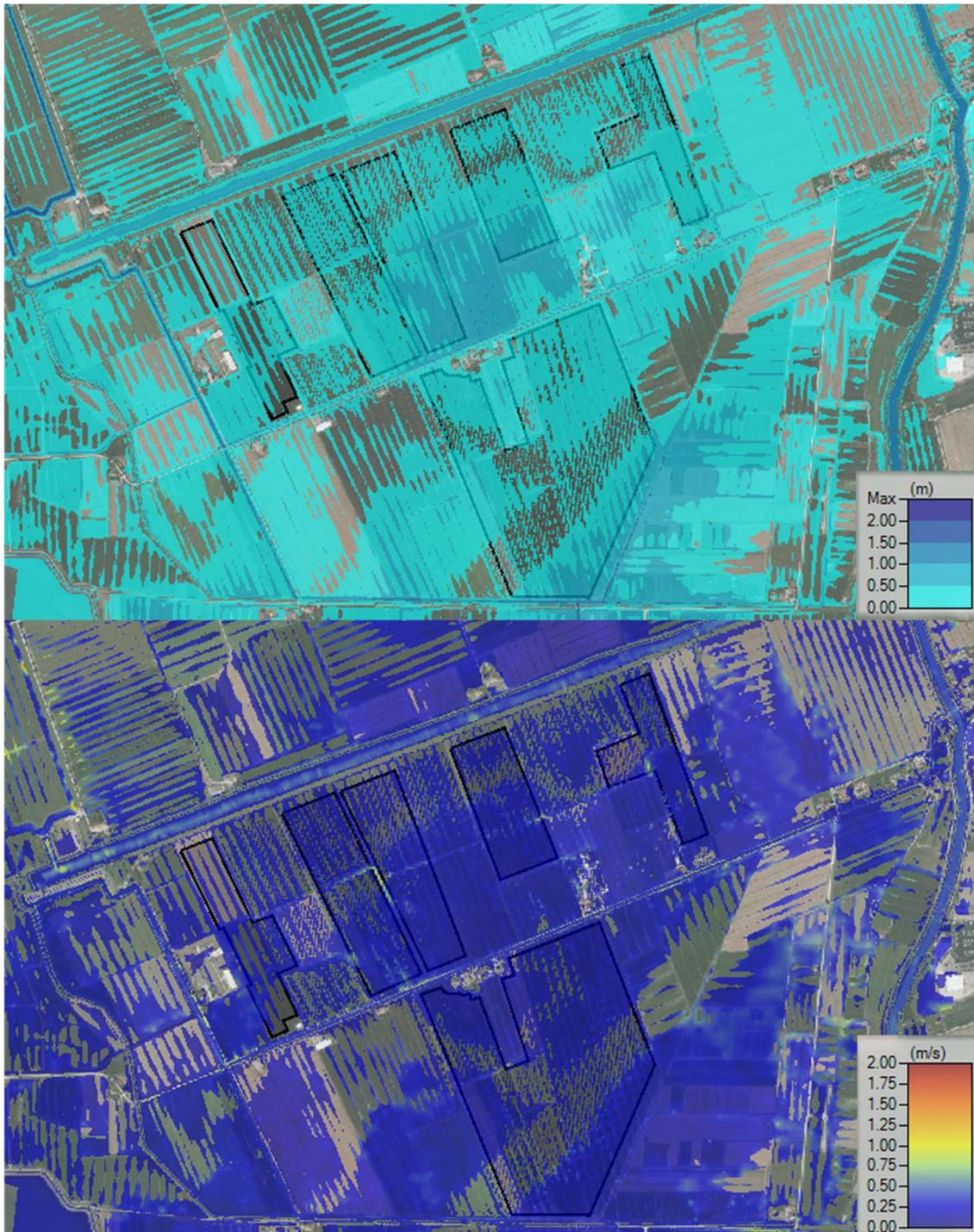


Figura 33. Massimi tiranti e massima velocità durante lo scenario 3 (SDF).

7.4 Analisi dei risultati

Dai tre scenari sopra descritti, dei massimi tiranti idraulici raggiunti (Figura 34).

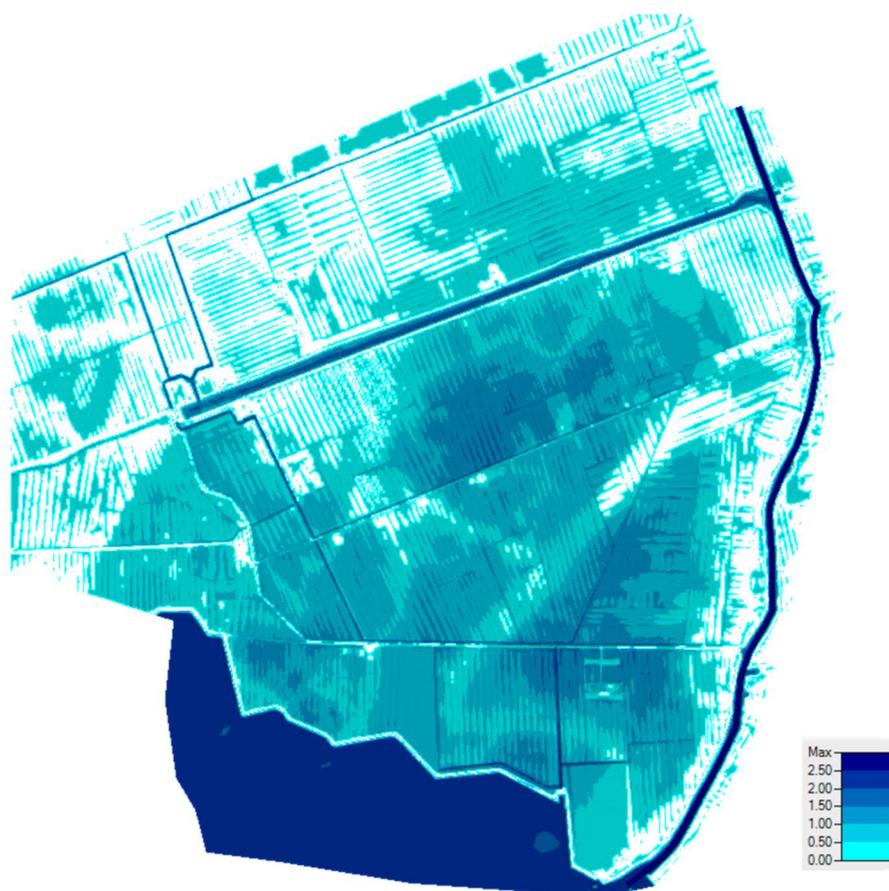


Figura 34. Inviluppo dei massimi tiranti allo stato di fatto.

Confrontando i risultati con le mappe del PGRA, si osserva come i massimi tiranti raggiunti al di fuori dei canali siano compresi fra 1 e 1.5 metri. Tale fascia di tirante è quella assunta per l'intero comprensorio dal PGRA (Figura 35). Anche le forma delle aree a maggior tirante è coerente.

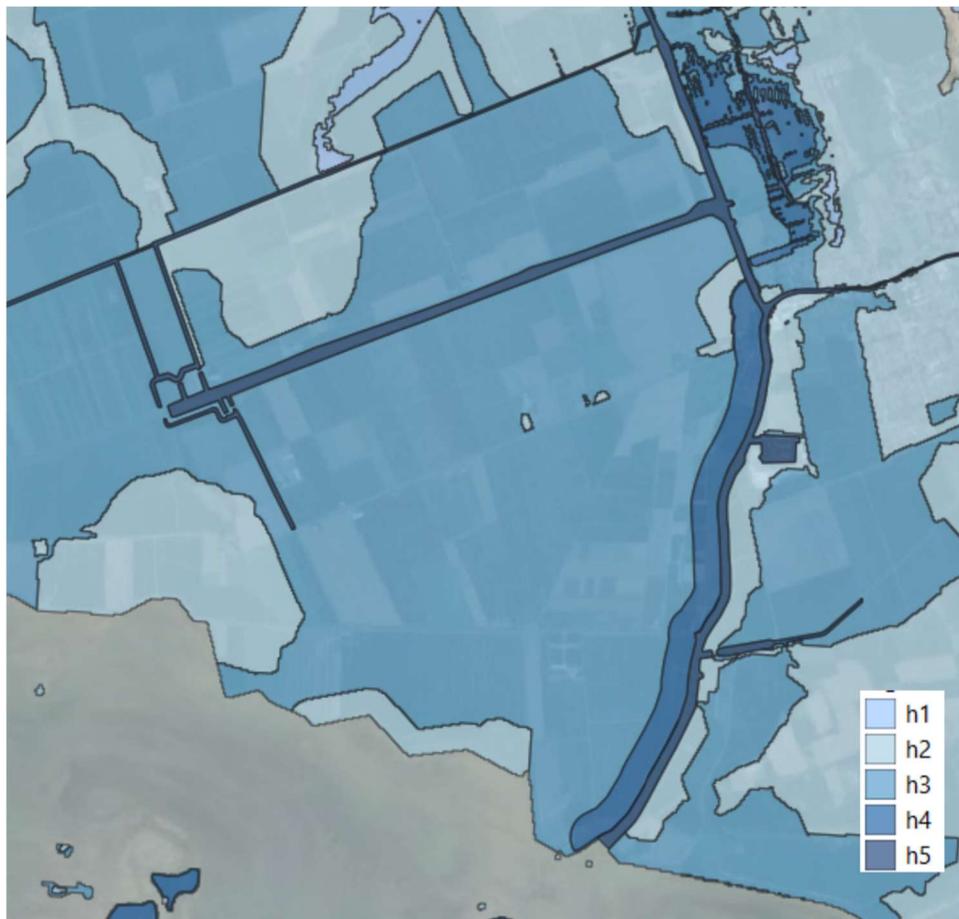


Figura 35. Mappa dei tiranti - TR100 (PGRA).

Tenuto conto che il PGRA, nella presente area e come illustrato precedentemente, non ha adottato un approccio modellistico e non ha tenuto in considerazione rigorosamente la morfologia del territorio (che renderebbe, di fatto, impossibile avere sull'intera area un tirante uguale), è lecito supporre che abbia adottato, cautelativamente, il massimo tirante atteso per macroaree sulla base delle più macroscopiche differenze di quota del terreno. Per questo motivo, alla luce del fatto che i tiranti massimi sono coerenti fra loro e la forma delle aree a maggior tirante pure, si ritiene che i due modelli siano sufficientemente coerenti fra loro.

Considerano il massimo livello raggiunto dall'acqua, si riporta l'inviluppo in Figura 36.

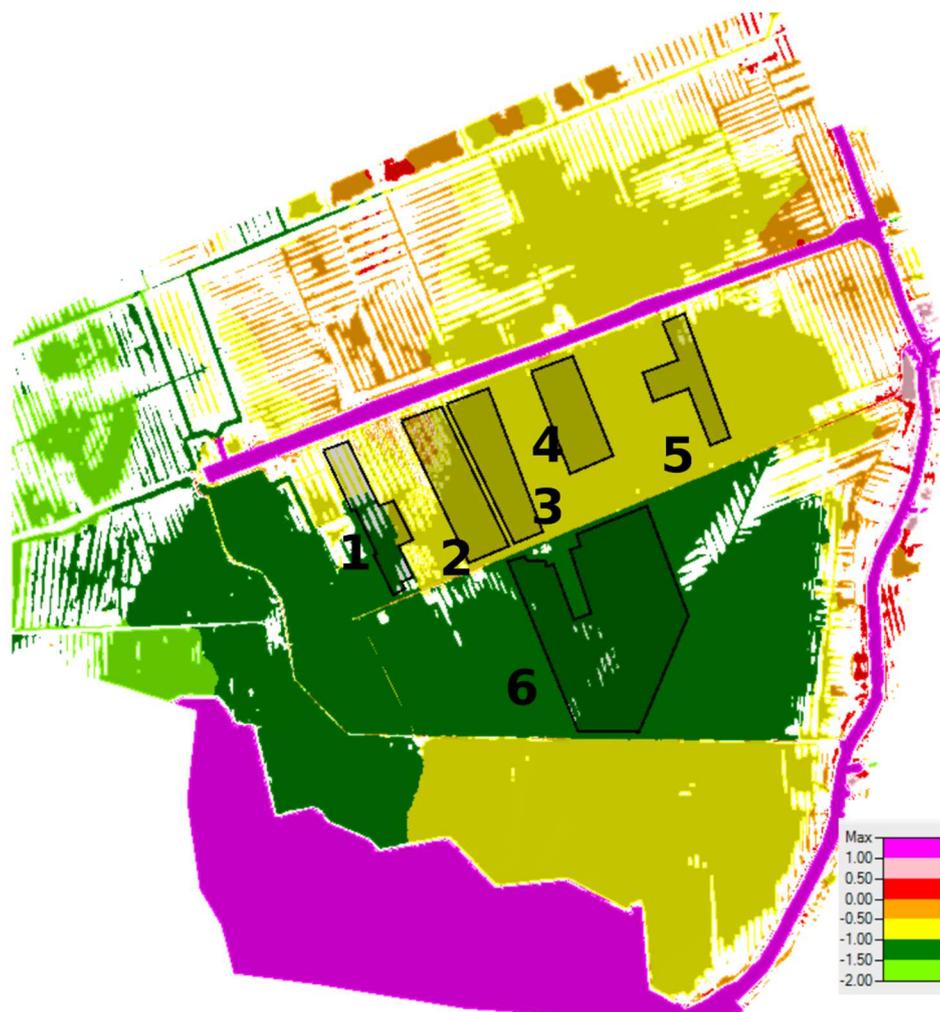


Figura 36. Massimi livelli raggiunti (SDF).

Con riferimento allo stato di fatto, i massimi livelli raggiunti nei diversi campi fotovoltaici sono i seguenti:

- Campo 1: - 1.10 m s.l.m.
- Campo 2: -0.8 m s.l.m.
- Campo 3: -0.8 m s.l.m.
- Campo 4: -0.8 m s.l.m.
- Campo 5: -0.8 m s.l.m.
- Campo 6: - 1.16 m s.l.m.

8 Risultati allo stato di progetto

I tre scenari analizzati allo stato di fatto sono stati considerati anche nella configurazione dello stato di progetto. Alla luce di quanto verificato per lo stato di fatto, si è utilizzato quale schema di calcolo esclusivamente quello DWE.

8.1 Scenario 1

Il primo scenario rispecchia essenzialmente quanto evidenziato per lo stato di fatto. La maggior scabrezza in corrispondenza dei parchi fotovoltaici, vista anche la velocità dell'acqua, non ha una significativa influenza sull'evoluzione dell'idrodinamica dell'area. Si evidenzia come l'acqua non raggiunge né il terrapieno della centrale e della sottostazione elettrica, né quelli dei quadri.

Si riportano in Figura 37e Figura 38 il massimo tirante raggiunto nell'area globale e in corrispondenza dei due terrapieni principali.

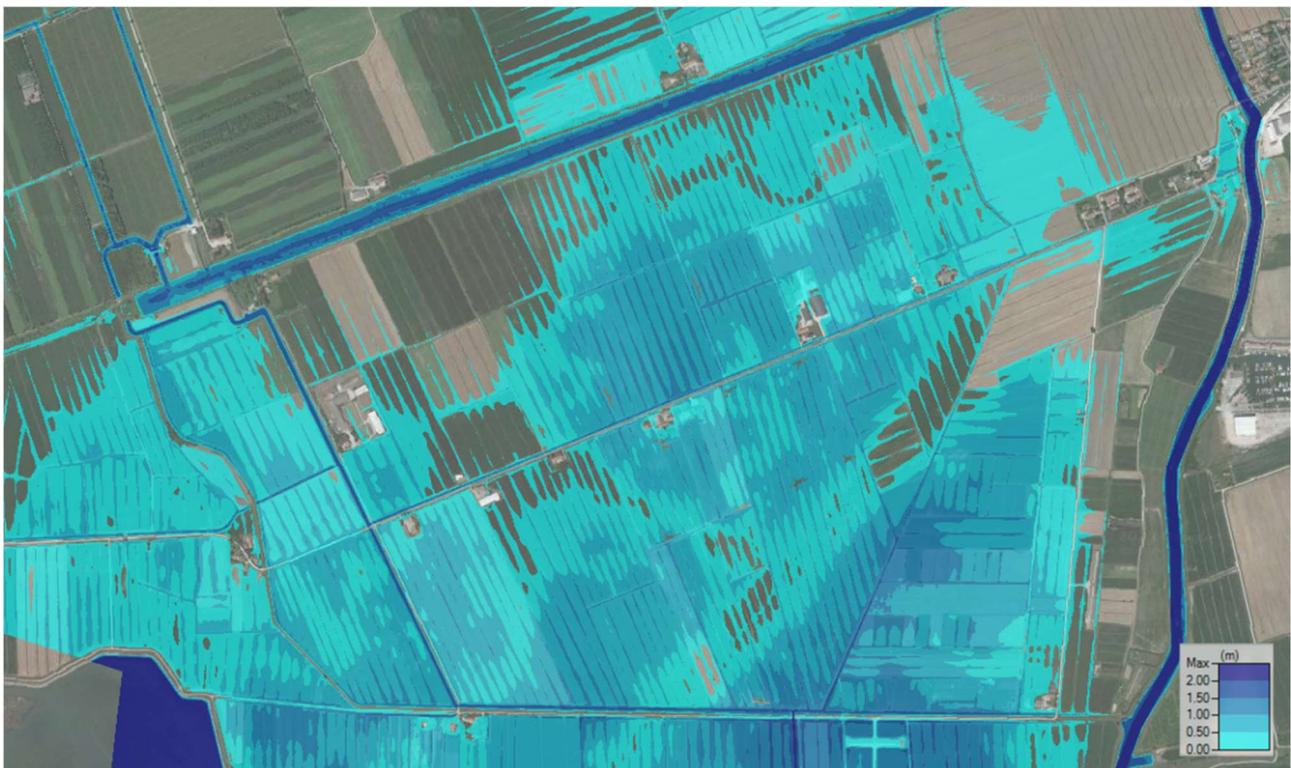


Figura 37. Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 1.

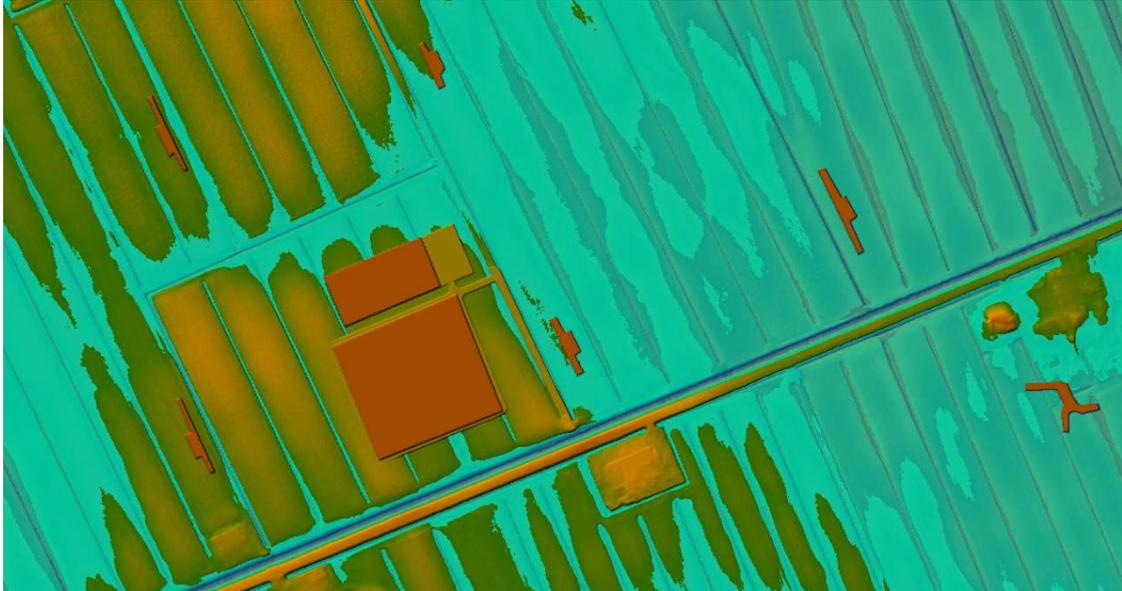


Figura 38. Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 1 – particolare area stazioni elettriche con base DTM

Come evidente in Figura 39, non si riscontrano sensibili differenze rispetto alla configurazione allo stato di fatto. Ovunque inferiori a 5 cm.

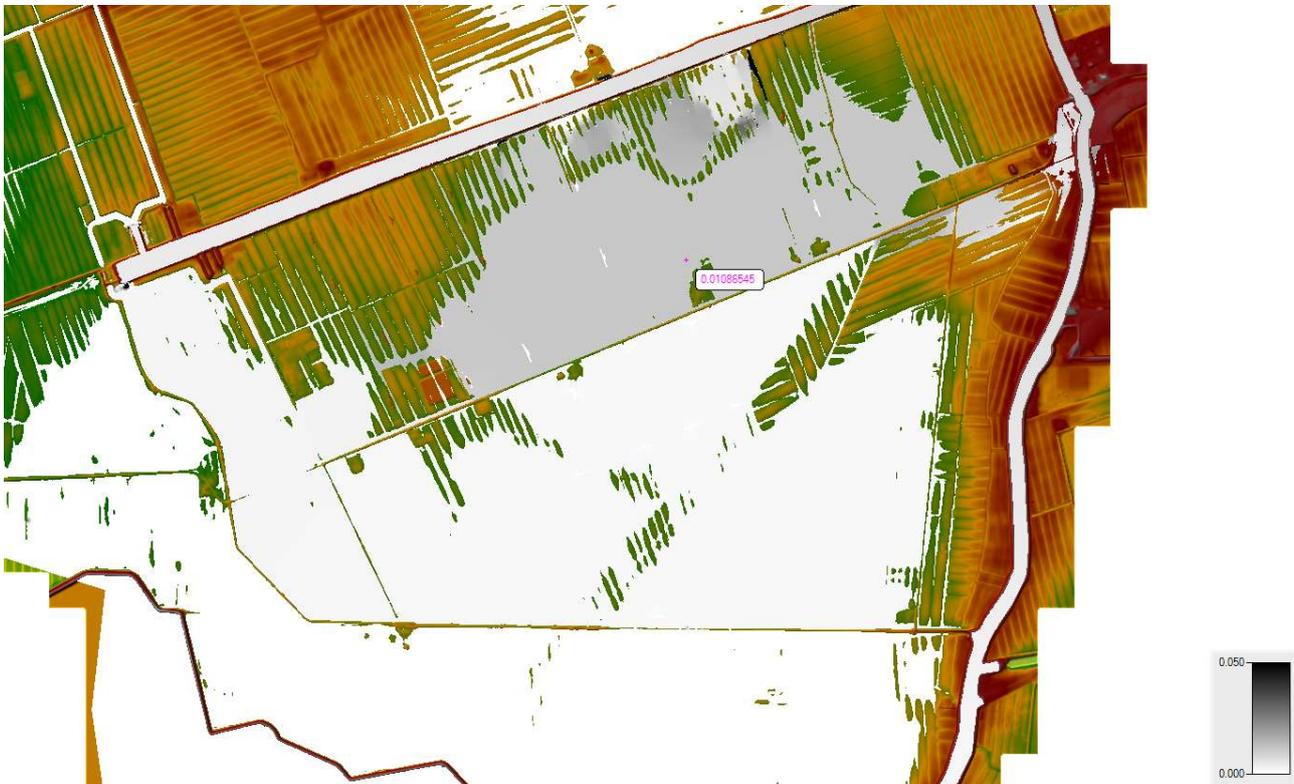


Figura 39. Confronto fra livello idrico allo stato di progetto e allo stato di fatto. In nero i punti con differenza superiore ai 5 cm (non presenti).

8.2 Scenario 2

Anche il secondo scenario riflette il risultato dello stato di fatto. La maggior scabrezza in corrispondenza dei parchi fotovoltaici, vista anche la velocità dell'acqua, non ha una significativa influenza sull'evoluzione dell'idrodinamica dell'area. Si evidenzia come l'acqua non raggiunge né il terrapieno della centrale e della sottostazione elettrica, né quelli dei quadri.

Si riportano in Figura 40 e Figura 41 il massimo tirante raggiunto nell'area globale e in corrispondenza dei due terrapieni principali.

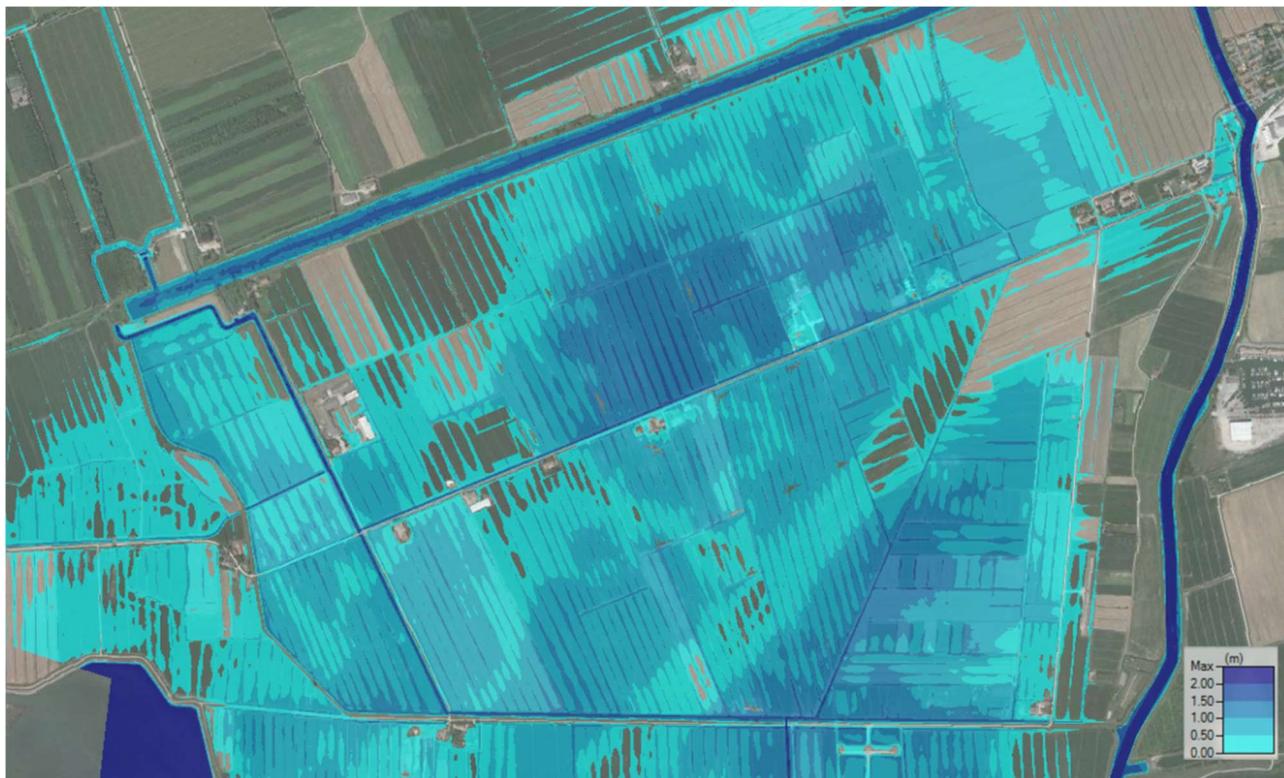


Figura 40 Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 2.

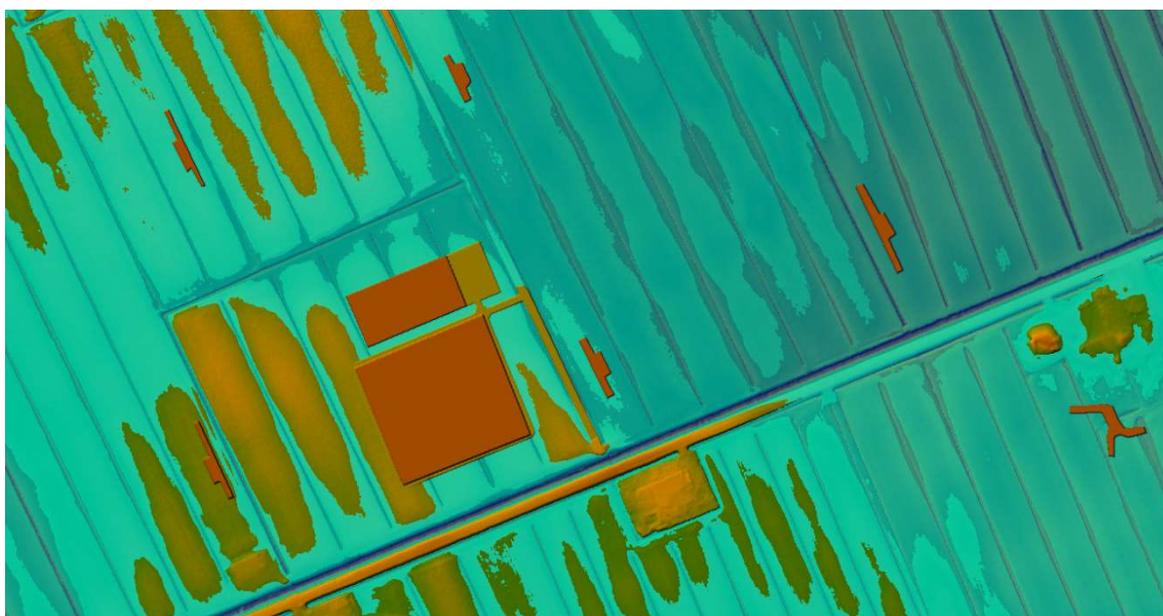


Figura 41 Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 2 – particolare area stazioni elettriche con base DTM.

Come evidente in Figura 42, non si riscontrano sensibili differenze rispetto alla configurazione allo stato di fatto. Ovunque inferiori a 5 cm.

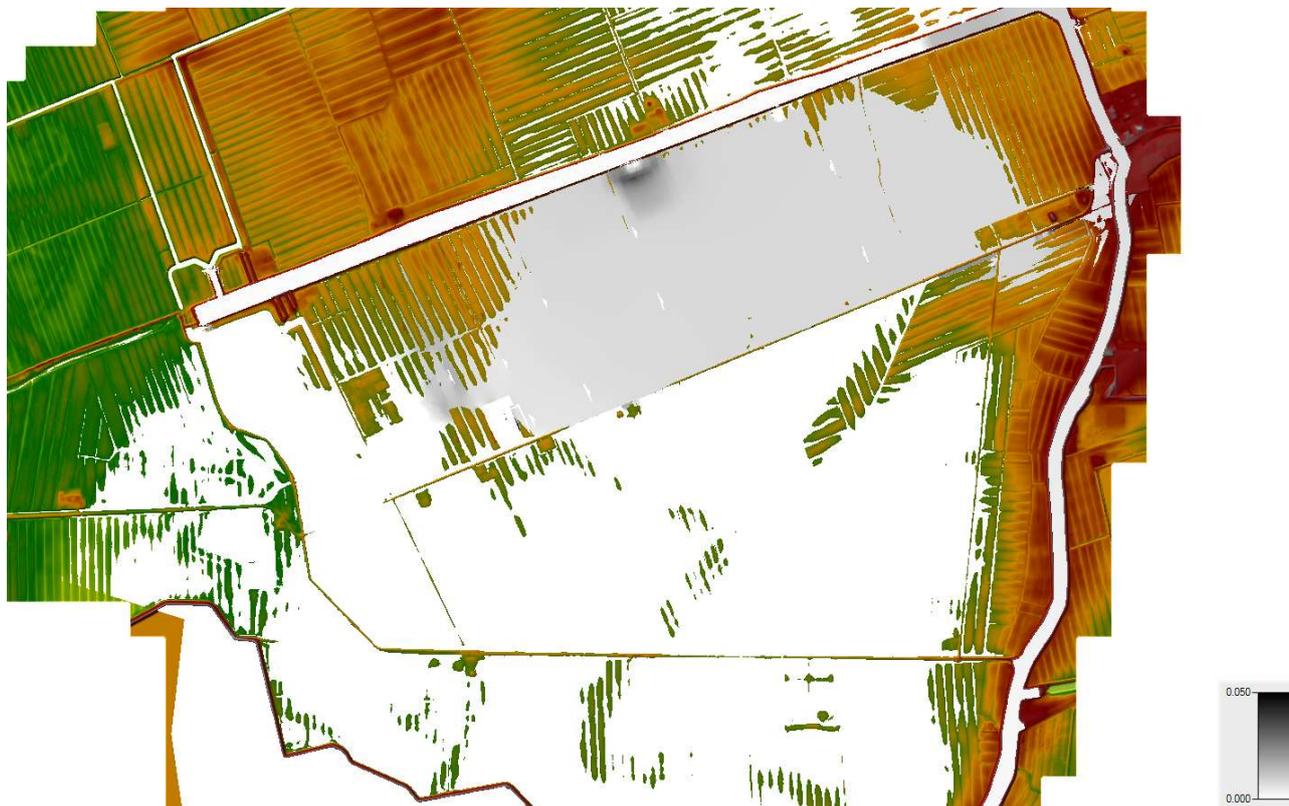


Figura 42. Confronto fra livello idrico allo stato di progetto e allo stato di fatto. In nero i punti con differenza superiore ai 5 cm (non presenti).

8.3 Scenario 3

Considerando lo scenario 3, infine, si analizza l'effetto della pioggia sull'area in esame. Si sottolinea che, come per lo stato di fatto, si è trascurata la permeabilità del terreno, tanto più, la rete di drenaggio di progetto sui terrapieni e lo spianamento dell'area nel loro intorno, con ricollegamento delle scoline. Si tratta infatti di dettagli ben al di sotto della risoluzione prevista per il modello di calcolo. Per questo motivo, tenuto anche conto del modello distribuito delle piogge (applicate, di fatto, ad ogni cella della mesh di calcolo), il massimo tirante d'acqua al di sopra dei terrapieni è maggiore di 0, al contrario degli altri scenari (FIGURA e FIGURA).

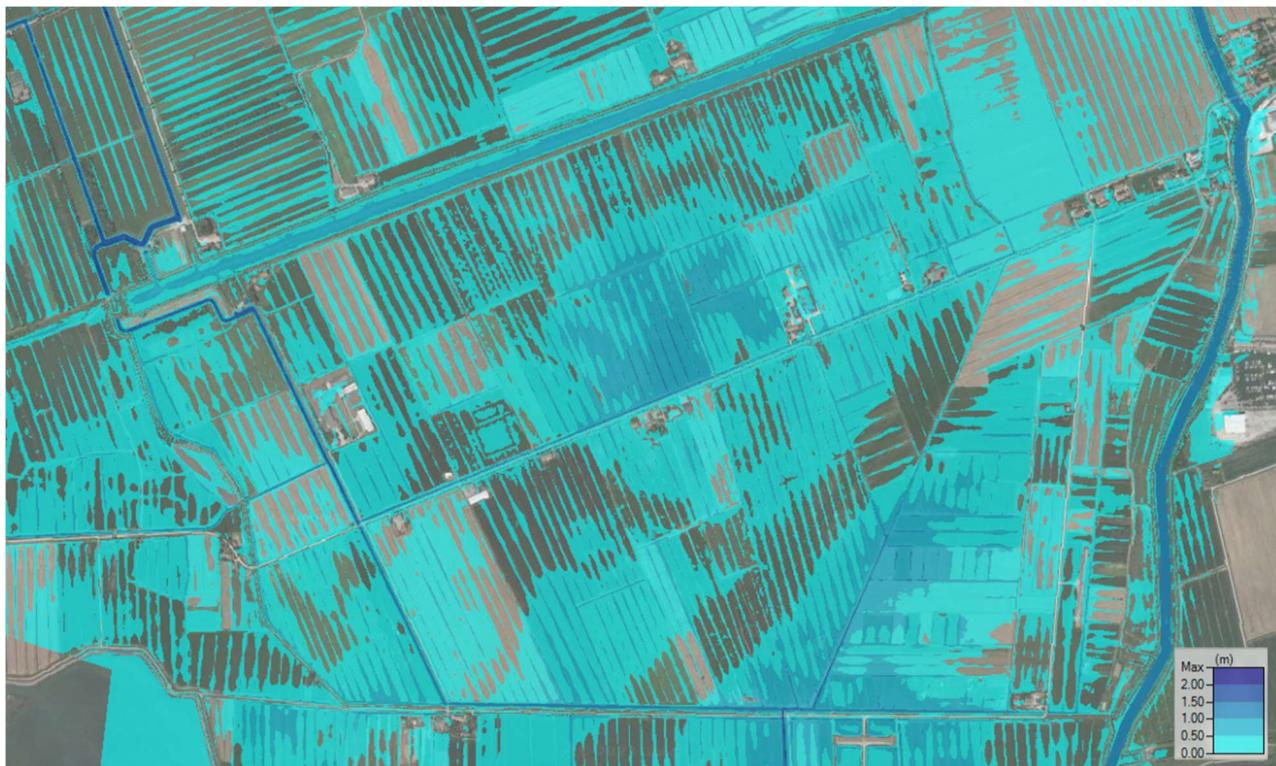


Figura 43 Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 3.

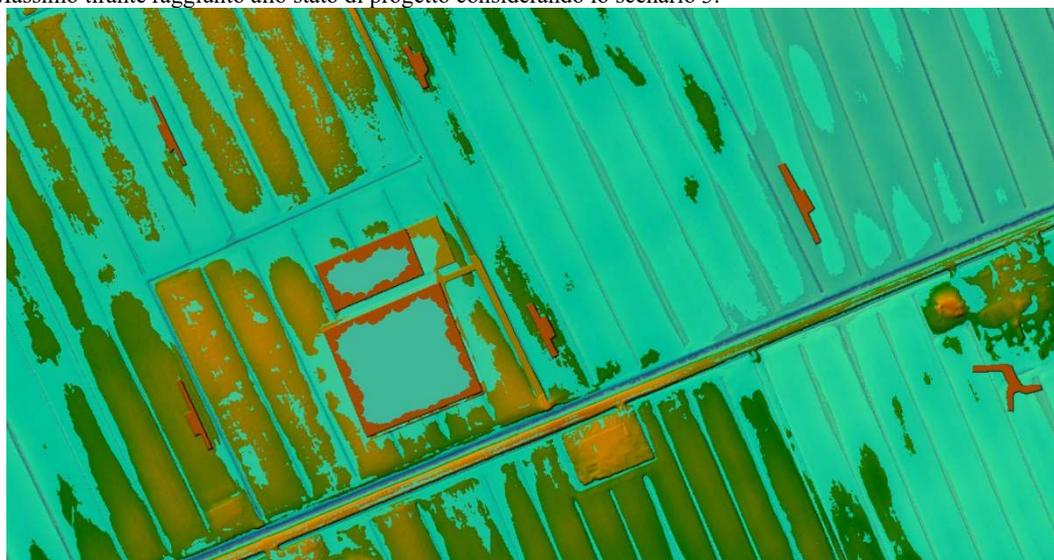


Figura 44 Massimo tirante raggiunto allo stato di progetto considerando lo scenario 3 – particolare area stazioni con base DTM.
Le differenze sono sempre inferiori ai 5 cm, ad eccezione dell'area della sottostazione, dove tuttavia le differenze di livello sono dettate dalla pioggia sui terrapieni, dove si sono trascurati gli effetti del

sistema di drenaggio (Figura 45). Tali differenze non sono dunque significative ai fini della presente analisi.



Figura 45 Confronto fra livello idrico allo stato di progetto e allo stato di fatto. In nero i punti con differenza superiore ai 5 cm.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 66 / 67
		Numero Revisione
		00

9 Conclusioni

Il presente studio costituisce la verifica di compatibilità idraulica ai sensi delle norme tecniche di attuazione del Piano di Gestione Rischio Alluvioni emesso dall’Autorità di bacino distrettuale “Alpi Orientali”. Essa è parte degli elaborati previsti per gli interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia ricadenti in classe P2, come quello in oggetto, assieme all’attestazione di rischio che, come anticipato, conferma che l’opera non comporta un aggravio della classe di rischio, rimanendo in R2.

Il modello analizza tre scenari:

- Breccia sull’argine perilagunare
- Breccia sull’argine del canale Anfora
- Pioggia con tempo di ritorno di 100 anni e durata di 6 ore sull’area

In tutti e tre gli scenari si è trascurato l’effetto delle idrovore.

Quale forzante al modello, si è inserita la marea centenaria di riferimento per l’area Tagliamento – Trieste (marea estrema del 1969), mentre il fiume Natissa, fortemente regimato, è considerato a portata costante (non avendo, di fatto, un bacino idrologico di riferimento).

I tre scenari sono stati analizzati allo stato di fatto. L’involuppo dei massimi tiranti raggiunti è coerente con quanto riportato nel PGRA, tenuto conto che quest’ultimo, nell’area in esame, non deriva da considerazioni di tipo modellistico: la maggiore eterogeneità del contour è dettata dal fatto che si è tenuto conto dell’effettiva morfologia del territorio, sulla base del recente DTM reso disponibile da Regione FVG.

Gli stessi scenari sono stati analizzati allo stato di progetto, considerando una scabrezza maggiorata in corrispondenza dei campi fotovoltaici (adeguatamente cautelativa) e inserendo nei DTM i terrapieni necessari per l’installazione in sicurezza di stazione elettrica, sottostazione elettrica e cabine elettriche nei singoli campi fotovoltaici (cosiddetti skid).

L’effetto di tali manufatti è essenzialmente irrisorio sull’idraulica del bacino, come evidenziato anche dai diversi contour di confronto fra i livelli allo stato di fatto e di progetto per i diversi scenari.

Il massimo livello raggiunto dall’acqua, sopra il quale dovranno essere installati le parti attive dell’impianto fotovoltaico per garantire la condizione di sicurezza, sono:

- Campo 1: - 1.10 m s.l.m.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 2	Pagina 67 / 67
		Numero Revisione
		00

- Campo 2 (e area stazioni): -0.8 m s.l.m.
- Campo 3: -0.8 m s.l.m.
- Campo 4: -0.8 m s.l.m.
- Campo 5: -0.8 m s.l.m.
- Campo 6: - 1.16 m s.l.m.

In definitiva l'intervento, tenuto conto di tali quote di sicurezza, risulta compatibile ai sensi di quanto previsto dall'allegato 5 articolo 13 del PGRA.

**PARCO SOLARE FOTOVOLTAICO ED OPERE
CONNESSE, COMUNE DI AQUILEIA - POTENZA
IMPIANTO 75,872 MWp**

ALLEGATO 3

**STUDIO IDRAULICO GENERALE
Piano di uso e manutenzione delle opere idrauliche**

01/12/2023	00	Emissione per gli enti	Christian Marson	Pharos Srl-GDM	Pharos Srl-GDM
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale 			ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale 			ID Documento Appaltatore 02.HYD		

Sommario

1	Premessa.....	6
2	Dati generali del progetto.....	10
1	Rete di scolo campi fotovoltaici.....	12
1.1	Canaletta in terra inerbita	12
1.1.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	12
1.1.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	12
1.2	Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo.....	13
1.2.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	13
1.2.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	14
1.2.3	Canaletta in sassii.....	14
1.2.4	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	14
1.2.5	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	15
1.3	Fossi di guardia in calcestruzzo.....	15
1.3.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	15
1.3.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	16
2	Sistema di drenaggio sottostazione	17
2.1	ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:.....	17
2.2	<i>Tubazioni in c.a.</i>	17
2.2.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	17
2.2.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	18
2.3	Tombini	19
2.3.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	19

2.3.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	19
2.4	Stazioni di sollevamento	20
2.4.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	21
2.4.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	22
2.5	Pompe centrifughe.....	23
2.5.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	23
2.5.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	24
2.6	Valvole a clapet.....	24
2.6.1	MODALITÀ DI USO CORRETTO:.....	24
2.6.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	24
3	Rete di scolo campi fotovoltaici.....	27
3.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (UT)	27
3.2	ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:.....	31
3.3	Canaletta in terra inerbita	31
3.3.1	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	32
3.3.2	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	32
3.3.3	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	33
3.4	Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo.....	34
3.4.1	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	34
3.4.2	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	34
3.4.3	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	35
3.5	Canaletta in sassi	35
3.5.1	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	36

3.5.2	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	36
3.5.3	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	37
3.6	Fossi di guardia in cls	37
3.6.1	ANOMALIE RISCONTRABILI	38
4	Sistema di drenaggio sottostazione	40
4.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (UT)	40
4.1.1	Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità ...	40
4.1.2	ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:.....	40
4.2	<i>Tubazioni in c.a.</i>	41
4.2.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)	41
4.2.2	ANOMALIE RISCONTRABILI	43
4.2.3	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	45
4.3	<i>Tombini</i>	45
4.3.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)	45
4.3.2	ANOMALIE RISCONTRABILI	47
4.3.3	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	47
4.3.4	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	48
4.4	<i>Stazioni di sollevamento</i>	48
4.4.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)	49
4.4.2	ANOMALIE RISCONTRABILI	50
4.4.3	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	51
4.4.4	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	52
4.5	<i>Pompe centrifughe</i>	53

4.5.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)	53
4.5.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	55
4.5.3	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	55
4.5.4	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	56
4.6	<i>Valvole a clapet</i>	57
4.6.1	REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)	57
4.6.2	ANOMALIE RISCONTRABILI.....	57
4.6.3	CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	58
4.6.4	MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO	58

	ID Documento Committente	Pagina 6 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

1 Premessa

Il presente documento riguarda la realizzazione di un parco solare fotovoltaico e le relative opere di connessione, da installare su una superficie complessiva di intervento pari a circa 137,53 ha, situata nel Comune di Aquileia (UD) nei pressi della ex SP 91 (ora SR UD 91) in località IV Partita, e diviso in 6 diversi sottocampi.

Identificazione catastale aree di proprietà

Comune: Aquileia

Foglio 5, particelle: 272/1 – 281/6 – 273/1 – 281/2 – 281/12 – 281/1 – 296/3 – 301/24 – 301/27 – 301/11 – 1443 – 301/31 – 301/12 – 303/1 – 301/25 – 296/4 – 281/19, per un totale di 118,1513 ha.

Foglio 4, particelle: 296/1 – 296/2 – 296/5 – 332/1 – 331 – 330/4 – 330/3 – 330/2 – 330/1 – 329/1 – 320/2 – 329/2 – 328/2 – 328/1 – 327 – 326 – 328/3, per una superficie totale di 19,3828 ha.

Superficie di proprietà complessiva coinvolta: 137,5341 ha.

Identificazione catastale aree Stazione Elettrica e Sottostazione Utente

Comune: Aquileia

Foglio 5, particella: 300. Le Stazioni sono caratterizzate da un sedime di circa 1,55 ha.

Tutte le aree coinvolte nel progetto sono occupate da terreni a destinazione agricola con coltura di seminativi

Il Parco Fotovoltaico sarà installato su delle fondazioni a zavorra, e avrà una potenza nominale di 75,832 MWp.

Il numero totale di pannelli è 108332, mentre le zavorre saranno 27224.

Il Parco Solare Fotovoltaico sarà del tipo grid-connected, collegato alla rete elettrica dell'ente gestore della rete ad Alta Tensione RTN tramite la realizzazione di una Sottostazione Utente.

Nel contesto odierno, la produzione di energia elettrica da risorse rinnovabili è una scelta responsabile nei confronti soprattutto delle generazioni future, e rispecchia pienamente la sempre maggiore attenzione alla sostenibilità ambientale, sociale ed economica.

Per raggiungere gli obiettivi del Piano Nazionale Integrato per l'Energia e il Clima 2030 sono necessari almeno 31 GW di energia prodotta da impianti fotovoltaici, considerando che attualmente la produzione di energia da questa fonte si attesta intorno ai 21 GW.



Figura 1.1: Render impianto fotovoltaico (vista a volo d'uccello sottocampi 5, 4, 6, 3)

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 8 / 59
		Numero Revisione
	00	

Si tiene a precisare che il progetto in questione è una rivisitazione parziale di impianti già autorizzati con i decreti del Servizio Energia della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia numero:

- 829 del 27/03/2012;
- 1821 del 03/08/2012;
- 1767 del 26/07/2013;
- 1165 del 12/06/2014;
- 1163 del 12/06/2014;
- 1164 del 12/06/2014;
- 1166 del 12/06/2014.

In particolare, la nuova configurazione proposta, **presenta delle implementazioni relative ai seguenti aspetti:**

- **migliore distribuzione** nello spazio dei pannelli ed utilizzazione dei terreni interessati dal progetto;
- **mantenimento dell'attuale assetto idraulico** delle aree, con un miglioramento degli aspetti relativi alla sicurezza;
- maggiore **resa nella produzione di energia elettrica**;
- **miglioramenti e innovazioni tecnologiche** dei vari componenti dell'impianto, rispetto al progetto precedente;
- un generale **affinamento dell'assetto** dell'impianto.

La presente relazione è parte integrante della documentazione allegata al progetto definitivo e riguarda il piano di uso e manutenzione delle opere di drenaggio e smaltimento delle acque previste.

L'impianto si sviluppa, come rappresentato nella figura seguente, su più campi a ridosso della strada SR SP 91.



Figura 2 - Corografia su ortofoto parco fotovoltaico.

2 Dati generali del progetto

INFORMAZIONI GENERALI	
Regione	Friuli Venezia Giulia
Ente di decentramento regionale	Udine
Comune	Aquileia
Località	Località IV° Partita
Coordinate	45°45'22.23" N 13°20'04.15" E
Superficie netta area impianto	110,8800 ha
Superficie netta area SE e SSU	1,5500 ha
Superficie proprietà interessata	140,2617 ha
Orografia, curve di livello	-2 ~ +1 m s.l.m.
Perimetro dell'area recintata parco fotovoltaico	~ 13.512 m
Perimetro dell'area recintata SE e SSU	~ 646 m
Mitigazione del perimetro	~ 13.512 m
Campi fotovoltaici	N. 1
Numero sottocampi	N. 6
Accessi carrai e pedonali	N. 8 (6 per i sottocampi + 1 per la SE + 1 per la SSE)
Zavorre	25494
Potenza Elettrica Totale	75,852 MW
Moduli fotovoltaici marca Canadian Solar TOPBiHiKu7 700W	N. 108360
Tracker marca Convert da 56, 28 e 14 moduli	N. 2274
Inverter di campo / skid marca SMA MV Power Station	N. 21
Stazione Elettrica Terna	N. 1
Sottostazione Utente	N. 1
Produzione elettrica specifica annua	1.743,38 MWh/MWp/anno
Produzione media annua energia elettrica	132.239,005 MWh/anno
CO2 evitata all'anno	70.087 t
CO2 non emessa nel periodo di vita impianto (30 anni)	2.102.610 t



ID Documento Committente

Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3

Pagina
11 / 59

Numero
Revisione

00

MANUALE D'USO

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 12 / 59
		Numero Revisione
		00

1 Rete di scolo campi fotovoltaici

Si tratta di interventi realizzati sia all'interno che all'esterno dell'area dissestata aventi lo scopo di captare e allontanare le acque superficiali derivanti dalle precipitazioni, da emergenze idriche oppure stagnanti all'interno di eventuali depressioni.

ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:

- Canaletta in terra inerbita
- Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo
- Canaletta in sassi
- Fossi di guardia in cls

1.1 Canaletta in terra inerbita

Le canalette in terra inerbite sono utilizzate allo scopo di allontanare le acque di ruscellamento e per evitare i fenomeni di erosione superficiale e di scalzamento delle opere. Esse hanno in genere una forma trapezia e laddove la pendenza e le caratteristiche del terreno non garantiscono la funzionalità della canaletta si realizzano opere di presidio in massi per il contenimento della sponda di valle della canaletta. L'inerbimento della canaletta avviene mediante coltre protettiva in paglia se non si prevedono fenomeni erosivi; in caso contrario si utilizzano reti metalliche e sintetiche.

1.1.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Verificare la corretta esecuzione dei drenaggi ed in particolare che tutti gli scarichi delle canalizzazioni siano condotti sino al più vicino fosso o impluvio e comunque fuori dal versante in frana; controllare inoltre che in corrispondenza dei punti di scarico non si inneschino processi erosivi.

1.1.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

1.1.2.1 Anomalie reti di protezione

Difetti di tenuta delle reti di protezione della superficie della canaletta.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 13 / 59
		Numero Revisione
		00

1.1.2.2 Eccessiva vegetazione

Eccessiva presenza di vegetazione infestante che inibisce l'inerbimento.

1.1.2.3 Mancanza di coltre

Anomalie della coltre di rivestimento della canaletta.

1.1.2.4 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

1.1.2.5 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

1.2 Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo

Queste canalette sono costituite da elementi (detti embrici) a forma di trapezio e di ampiezza variabile in modo che l'elemento di monte si incastrino, con la parte più stretta, in quello di valle con una piccola sovrapposizione.

Gli elementi della canaletta sono posizionati all'interno di uno scavo avente la stessa forma e debitamente costipato per evitare cedimenti. Le canalette rivestite con elementi prefabbricati in calcestruzzo sono impiegate nei casi in cui la pendenza superi il 10% a causa della loro stabilità rispetto ad eventuali movimenti del corpo di frana.

1.2.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Le canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo sono da preferirsi nei casi in cui la pendenza non superi il 10% a causa della loro stabilità rispetto ad eventuali movimenti del corpo di frana.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 14 / 59
		Numero Revisione
		00

1.2.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

1.2.2.1 Mancanza rivestimento

Perdita degli embrici di rivestimento della canaletta.

1.2.2.2 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

1.2.2.3 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

1.2.3 Canaletta in sassi

Le canalette in sassi sono utilizzate allo scopo di allontanare le acque di ruscellamento e per evitare i fenomeni di erosione superficiale e di scalzamento delle opere. La realizzazione di questo tipo di drenaggio superficiale prevede le seguenti fasi:

- scavo di un fossato a sezione trapezia di larghezza alla base di circa 30-50 cm e di 50-70 alla sommità (altezza dell'opera pari a 50-70 cm);
- posizionamento alla base del fossato di un tubo drenante;
- ricoprimento della base del fossato con pietrame in modo da formare una superficie regolare.

1.2.4 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Verificare la corretta esecuzione dei drenaggi ed in particolare che tutti gli scarichi delle canalizzazioni siano condotti sino al più vicino fosso o impluvio e comunque fuori dal versante in frana; controllare inoltre che in corrispondenza dei punti di scarico non si inneschino processi erosivi.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 15 / 59
		Numero Revisione
	00	

1.2.5 ANOMALIE RISCONTRABILI

1.2.5.1 Difetti tubo drenante

Anomalie di funzionamento del tubo drenante per cui si verificano ristagni di acqua.

1.2.5.2 Eccessiva vegetazione

Eccessiva presenza di vegetazione che inibisce l'inerbimento e il drenaggio dell'acqua.

1.2.5.3 Incrostazioni

Deposito di materiale sulle condotte drenanti che provoca ristagni di acqua.

1.2.5.4 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

1.2.5.5 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

1.3 Fossi di guardia in calcestruzzo

I fossi di guardia sono dei sistemi che hanno la funzione di intercettare le acque che scorrono sul versante; sono generalmente utilizzati in zone soggette a fenomeni di frane.

I fossi non sono altro che scavi del terreno realizzati appena a monte della nicchia di frana con sezione ad U o trapezoidale; il perimetro dello scavo si raccorda con fossati laterali in modo da perimetrare l'intera zona instabile. Con questi dispositivi le acque provenienti dal versante vengono intercettate ed allontanate dall'area instabile, evitandone sia gli effetti erosivi associati al ruscellamento superficiale che la potenziale infiltrazione.

Per una maggiore consistenza e tenuta generalmente lo scavo è rivestito in calcestruzzo.

1.3.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Verificare periodicamente la corretta efficienza del sistema di drenaggio verificando che non ci siano problemi di intasamento, rotture, ecc.; provvedere alla manutenzione dello scolo e delle trincee o dei

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3</p>	Pagina 16 / 59
		Numero Revisione
		00

fossati nei quali sbocca la rete di drenaggio. Il cattivo funzionamento del sistema di drenaggio superficiale potrebbe causare problemi sia per la stabilità del corpo di frana che per le aree circostanti causando cedimenti in aree limitrofe per infiltrazioni anomale.

I sistemi di drenaggio devono essere realizzati in maniera tale che gli scarichi confluiscano nel più vicino fosso o impluvio evitando in tali punti l'innescò di processi erosivi.

Il dimensionamento del fosso di guardia dovrà tener conto del massimo deflusso superficiale atteso a monte della nicchia di distacco, in maniera tale da consentirne l'efficienza anche durante i massimi di pioggia previsti.

Per limitare le infiltrazioni ed il ruscellamento nel corpo di frana è buona norma associare al fosso di guardia altre opere che consentano il drenaggio dell'area instabile, quali canalette superficiali, trincee drenanti ed altri interventi di drenaggio.

1.3.2 ANOMALIE RISCOINTRABILI

1.3.2.1 Anomalie sistema drenante

Anomalie di funzionamento del sistema drenante per cui si verificano ristagni di acqua.

1.3.2.2 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento dei fossi di guardia.

1.3.2.3 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

1.3.2.4 Errata esecuzione

Errata realizzazione della struttura dei fossi per cui si verificano smottamenti.

1.3.2.5 Mancanza materiale drenante

Mancanza di materiale drenante dovuta alla eccessiva pendenza del cuneo che provoca lo scivolamento del materiale stesso.

	ID Documento Committente	Pagina 17 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

2 Sistema di drenaggio sottostazione

2.1 ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:

- Tubazioni in c.a.
- Tombini
- Stazioni di sollevamento
- Pompe centrifughe
- Valvole a clapet

2.2 Tubazioni in c.a.

Le tubazioni dell'impianto di smaltimento delle acque provvedono allo sversamento dell'acqua nei collettori fognari o nelle vasche di accumulo, se presenti. Tali tubazioni possono essere realizzate in calcestruzzo cementizio armato. I processi di fabbricazione più usati sono quelli di centrifugazione e di laminazione. Con la centrifugazione il calcestruzzo viene spinto dalla forza centrifuga verso l'esterno in strati sottili. Nella laminazione il calcestruzzo fresco viene cilindato in strati sottili.

I tubi sono prevalentemente di forma circolare sia all'interno che all'esterno. I giunti possono essere a bicchiere o a manicotto. Le eccellenti caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, migliorate dall'armatura metallica, rendono possibili maggiori lunghezze e dimensioni. I diametri variano dai 25 ai 400 cm, la lunghezza è pari ad almeno 2,5 m con un massimo di 6 m. I tubi circolari hanno un'armatura circolare anulare in uno o più strati che deve essere disposta ad una distanza regolare su tutta la lunghezza del tubo, compresi il bicchiere. L'armatura è collegata da bacchette longitudinali piegate nel bicchiere ed unite nei punti di giunzione.

2.2.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

I tubi di calcestruzzo armato e precompresso vengono normalmente utilizzati per essere interrati. In un ambiente omogeneo, essi si comportano in maniera soddisfacente. Tuttavia, ove esista un ambiente eterogeneo possono essere necessarie disposizioni particolari, concordate tra acquirente e fabbricante. I dati forniti dal fabbricante devono comprendere un prospetto riassuntivo con riferimento alla posizione dei singoli componenti e al loro andamento piano altimetrico indicati sui disegni forniti dall'acquirente. Tale prospetto deve indicare le zone di pressione, ciascuna delle quali verrà

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – AII. 3	Pagina 18 / 59
		Numero Revisione
	00	

contrassegnata dalla pressione di progetto corrispondente. Il punto di passaggio da una zona alla successiva deve essere chiaramente indicato con le coordinate topografiche. Il diametro del tubo e la sezione dell'armatura di acciaio (per unità di lunghezza della parete del tubo) devono essere indicate per ciascun tratto della condotta.

I carichi fissi e quelli mobili, i coefficienti per il calcolo dei momenti e delle spinte e l'angolo di appoggio devono essere determinati conformemente alle relative norme nazionali, trasponendo le norme EN se disponibili o, in assenza di tali norme, conformemente ai regolamenti pertinenti o ai metodi riconosciuti e accettati nel luogo dove deve essere posta in opera la condotta.

2.2.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

2.2.2.1 Accumulo di grasso

Accumulo di grasso che si deposita sulle pareti dei condotti.

2.2.2.2 Corrosione armature

Corrosione delle armature delle tubazioni con evidenti segni di decadimento delle stesse evidenziato con cambio di colore e presenza di ruggine in prossimità delle corrosioni.

2.2.2.3 Difetti ai raccordi o alle connessioni

Perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconnessioni delle giunzioni.

2.2.2.4 Erosione

Erosione del suolo all'esterno dei tubi che è solitamente causata dall'infiltrazione di terra.

2.2.2.5 Incrostazioni

Accumulo di depositi minerali sulle pareti dei condotti.

2.2.2.6 Odori sgradevoli

Setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas letali o esplosivi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

2.2.2.7 Penetrazione di radici

Penetrazione all'interno dei condotti di radici vegetali che provocano intasamento del sistema.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 19 / 59
		Numero Revisione
	00	

2.2.2.8 *Sedimentazione*

Accumulo di depositi minerali sul fondo dei condotti che può causare l'ostruzione delle condotte.

2.2.2.9 *Difetti di stabilità*

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

2.3 **Tombini**

I tombini sono dei dispositivi che consentono l'ispezione e la verifica dei condotti fognari. Vengono posizionati ad intervalli regolari lungo la tubazione fognaria e possono essere realizzati in vari materiali quali ghisa, acciaio, calcestruzzo armato a seconda del carico previsto (stradale, pedonale, ecc.).

2.3.1 **MODALITÀ DI USO CORRETTO:**

È necessario verificare e valutare la prestazione dei tombini durante la realizzazione dei lavori, al termine dei lavori e anche durante la vita del sistema. Le verifiche e le valutazioni comprendono la capacità di apertura e chiusura, la resistenza alla corrosione, la capacità di tenuta ad infiltrazioni di materiale di risulta.

2.3.2 **ANOMALIE RISCONTRABILI**

2.3.2.1 *Anomalie piastre*

Rottura delle piastre di copertura dei pozzetti o chiusini difettosi, chiusini rotti, incrinati, mal posati o sporgenti.

2.3.2.2 *Cedimenti*

Cedimenti strutturali della base di appoggio e delle pareti laterali.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 20 / 59
		Numero Revisione
		00

2.3.2.3 Corrosione

Corrosione dei tombini con evidenti segni di decadimento evidenziato con cambio di colore e presenza di ruggine in prossimità delle corrosioni.

2.3.2.4 Presenza di vegetazione

Presenza di vegetazione caratterizzata dalla formazione di piante, licheni, muschi.

2.3.2.5 Sedimentazione

Accumulo di depositi minerali sui tombini che provoca anomalie nell'apertura e chiusura degli stessi.

2.3.2.6 Sollevamento

Sollevamento delle coperture dei tombini.

2.3.2.7 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

2.4 Stazioni di sollevamento

Le stazioni di pompaggio sono le apparecchiature utilizzate per convogliare le acque di scarico attraverso una tubazione di sollevamento per portarle in superficie. Le stazioni di pompaggio sono talora necessarie nelle connessioni di scarico e nei collettori di fognatura a gravità al fine di evitare profondità di posa eccessive o di drenare le zone sotto quota. Possono, inoltre, essere necessarie per troppopieni di collettori misti o recapiti intermedi per far confluire le acque di scarico negli impianti di trattamento o nei corpi ricettori

Le pompe per sollevare le acque di fognatura devono essere abbondantemente insensibili alle sostanze ingombranti presenti in sospensione nei liquami; al fine di scongiurare il pericolo di ostruzioni, sono opportune sezioni di flusso attraverso le pompe il più semplice e larghe possibile. Delle aperture grandi disposte in maniera conveniente permettono di eliminare facilmente le aperture che comunque si verificano evitando costosi lavori di smontaggio.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 21 / 59
		Numero Revisione
	00	

2.4.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

La struttura delle pompe deve essere molto robusta e resistente alla corrosione e all'abrasione da parte delle sostanze presenti nell'acqua. La ghisa sferoidale a grana fine è un materiale adeguatamente resistente per le acque di scarico di tipo comune; per la girante e le altre parti più sollecitate si adoperano spesso leghe di ghisa con piccole quantità di cromo, nichel e manganese. In presenza di acque molto corrosive si adoperano leghe in ghisa-bronzo. Per l'albero è adatto un acciaio Martin-Siemens con cuscinetti in acciaio cromato. Per la sicurezza dell'impianto è opportuno prevedere un numero adeguato di unità di riserva. Nelle specifiche per la pompa o per il gruppo di pompaggio, deve essere prestata particolare attenzione agli aspetti particolari delle condizioni ambientali e/o di lavoro quali:

- temperatura anormale;
- umidità elevata;
- atmosfere corrosive;
- zone a rischio di esplosione e/o incendio;
- polvere, tempeste di sabbia;
- terremoti ed altre condizioni esterne imposte di tipo similare;
- vibrazioni;
- altitudine;
- inondazioni.

Tipo di liquido da pompare, quale:

- liquido pompato (denominazione);
- miscela (analisi);
- contenuto di solidi (contenuto di materia allo stato solido);
- gassoso (contenuto).

Proprietà del liquido nel momento in cui è pompato, quali:

- infiammabile;
- tossico;

	ID Documento Committente	Pagina 22 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

- corrosivo;
- abrasivo;
- cristallizzante;
- polimerizzante;
- viscosità.

2.4.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

2.4.2.1 Difetti ai raccordi o alle connessioni

Perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconnessioni delle giunzioni.

2.4.2.2 Difetti delle griglie

Rottura delle griglie per cui si verificano introduzioni di materiale di risulta.

2.4.2.3 Difetti di funzionamento delle valvole

Difetti di funzionamento delle valvole dovuti ad errori di posa in opera o al cattivo dimensionamento delle stesse.

2.4.2.4 Erosione

Erosione del suolo all'esterno dei tubi che è solitamente causata dall'infiltrazione di terra.

2.4.2.5 Odori sgradevoli

Setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas letali o esplosivi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

2.4.2.6 Perdite di carico

Perdite di carico di esercizio delle valvole dovute a cattivo funzionamento delle stesse.

2.4.2.7 Perdite di olio

Perdite d'olio dalle valvole che si manifestano con macchie di olio sul pavimento.

2.4.2.8 Rumorosità

Eccessivo livello del rumore prodotto dalle pompe di sollevamento durante il loro normale funzionamento.

2.4.2.9 Sedimentazione

Accumulo di depositi minerali sul fondo dei condotti che può causare l'ostruzione delle condotte.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 23 / 59
		Numero Revisione
		00

2.4.2.10 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

2.5 Pompe centrifughe

Le pompe centrifughe sono pompe con motore elettrico che vengono collocate a quota più elevata rispetto al livello liquido della vasca di aspirazione. Si utilizza un minimo di due pompe fino ad un massimo di otto e più all'aumentare della potenza installata. L'utilizzo di più pompe serve ad ottenere una notevole elasticità di esercizio facendo funzionare soltanto le macchine di volta in volta necessarie. Le pompe sono formate da una girante fornita di pale che imprime al liquido un movimento di rotazione, un raccordo di entrata convoglia il liquido dalla tubazione di aspirazione alla bocca di ingresso della girante.

2.5.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Una copia del manuale di istruzioni deve essere acclusa alla consegna; tale manuale di istruzioni deve comprendere le informazioni relative alla sicurezza per la pompa o per il gruppo di pompaggio, nonché per qualsiasi apparecchio ausiliario fornito e nel caso in cui siano necessarie per ridurre i rischi durante l'uso:

- generalità;
- trasporto ed immagazzinaggio intermedio;
- descrizione della pompa o del gruppo di pompaggio;
- installazione/montaggio;
- messa in servizio, funzionamento e arresto;
- manutenzione ed assistenza post-vendita;
- guasti; cause e rimedi;
- documentazione relativa.

Possono essere fornite informazioni aggiuntive.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 24 / 59
		Numero Revisione
		00

2.5.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

2.5.2.1 Difetti di funzionamento delle valvole

Difetti di funzionamento delle valvole dovuti ad errori di posa in opera o al cattivo dimensionamento delle stesse.

2.5.2.2 01.02.04.A02 Perdite di carico

Perdite di carico di esercizio delle valvole dovute a cattivo funzionamento delle stesse.

2.5.2.3 01.02.04.A03 Perdite di olio

Perdite d'olio dalle valvole che si manifestano con macchie di olio sul pavimento.

2.5.2.4 01.02.04.A04 Rumorosità

Eccessivo livello del rumore prodotto dalle pompe di sollevamento durante il loro normale funzionamento.

2.5.2.5 01.02.04.A05 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

2.6 Valvole a clapet

Le valvole antiritorno del tipo a clapet (dette anche di ritegno o unidirezionali) sono delle valvole che consentono il deflusso in un solo senso; nel caso in cui il flusso dovesse invertirsi le valvole si chiudono automaticamente.

2.6.1 MODALITÀ DI USO CORRETTO:

Devono essere installate a valle delle pompe per impedire, in caso di arresto della pompa, il reflusso dell'acqua attraverso il corpo della pompa. Verificare le prescrizioni fornite dal produttore prima di installare le valvole. Evitare di forzare il volantino quando bloccato; in questi casi è necessario provvedere alla rimozione dei depositi che causano il bloccaggio.

2.6.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

2.6.2.1 Difetti della cerniera

Difetti di funzionamento della cerniera che provoca malfunzionamenti alla valvola.

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3</p>	Pagina 25 / 59
		Numero Revisione
		00

2.6.2.2 *Difetti di tenuta*

Difetti di tenuta delle guarnizioni che provocano perdite di fluido.

2.6.2.3 *Difetti delle molle*

Difetti di funzionamento delle molle che regolano le valvole.

2.6.2.4 *Difetti di stabilità*

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.



ID Documento Committente

Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3

Pagina
26 / 59

Numero
Revisione

00

MANUALE DI MANUTENZIONE

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 27 / 59
		Numero Revisione
	00	

3 Rete di scolo campi fotovoltaici

Si tratta di interventi realizzati sia all'interno che all'esterno dell'area dissestata aventi lo scopo di captare e allontanare le acque superficiali derivanti dalle precipitazioni, da emergenze idriche oppure stagnanti all'interno di eventuali depressioni.

3.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (UT)

3.1.1.1 *Certificazione ecologica*

Classe di Requisiti: Di salvaguardia dell'ambiente

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

I prodotti, elementi, componenti e materiali dovranno essere dotati di etichettatura ecologica o di dichiarazione ambientale.

Prestazioni:

I prodotti, elementi, componenti e materiali, dovranno presentare almeno una delle tipologie ambientali riportate:

- TIPO I: Etichette ecologiche volontarie basate su un sistema multicriteria che considera l'intero ciclo di vita del prodotto, sottoposte a certificazione esterna da parte di un ente indipendente (tra queste rientra, ad esempio, il marchio europeo di qualità ecologica ECOLABEL). (ISO 14024);
- TIPO II: Etichette ecologiche che riportano auto-dichiarazioni ambientali da parte di produttori, importatori o distributori di prodotti, senza che vi sia l'intervento di un organismo indipendente di certificazione (tra le quali: "Riciclabile", "Compostabile", ecc.). (ISO 14021);
- TIPO III: Etichette ecologiche che riportano dichiarazioni basate su parametri stabiliti e che contengono una quantificazione degli impatti ambientali associati al ciclo di vita del prodotto calcolato attraverso un sistema LCA. Sono sottoposte a un controllo indipendente e presentate in forma chiara e confrontabile. Tra di esse rientrano, ad esempio, le "Dichiarazioni Ambientali di Prodotto". (ISO 14025).

3.1.1.2 *Livello minimo della prestazione:*

Possesso di etichettatura ecologica o di dichiarazione ambientale dei prodotti impiegati.

Adeguato inserimento paesaggistico

Classe di Requisiti: Salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3</p>	Pagina 28 / 59
		Numero Revisione
		00

Adeguate inserimento paesaggistico e rispetto delle visuali e della compatibilità morfologica del terreno

Prestazioni:

La proposta progettuale, in relazione alla salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici, dovrà tener conto dell'impatto dell'opera da realizzare, in riferimento alla morfologia del terreno e delle visuali al contorno.

Livello minimo della prestazione:

Dovranno essere rispettati i criteri dettati dalla normativa di settore.

Protezione delle specie vegetali di particolare valore e inserimento di nuove specie vegetali

Classe di Requisiti: Salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Mantenimento e salvaguardia delle specie vegetali esistenti ed inserimento di nuove essenze autoctone

Prestazioni:

La salvaguardia dei sistemi naturalistici dovrà essere assicurata anche con l'inserimento di nuove essenze vegetali autoctone e la tutela delle specie vegetali esistenti.

3.1.1.3 Livello minimo della prestazione:

La piantumazione e la salvaguardia di essenze vegetali ed arboree dovrà essere eseguita nel rispetto delle specie autoctone presenti nell'area oggetto di intervento, salvo individui manifestamente malati o deperenti secondo le indicazioni di regolamenti locali del verde, ecc.

Recupero ambientale del terreno di sbancamento

Classe di Requisiti: Salvaguardia dell'integrità del suolo e del sottosuolo

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Salvaguardia dell'integrità del suolo e del sottosuolo attraverso il recupero del terreno di sbancamento.

Prestazioni:

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – AII. 3	Pagina 29 / 59
		Numero Revisione
	00	

Al fine di salvaguardare l'integrità del suolo e del sottosuolo e per limitare i relativi impatti, il terreno risultante dallo sbancamento per la realizzazione dell'edificio dovrà essere recuperato e riutilizzato.

Livello minimo della prestazione:

Dovranno essere rispettati i criteri dettati dalla normativa di settore.

3.1.1.4 *Recupero delle tradizioni costruttive locali*

Classe di Requisiti: Integrazione della cultura materiale

Classe di Esigenza: Aspetto

Garantire la salvaguardia delle tradizioni costruttive locali.

Prestazioni:

Nelle scelte progettuali tener conto:

- della tutela dei caratteri tipologici, materiali, costruttivi e tecnologici locali, in armonia con le altre classi di esigenze, in caso di nuovi interventi;
- della conservazione delle tecniche tradizionali di realizzazione e di impiego dei materiali, negli interventi di recupero.

Livello minimo della prestazione:

Garantire una idonea percentuale di elementi e materiali con caratteristiche tecnico costruttive e materiali di progetto adeguati con il contesto in cui si inserisce l'intervento.

3.1.1.5 *Riconoscibilità dei caratteri ambientali del luogo*

Classe di Requisiti: Integrazione Paesaggistica

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Garantire che gli interventi siano in armonia con le caratteristiche dell'ambiente sia costruito che naturale in cui si inseriscono.

Prestazioni:

In fase progettuale la scelta degli elementi, componenti e materiali deve tener conto dei caratteri tipologici dei luoghi in cui gli interventi vanno ad attuarsi.

Livello minimo della prestazione:

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 30 / 59
		Numero Revisione
		00

Per interventi sul costruito e sul naturale, bisogna assicurare in particolare:

- la riconoscibilità dei caratteri morfologico strutturali del contesto;
- la riconoscibilità della qualità percettiva dell'ambiente.

3.1.1.6 *Riduzione degli effetti di disturbo visivi*

Classe di Requisiti: Benessere visivo degli spazi esterni

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Benessere visivo degli spazi esterni mediante la riduzione degli effetti di disturbo ottici.

Prestazioni:

Nelle scelte progettuali inerenti la sistemazione degli spazi esterni con il contesto, bisogna evitare l'introduzione di elementi che mediante interazioni tra di essi possano creare agli utenti disturbi visivi (abbagliamento e/o altri effetti negativi).

Livello minimo della prestazione:

L'introduzione di elementi negli spazi esterni dovranno essere contenuti entro parametri tali da non provocare disturbi visivi agli utenti.

3.1.1.7 *Salvaguardia del sistema del verde*

Classe di Requisiti: Salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici attraverso la protezione del sistema del verde.

Prestazioni:

Tutela e difesa dell'ambiente attraverso la conservazione, la valorizzazione e l'incremento delle specie vegetali ed autoctone.

Livello minimo della prestazione:

In particolare dovrà essere assicurato il rispetto delle essenze vegetali arboree ed autoctone presenti nell'area oggetto di intervento, attraverso una opportuna selezione e separazione delle specie malate

	ID Documento Committente	Pagina 31 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

o in stato di deperimento. Nel caso di nuovi impianti, assicurare l'inserimento di idonee essenze arboree autoctone.

3.1.1.8 Tutela e valorizzazione della diversità biologica del contesto naturalistico

Classe di Requisiti: Salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

La proposta progettuale dell'opera dovrà avere un impatto minimo sul sistema naturalistico.

Prestazioni:

La salvaguardia dei sistemi naturalistici e paesaggistici, attraverso la proposta progettuale dell'opera dovrà avere un impatto minimo sui sistemi delle reti ecologiche.

Livello minimo della prestazione:

Dovranno essere rispettati i criteri dettati dalla normativa di settore.

3.2 ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:

Canaletta in terra inerbita

Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo

Canaletta in sassi

Fossi di guardia in cls

3.3 Canaletta in terra inerbita

Le canalette in terra inerbite sono utilizzate allo scopo di allontanare le acque di ruscellamento e per evitare i fenomeni di erosione superficiale e di scalzamento delle opere. Esse hanno in genere una forma trapezia e laddove la pendenza e le caratteristiche del terreno non garantiscono la funzionalità della canaletta si realizzano opere di presidio in massi per il contenimento della sponda di valle della canaletta. L'inerbimento della canaletta avviene mediante coltre protettiva in paglia se non si prevedono fenomeni erosivi; in caso contrario si utilizzano reti metalliche e sintetiche.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 32 / 59
		Numero Revisione
		00

3.3.1 ANOMALIE RISCONTRABILI

3.3.1.1 Anomalie reti di protezione

Difetti di tenuta delle reti di protezione della superficie della canaletta.

3.3.1.2 Eccessiva vegetazione

Eccessiva presenza di vegetazione infestante che inibisce l'inerbimento.

3.3.1.3 Mancanza di coltre

Anomalie della coltre di rivestimento della canaletta.

3.3.1.4 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

3.3.1.5 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

3.3.2 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.3.2.1 Controllo generale

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Ispezione

Controllare che il materiale di riempimento sia ben compattato; verificare che la coltre di paglia sia ben distribuita e che non ci sia vegetazione infestante. Controllare la tenuta delle reti di protezione superficiale.

- Anomalie riscontrabili: 1) *Eccessiva vegetazione*; 2) *Scalzamento*; 3) *Sottoerosione*; 4) *Anomalie reti di protezione*; 5) *Mancanza di coltre*.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.3.2.2 Controllo materiali

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 33 / 59
		Numero Revisione
	00	

Controllare che i materiali e le tecniche costruttive utilizzate siano rispettose dei luoghi in cui si inseriscono e non alterano i caratteri morfologici del sito. Verificare che non ci siano fenomeni di smottamento in atto.

- Requisiti da verificare: 1) *Adeguatezza inserimento paesaggistico*; 2) *Recupero delle tradizioni costruttive locali*; 3) *Riconoscibilità dei caratteri ambientali del luogo*.
- Anomalie riscontrabili: 1) *Scalzamento*; 2) *Sottoerosione*.
- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

3.3.3 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.3.3.1 Diradamento

Cadenza: ogni anno

Eeguire il diradamento delle piante infestanti.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.3.3.2 Revisione

Cadenza: ogni 6 mesi

Verificare la tenuta delle canalette sistemando il materiale eventualmente eroso dall'acqua di ruscellamento.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.3.3.3 Ripristino coltre

Cadenza: quando occorre

Eeguire il ripristino della coltre in paglia superficiale.

- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 34 / 59
		Numero Revisione
	00	

3.4 Canalette con rivestimento rigido in calcestruzzo

Queste canalette sono costituite da elementi (detti embrici) a forma di trapezio e di ampiezza variabile in modo che l'elemento di monte si incastri, con la parte più stretta, in quello di valle con una piccola sovrapposizione.

Gli elementi della canaletta sono posizionati all'interno di uno scavo avente la stessa forma e debitamente costipato per evitare cedimenti. Le canalette rivestite con elementi prefabbricati in calcestruzzo sono impiegate nei casi in cui la pendenza superi il 10% a causa della loro stabilità rispetto ad eventuali movimenti del corpo di frana.

3.4.1 ANOMALIE RISCONTRABILI

3.4.1.1 Mancanza rivestimento

Perdita degli embrici di rivestimento della canaletta.

3.4.1.2 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

3.4.1.3 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

3.4.2 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.4.2.1 Controllo generale

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Ispezione

Controllare che il materiale di riempimento sia ben compattato; verificare che gli elementi prefabbricati si sovrappongano in modo da evitare il ruscellamento dell'acqua sotto gli embrici e che lo strato del rivestimento sia integro.

- Anomalie riscontrabili: 1) Scalzamento; 2) Sottoerosione; 3) Mancanza rivestimento.
- Ditte specializzate: Giardiniere, Specializzati vari.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 35 / 59
		Numero Revisione
		00

3.4.2.2 Controllo materiali

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare che i materiali e le tecniche costruttive utilizzate siano rispettose dei luoghi in cui si inseriscono e non alterano i caratteri morfologici del sito. Verificare che non ci siano fenomeni di smottamento in atto.

- Requisiti da verificare: 1) *Adeguatezza inserimento paesaggistico*; 2) *Recupero delle tradizioni costruttive locali*; 3) *Riconoscibilità dei caratteri ambientali del luogo*.
- Anomalie riscontrabili: 1) *Scalzamento*; 2) *Sottoerosione*.
- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

3.4.3 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.4.3.1 Revisione

Cadenza: ogni 6 mesi

Verificare la tenuta delle canalette sistemando il materiale eventualmente eroso dall'acqua di ruscellamento.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.4.3.2 Ripristino rivestimento

Cadenza: quando occorre

Ripristinare gli elementi di rivestimento eventualmente danneggiati.

- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

3.5 Canaletta in sassi

Le canalette in sassi sono utilizzate allo scopo di allontanare le acque di ruscellamento e per evitare i fenomeni di erosione superficiale e di scalzamento delle opere. La realizzazione di questo tipo di drenaggio superficiale prevede le seguenti fasi:

	ID Documento Committente	Pagina 36 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

- scavo di un fossato a sezione trapezia di larghezza alla base di circa 30-50 cm e di 50-70 alla sommità (altezza dell'opera pari a 50-70 cm);
- posizionamento alla base del fossato di un tubo drenante;
- ricoprimento della base del fossato con pietrame in modo da formare una superficie regolare.

3.5.1 ANOMALIE RISCOINTRABILI

3.5.1.1 Difetti tubo drenante

Anomalie di funzionamento del tubo drenante per cui si verificano ristagni di acqua.

3.5.1.2 Eccessiva vegetazione

Eccessiva presenza di vegetazione che inibisce l'inerbimento e il drenaggio dell'acqua.

3.5.1.3 Incrostazioni

Deposito di materiale sulle condotte drenanti che provoca ristagni di acqua.

3.5.1.4 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento delle canalette.

3.5.1.5 Sottoerosione

3.5.1.6 Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

3.5.2 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.5.2.1 Controllo generale

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Ispezione

Controllare che il materiale di riempimento sia ben compattato; verificare che l'inerbimento sia ben distribuito e che non ci sia vegetazione infestante. Controllare la funzionalità del tubo drenante.

- Anomalie riscontrabili: 1) *Eccessiva vegetazione*; 2) *Scalzamento*; 3) *Sottoerosione*; 4) *Difetti tubo drenante*.
- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 37 / 59
		Numero Revisione
		00

3.5.2.2 Controllo materiali

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare che i materiali e le tecniche costruttive utilizzate siano rispettose dei luoghi in cui si inseriscono e non alterano i caratteri morfologici del sito. Verificare che non ci siano fenomeni di smottamento in atto.

- Requisiti da verificare: 1) *Adeguatezza inserimento paesaggistico*; 2) *Recupero delle tradizioni costruttive locali*; 3) *Riconoscibilità dei caratteri ambientali del luogo*.
- Anomalie riscontrabili: 1) *Scalzamento*; 2) *Sottoerosione*.
- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

3.5.3 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.5.3.1 Diradamento

Cadenza: ogni anno

Eseguire il diradamento delle piante infestanti.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.5.3.2 Revisione

Cadenza: ogni 6 mesi

Verificare la tenuta delle canalette sistemando il materiale eventualmente eroso dall'acqua di ruscellamento.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari*.

3.5.3.3 Ripristini

Cadenza: quando occorre

Ripristinare lo strato di pietrame alla base della canaletta.

- Ditte specializzate: *Giardiniere*.

3.6 Fossi di guardia in cls

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 38 / 59
		Numero Revisione
		00

I fossi di guardia sono dei sistemi che hanno la funzione di intercettare le acque che scorrono sul versante; sono generalmente utilizzati in zone soggette a fenomeni di frane.

I fossi non sono altro che scavi del terreno realizzati appena a monte della nicchia di frana con sezione ad U o trapezoidale; il perimetro dello scavo si raccorda con fossati laterali in modo da perimetrare l'intera zona instabile. Con questi dispositivi le acque provenienti dal versante vengono intercettate ed allontanate dall'area instabile, evitandone sia gli effetti erosivi associati al ruscellamento superficiale che la potenziale infiltrazione.

Per una maggiore consistenza e tenuta generalmente lo scavo è rivestito in calcestruzzo.

3.6.1 ANOMALIE RISCONTRABILI

3.6.1.1 Anomalie sistema drenante

Anomalie di funzionamento del sistema drenante per cui si verificano ristagni di acqua.

3.6.1.2 Scalzamento

Fenomeni di smottamenti che causano lo scalzamento dei fossi di guardia.

3.6.1.3 Sottoerosione

Fenomeni di erosione dovuti a mancanza di terreno compattato e a fenomeni di ruscellamento dell'acqua.

3.6.1.4 Errata esecuzione

Errata realizzazione della struttura dei fossi per cui si verificano smottamenti.

3.6.1.5 Mancanza materiale drenante

Mancanza di materiale drenante dovuta alla eccessiva pendenza del cuneo che provoca lo scivolamento del materiale stesso.

3.6.1.6 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.6.1.7 Controllo generale

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Ispezione

Verificare che non ci siano in atto fenomeni di ruscellamento dell'acqua sotto la base del fosso di guardia.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 39 / 59
		Numero Revisione
		00

- Anomalie riscontrabili: *1) Scalzamento; 2) Sottoerosione.*
- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari.*

Controllo tecniche costruttive

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Verificare la corretta esecuzione dei fossi e che non comporti danni alla vegetazione presente; controllare che la realizzazione dell'opera non provochi impatto ambientale. Accertare la funzionalità del tubo drenante.

- Requisiti da verificare: *1) Adeguato inserimento paesaggistico; 2) Riconoscibilità dei caratteri ambientali del luogo; 3) Riduzione degli effetti di disturbo visivi.*
- Anomalie riscontrabili: *1) Errata esecuzione; 2) Mancanza materiale drenante.*
- Ditte specializzate: *Giardiniere.*

3.6.1.8 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

3.6.1.9 Revisione

Cadenza: ogni 6 mesi

Verificare la tenuta dei fossi di guardia sistemando il materiale eventualmente eroso dall'acqua di ruscellamento.

- Ditte specializzate: *Giardiniere, Specializzati vari.*

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 40 / 59
		Numero Revisione
		00

4 Sistema di drenaggio sottostazione

4.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (UT)

4.1.1 *Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità*

Classe di Requisiti: Utilizzo razionale delle risorse

Classe di Esigenza: Salvaguardia ambiente

Utilizzo razionale delle risorse attraverso l'impiego di materiali con una elevata durabilità.

Prestazioni:

Nelle fasi progettuali dell'opera individuare e scegliere elementi e componenti caratterizzati da una durabilità elevata.

Livello minimo della prestazione:

Nella fase progettuale bisogna garantire una adeguata percentuale di elementi costruttivi caratterizzati da una durabilità elevata.

4.1.2 **ELEMENTI MANUTENIBILI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA:**

- Tubazioni in c.a.
- Tombini
- Stazioni di sollevamento
- Pompe centrifughe
- Valvole a clapet

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 41 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.2 Tubazioni in c.a.

Le tubazioni dell'impianto di smaltimento delle acque provvedono allo sversamento dell'acqua nei collettori fognari o nelle vasche di accumulo, se presenti. Tali tubazioni possono essere realizzate in calcestruzzo cementizio armato. I processi di fabbricazione più usati sono quelli di centrifugazione e di laminazione. Con la centrifugazione il calcestruzzo viene spinto dalla forza centrifuga verso l'esterno in strati sottili. Nella laminazione il calcestruzzo fresco viene cilindato in strati sottili.

I tubi sono prevalentemente di forma circolare sia all'interno che all'esterno. I giunti possono essere a bicchiere o a manicotto. Le eccellenti caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, migliorate dall'armatura metallica, rendono possibili maggiori lunghezze e dimensioni. I diametri variano dai 25 ai 400 cm, la lunghezza è pari ad almeno 2,5 m con un massimo di 6 m. I tubi circolari hanno un'armatura circolare anulare in uno o più strati che deve essere disposta ad una distanza regolare su tutta la lunghezza del tubo, compresi il bicchiere. L'armatura è collegata da bacchette longitudinali piegate nel bicchiere ed unite nei punti di giunzione.

4.2.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)

4.2.1.1 (Attitudine al) controllo della tenuta

Classe di Requisiti: Funzionalità tecnologica

Classe di Esigenza: Funzionalità

Le tubazioni in cls armato ed i relativi complementi devono essere in grado di garantire in ogni momento la tenuta dei fluidi.

Prestazioni:

La tenuta deve essere verificata in sede di collaudo (ed annotata sul certificato di collaudo) e successivamente con ispezioni volte alla verifica di detto requisito.

Livello minimo della prestazione:

La prova per verificare la tenuta viene così eseguita:

- riempimento della tubazione fino ad eliminare l'aria;
- incremento della pressione fino al valore della pressione di esercizio.

	ID Documento Committente	Pagina 42 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

Le tubazioni devono essere mantenute nella condizione di carico per almeno 15 minuti trascorsi i quali non devono verificarsi gocciolamenti verso l'esterno della tubazione.

4.2.1.2 Impermeabilità

Classe di Requisiti: Controllabilità tecnologica

Classe di Esigenza: Controllabilità

Le tubazioni in cls armato devono essere realizzati con cementi ed additivi in modo da non consentire l'assorbimento di acqua.

Prestazioni:

Le tubazioni durante il loro funzionamento non devono assorbire acqua per consentire di rispettare i valori della portata dell'impianto.

Livello minimo della prestazione:

Devono essere rispettati i valori indicati dalla norma UNI EN 640.

4.2.1.3 Regolarità delle finiture

Classe di Requisiti: Visivi

Classe di Esigenza: Aspetto

Le tubazioni in calcestruzzo armato devono essere realizzati con materiali privi di impurità.

Prestazioni:

Il calcestruzzo, ad un esame visivo, deve risultare omogeneo e compatto ed i tubi non devono presentare irregolarità geometriche evidenti. Le superfici interne ed esterne devono essere prive di fessure, impurità e vespai.

Livello minimo della prestazione:

La superficie interna deve essere cilindrica in modo da rispettare le prescrizioni riportate dalla norma UNI EN 639. Il diametro, la lunghezza e lo spessore devono essere quelli indicati dalla norma UNI EN 639.

4.2.1.4 Resistenza alla compressione

Classe di Requisiti: Di stabilità

Classe di Esigenza: Sicurezza

	ID Documento Committente	Pagina 43 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

Le tubazioni in cls armato devono essere in grado di resistere a sforzi di compressione che si verificano durante il funzionamento.

Prestazioni:

La resistenza alla compressione da considerare è il valore caratteristico basato su un percentile del 95% ricavato dalle prove eseguite sui cilindri. Possono essere utilizzati cilindri di dimensioni diverse, a condizione che vengano applicati fattori di conversione per correlarli alla dimensione normalizzata di 150 mm x 300 mm. Qualora vengano utilizzati dei cubi, devono essere applicati fattori di conversione.

Livello minimo della prestazione:

Se vengono utilizzati cubi da 150 mm, i risultati delle prove devono essere divisi per un fattore di conversione di:

- 1,20 per i risultati delle prove minori di 45 MPa;
- 1,10 per i risultati delle prove uguali o maggiori di 45 MPa.

Se vengono utilizzati i cubi da 100 mm, i risultati delle prove devono essere divisi per 1,05 prima di applicare le conversioni menzionate in precedenza.

4.2.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

4.2.2.1 Accumulo di grasso

Accumulo di grasso che si deposita sulle pareti dei condotti.

4.2.2.2 Corrosione armature

Corrosione delle armature delle tubazioni con evidenti segni di decadimento delle stesse evidenziato con cambio di colore e presenza di ruggine in prossimità delle corrosioni.

4.2.2.3 Difetti ai raccordi o alle connessioni

Perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconessioni delle giunzioni.

4.2.2.4 Erosione

Erosione del suolo all'esterno dei tubi che è solitamente causata dall'infiltrazione di terra.

4.2.2.5 Incrostazioni

Accumulo di depositi minerali sulle pareti dei condotti.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 44 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.2.2.6 *Odori sgradevoli*

Setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas letali o esplosivi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

4.2.2.7 *Penetrazione di radici*

Penetrazione all'interno dei condotti di radici vegetali che provocano intasamento del sistema.

4.2.2.8 *Sedimentazione*

Accumulo di depositi minerali sul fondo dei condotti che può causare l'ostruzione delle condotte.

4.2.2.9 *Difetti di stabilità*

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

4.2.2.10 *CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO*

4.2.2.11 *Controllo generale*

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Verificare lo stato degli eventuali dilatatori e giunti elastici, la tenuta delle congiunzioni a flangia, la stabilità dei sostegni e degli eventuali giunti fissi. Verificare inoltre l'assenza di odori sgradevoli e di inflessioni nelle tubazioni.

- Requisiti da verificare: *1) Regolarità delle finiture.*
- Anomalie riscontrabili: *1) Corrosione armature; 2) Difetti ai raccordi o alle connessioni.*
- Ditte specializzate: *Idraulico.*

4.2.2.12 *Controllo tenuta*

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Verificare l'integrità delle tubazioni con particolare attenzione ai raccordi tra tronchi di tubo.

- Requisiti da verificare: *1) Resistenza alla compressione.*
- Anomalie riscontrabili: *1) Corrosione armature; 2) Difetti ai raccordi o alle connessioni.*
- Ditte specializzate: *Idraulico.*

	<p>ID Documento Committente</p> <p>Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3</p>	Pagina 45 / 59
		Numero Revisione
		00

4.2.2.13 Controllo stabilità

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare la stabilità dell'elemento e che il materiale utilizzato sia idoneo alla funzione garantendo la sicurezza dei fruitori.

- Requisiti da verificare: 1) *Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità.*
- Anomalie riscontrabili: 1) *Difetti di stabilità.*
- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.2.3 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.2.3.1 Pulizia

Cadenza: ogni 6 mesi

Eeguire una pulizia dei sedimenti formati e che provocano ostruzioni diminuendo la capacità di trasporto dei fluidi.

- Ditte specializzate: *Idraulico.*

4.3 Tombini

I tombini sono dei dispositivi che consentono l'ispezione e la verifica dei condotti fognari. Vengono posizionati ad intervalli regolari lungo la tubazione fognaria e possono essere realizzati in vari materiali quali ghisa, acciaio, calcestruzzo armato a seconda del carico previsto (stradale, pedonale, ecc.).

4.3.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)

4.3.1.1 Resistenza meccanica

Classe di Requisiti: Di stabilità

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 46 / 59
		Numero Revisione
		00

Classe di Esigenza: Sicurezza

I tombini devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni.

4.3.1.2 Prestazioni:

I tombini devono essere idonei ad assicurare stabilità e resistenza all'azione di sollecitazioni meccaniche in modo da garantirne durata e funzionalità nel tempo.

Livello minimo della prestazione:

La resistenza meccanica dei tombini può essere verificata mediante prova da effettuarsi con le modalità ed i tempi previsti dalla norma UNI EN 13380. Non devono prodursi alcuna incrinatura o frattura prima del raggiungimento del carico di prova.

4.3.1.3 Attitudine al controllo della tenuta

Classe di Requisiti: Funzionalità tecnologica

Classe di Esigenza: Funzionalità

I componenti ed i materiali con cui sono realizzati i tombini devono sottostare, senza perdite, ad una prova in pressione idrostatica interna.

4.3.1.4 Prestazioni:

I tombini devono essere idonei ad assicurare stabilità e resistenza in modo da garantirne durata e funzionalità nel tempo ed assicurare la portata e la pressione di esercizio dei fluidi.

Livello minimo della prestazione:

Quando destinati alla ristrutturazione o alla riparazione di tubi, pozzetti, raccordi e giunti, i componenti ed i materiali devono superare una prova di pressione crescente da 0 kPa a 50 kPa.

I componenti ed i materiali dei pozzetti destinati alla ristrutturazione o riparazione di gruppi camere di ispezione da impiegarsi a profondità pari o minori di 2,0 m devono essere sottoposti ad una prova in pressione idrostatica interna pari alla pressione esercitata dall'acqua quando completamente pieni.

I pozzi dei gruppi camere di ispezione destinate all'impiego a profondità maggiori di 2,0 m devono essere sottoposti alle prove previste per i pozzetti.

	ID Documento Committente	Pagina 47 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

4.3.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

4.3.2.1 Anomalie piastre

Rottura delle piastre di copertura dei pozzetti o chiusini difettosi, chiusini rotti, incrinati, mal posati o sporgenti.

4.3.2.2 Cedimenti

Cedimenti strutturali della base di appoggio e delle pareti laterali.

4.3.2.3 Corrosione

Corrosione dei tombini con evidenti segni di decadimento evidenziato con cambio di colore e presenza di ruggine in prossimità delle corrosioni.

4.3.2.4 Presenza di vegetazione

Presenza di vegetazione caratterizzata dalla formazione di piante, licheni, muschi.

4.3.2.5 Sedimentazione

Accumulo di depositi minerali sui tombini che provoca anomalie nell'apertura e chiusura degli stessi.

4.3.2.6 Sollevamento

Sollevamento delle coperture dei tombini.

4.3.2.7 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

4.3.3 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.3.3.1 Controllo generale

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Ispezione

Verificare lo stato generale e l'integrità della piastra di copertura dei pozzetti, della base di appoggio e delle pareti laterali.

- Requisiti da verificare: 1) *Resistenza meccanica*; 2) *Attitudine al controllo della tenuta*.
- Anomalie riscontrabili: 1) *Anomalie piastre*.
- Ditte specializzate: *Specializzati vari*.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 48 / 59
		Numero Revisione
	00	

Controllo stabilità

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare la stabilità dell'elemento e che il materiale utilizzato sia idoneo alla funzione garantendo la sicurezza dei fruitori.

- Requisiti da verificare: *1) Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità.*
- Anomalie riscontrabili: *1) Difetti di stabilità.*
- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.3.4 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.3.4.1 Pulizia

Cadenza: ogni 6 mesi

Eeguire una pulizia dei tombini ed eseguire una lubrificazione delle cerniere.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.4 Stazioni di sollevamento

Le stazioni di pompaggio sono le apparecchiature utilizzate per convogliare le acque di scarico attraverso una tubazione di sollevamento per portarle in superficie. Le stazioni di pompaggio sono talora necessarie nelle connessioni di scarico e nei collettori di fognatura a gravità al fine di evitare profondità di posa eccessive o di drenare le zone sotto quota. Possono, inoltre, essere necessarie per troppopieni di collettori misti o recapiti intermedi per far confluire le acque di scarico negli impianti di trattamento o nei corpi ricettori

Le pompe per sollevare le acque di fognatura devono essere abbondantemente insensibili alle sostanze ingombranti presenti in sospensione nei liquami; al fine di scongiurare il pericolo di ostruzioni, sono opportune sezioni di flusso attraverso le pompe il più semplice e larghe possibile. Delle aperture

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 49 / 59
		Numero Revisione
	00	

grandi disposte in maniera conveniente permettono di eliminare facilmente le aperture che comunque si verificano evitando costosi lavori di smontaggio.

4.4.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)

4.4.1.1 (Attitudine al) controllo della tenuta

Classe di Requisiti: Funzionalità tecnologica

Classe di Esigenza: Funzionalità

Le pompe di sollevamento ed i relativi componenti devono essere idonei ad impedire fughe dei fluidi assicurando così la durata e la funzionalità nel tempo del sistema.

4.4.1.2 Prestazioni:

Il controllo della tenuta deve essere garantito in condizioni di pressione e temperatura corrispondenti a quelle massime o minime di esercizio.

4.4.1.3 Livello minimo della prestazione:

La capacità di tenuta delle stazioni di pompaggio può essere verificata mediante prova da effettuarsi con le modalità ed i tempi previsti dalla norma UNI EN 809. In particolare le valvole di intercettazione possono essere controllate immergendole nell'acqua applicando a monte una pressione d'aria di almeno 6 bar per alcuni secondi (non meno di 20) e verificando che non si determini alcuna perdita e che quindi non si verificano bolle d'aria nell'acqua di prova.

4.4.1.4 (Attitudine al) controllo delle dispersioni elettriche

Classe di Requisiti: Funzionalità d'uso

Classe di Esigenza: Funzionalità

Il gruppo di pompaggio deve essere protetto da un morsetto di terra contro la formazione di cariche positive. Il morsetto di terra deve essere collegato direttamente ad un conduttore di terra.

4.4.1.5 Prestazioni:

L'alimentazione di energia elettrica al gruppo di pompaggio deve avvenire tramite accorgimenti necessari per garantire l'isolamento della pompa dall'alimentazione elettrica stessa.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 50 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.4.1.6 *Livello minimo della prestazione:*

L'apparecchiatura elettrica deve funzionare in modo sicuro nell'ambiente e nelle condizioni di lavoro specificate ed alle caratteristiche e tolleranze di alimentazione elettrica dichiarate, tenendo conto delle disfunzioni prevedibili.

4.4.1.7 *Comodità d'uso e manovra*

Classe di Requisiti: Protezione dai rischi d'intervento

Classe di Esigenza: Sicurezza

Gli alberi rotanti dotati di linguette o altre protrusioni esposte in grado di provocare tagli o impigliamenti devono essere protetti o muniti di ripari.

4.4.1.8 *Prestazioni:*

Parti esposte in movimento possono costituire pericolo, quindi devono essere incorporati mezzi che ne riducano il rischio.

4.4.1.9 *Livello minimo della prestazione:*

Devono essere utilizzate barriere di protezione per la prevenzione del contatto con le parti in movimento, fermi di fine-corsa e ripari tutti conformi alla normativa di settore.

4.4.1.10 *01.02.03.R04 Stabilità morfologica*

Classe di Requisiti: Di stabilità

Classe di Esigenza: Sicurezza

La pompa o il gruppo di pompaggio devono rimanere stabili in tutte le fasi del trasporto, del montaggio e dello smontaggio nelle condizioni previste quando sono inclinati di un angolo di 10° in qualsiasi direzione rispetto alla loro posizione normale.

4.4.1.11 *Prestazioni:*

I dispositivi di supporto devono essere trattati come attrezzature particolari ed i dettagli relativi al loro impiego devono essere forniti nelle informazioni per l'uso o nelle istruzioni per l'uso.

4.4.1.12 *Livello minimo della prestazione:*

Quando la pompa è installata, deve essere resa stabile mediante l'uso di bulloni di fissaggio a terra oppure mediante l'impiego di altri metodi di ancoraggio. I bulloni per il fissaggio a terra o gli altri metodi di ancoraggio devono essere sufficientemente resistenti da impedire il movimento fisico accidentale dell'apparecchio.

4.4.2 **ANOMALIE RISCONTRABILI**

4.4.2.1 *Difetti ai raccordi o alle connessioni*

Perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconessioni delle giunzioni.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 51 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.4.2.2 Difetti delle griglie

Rottura delle griglie per cui si verificano introduzioni di materiale di risulta.

4.4.2.3 Difetti di funzionamento delle valvole

Difetti di funzionamento delle valvole dovuti ad errori di posa in opera o al cattivo dimensionamento delle stesse.

4.4.2.4 A04 Erosione

Erosione del suolo all'esterno dei tubi che è solitamente causata dall'infiltrazione di terra.

4.4.2.5 Odori sgradevoli

Setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas letali o esplosivi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

4.4.2.6 Perdite di carico

Perdite di carico di esercizio delle valvole dovute a cattivo funzionamento delle stesse.

4.4.2.7 Perdite di olio

Perdite d'olio dalle valvole che si manifestano con macchie di olio sul pavimento.

4.4.2.8 Rumorosità

Eccessivo livello del rumore prodotto dalle pompe di sollevamento durante il loro normale funzionamento.

4.4.2.9 Sedimentazione

Accumulo di depositi minerali sul fondo dei condotti che può causare l'ostruzione delle condotte.

4.4.2.10 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

4.4.3 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.4.3.1 Controllo generale delle pompe

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Verificare lo stato di funzionalità della pompa accertando che non ci sia stazionamento di aria e che la pompa ruoti nel senso giusto.

	ID Documento Committente	Pagina 52 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

- Anomalie riscontrabili: 1) *Perdite di carico*; 2) *Perdite di olio*; 3) *Rumorosità*.
- Ditte specializzate: *Specializzati vari*.

Controllo organi di tenuta

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Controllo

Verificare tutti gli organi di tenuta per accertarsi che non vi siano perdite eccessive e che il premitraccia non lasci passare l'acqua.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari*.

Controllo prevalenza

Cadenza: ogni 2 anni

Tipologia: Misurazioni

Effettuare un controllo della prevalenza applicando dei manometri sulla tubazione di mandata e su quella di aspirazione al fine di verificare la compatibilità dei valori registrati con quelli di collaudo.

- Anomalie riscontrabili: 1) *Difetti di funzionamento delle valvole*.
- Ditte specializzate: *Specializzati vari*.

Controllo stabilità

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare la stabilità dell'elemento e che il materiale utilizzato sia idoneo alla funzione garantendo la sicurezza dei fruitori.

- Requisiti da verificare: 1) *Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità*.
- Anomalie riscontrabili: 1) *Difetti di stabilità*.
- Ditte specializzate: *Specializzati vari*.

4.4.4 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.4.4.1 Pulizia

Cadenza: ogni 12 mesi

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 53 / 59
		Numero Revisione
		00

Eeguire una pulizia delle stazioni di pompaggio mediante asportazione dei fanghi di deposito e lavaggio con acqua a pressione.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

Revisione generale pompe

Cadenza: ogni 12 mesi

Effettuare una disincrostazione meccanica e se necessario anche chimica biodegradabile della pompa e del girante nonché una lubrificazione dei cuscinetti. Eeguire una verifica sulle guarnizioni ed eventualmente sostituirle.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.5 Pompe centrifughe

Le pompe centrifughe sono pompe con motore elettrico che vengono collocate a quota più elevata rispetto al livello liquido della vasca di aspirazione. Si utilizza un minimo di due pompe fino ad un massimo di otto e più all'aumentare della potenza installata. L'utilizzo di più pompe serve ad ottenere una notevole elasticità di esercizio facendo funzionare soltanto le macchine di volta in volta necessarie. Le pompe sono formate da una girante fornita di pale che imprime al liquido un movimento di rotazione, un raccordo di entrata convoglia il liquido dalla tubazione di aspirazione alla bocca di ingresso della girante.

4.5.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)

4.5.1.1 01.02.04.R01 (Attitudine al) controllo delle dispersioni elettriche

Classe di Requisiti: Sicurezza d'uso

Classe di Esigenza: Sicurezza

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 54 / 59
		Numero Revisione
		00

I componenti delle stazioni di pompaggio devono essere dotati di collegamenti equipotenziali con l'impianto di terra per evitare alle persone qualsiasi pericolo di folgorazioni per contatto diretto, secondo quanto prescritto dalla norma tecnica.

4.5.1.2 Prestazioni:

L'alimentazione di energia elettrica al gruppo di pompaggio deve avvenire tramite accorgimenti necessari per garantire l'isolamento della pompa dall'alimentazione elettrica stessa.

4.5.1.3 Livello minimo della prestazione:

L'apparecchiatura elettrica di un gruppo di pompaggio deve soddisfare i requisiti imposti dalla normativa.

4.5.1.4 01.02.04.R02 (Attitudine al) controllo dei rischi

Classe di Requisiti: Sicurezza d'uso

Classe di Esigenza: Sicurezza

Le pompe ed i relativi accessori devono essere dotati di dispositivi di protezione per evitare danni alle persone.

4.5.1.5 Prestazioni:

Gli alberi rotanti dotati di linguette o altri elementi in grado di provocare tagli o impigliamenti devono essere protetti o muniti di ripari. I giunti o i bracci trasversali di trasmissione rotanti o alternativi devono essere dotati di ripari o recinzioni permanenti.

4.5.1.6 Livello minimo della prestazione:

I mezzi di protezione (barriere per la prevenzione del contatto con le parti in movimento, fermi di fine corsa, ripari) devono essere, a seconda del tipo, conformi alle norme tecniche.

4.5.1.7 01.02.04.R03 (Attitudine al) controllo del rumore prodotto

Classe di Requisiti: Acustici

Classe di Esigenza: Benessere

La pompa con tutti gli accessori completamente montati non deve emettere un livello di rumore superiore a quello consentito dalla norma.

4.5.1.8 Prestazioni:

L'emissione di rumore da parte dell'apparecchio deve essere verificata effettuando misure sull'apparecchio in questione oppure su apparecchi simili che operano in condizioni simili. Le emissioni di rumore devono essere riferite al gruppo completamente montato con tutti gli apparecchi ausiliari, i ripari e qualsiasi elemento di contenimento del rumore.

4.5.1.9 Livello minimo della prestazione:

Le misurazioni del rumore devono essere effettuate in conformità alle norme tecniche.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 55 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.5.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

4.5.2.1 Difetti di funzionamento delle valvole

Difetti di funzionamento delle valvole dovuti ad errori di posa in opera o al cattivo dimensionamento delle stesse.

4.5.2.2 Perdite di carico

Perdite di carico di esercizio delle valvole dovute a cattivo funzionamento delle stesse.

4.5.2.3 Perdite di olio

Perdite d'olio dalle valvole che si manifestano con macchie di olio sul pavimento.

4.5.2.4 Rumorosità

Eccessivo livello del rumore prodotto dalle pompe di sollevamento durante il loro normale funzionamento.

4.5.2.5 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

4.5.3 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.5.3.1 Controllo generale delle pompe

Cadenza: ogni 6 mesi

Tipologia: Aggiornamento

Verificare lo stato di funzionalità della pompa accertando che non ci sia stazionamento di aria e che la pompa ruoti nel senso giusto. Verificare tutti gli organi di tenuta per accertarsi che non vi siano perdite eccessive e che il premitraccia non lasci passare l'acqua. Verificare inoltre il livello del rumore prodotto.

- Requisiti da verificare: 1) *(Attitudine al) controllo delle dispersioni elettriche;* 2) *(Attitudine al) controllo dei rischi;* 3) *(Attitudine al) controllo del rumore prodotto.*
- Anomalie riscontrabili: 1) *Perdite di carico;* 2) *Difetti di funzionamento delle valvole;* 3) *Perdite di olio.*
- Ditte specializzate: *Idraulico.*

Controllo stabilità

Cadenza: ogni 3 mesi

	ID Documento Committente	Pagina 56 / 59
	Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Numero Revisione
		00

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare la stabilità dell'elemento e che il materiale utilizzato sia idoneo alla funzione garantendo la sicurezza dei fruitori.

- Requisiti da verificare: *1) Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità.*
- Anomalie riscontrabili: *1) Difetti di stabilità.*
- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.5.4 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.5.4.1 Pulizia

Cadenza: ogni anno

Eseguire una pulizia dei filtri mediante asportazione dei materiali di deposito e lavaggio con acqua a pressione.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

01.02.04.I02 Revisione generale pompe

Cadenza: ogni anno

Effettuare una disincrostazione meccanica (utilizzando prodotti specifici) della pompa e del girante nonché una lubrificazione dei cuscinetti. Eseguire una verifica sulle guarnizioni ed eventualmente sostituirle.

- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

Revisione pompe

Cadenza: ogni 4 anni

Eseguire lo smontaggio delle pompe per eseguire una revisione; dopo la revisione rimontare le pompe.

- Ditte specializzate: *Idraulico.*

Sostituzione pompe

Cadenza: ogni 20 anni

Effettuare la sostituzione delle pompe con altre dalle caratteristiche simili.

- Ditte specializzate: *Idraulico.*

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – AII. 3	Pagina 57 / 59
		Numero Revisione

4.6 Valvole a clapet

Le valvole antiritorno del tipo a clapet (dette anche di ritegno o unidirezionali) sono delle valvole che consentono il deflusso in un solo senso; nel caso in cui il flusso dovesse invertirsi le valvole si chiudono automaticamente.

4.6.1 REQUISITI E PRESTAZIONI (EM)

4.6.1.1 Resistenza a manovre e sforzi d'uso

Classe di Requisiti: Di stabilità

Classe di Esigenza: Sicurezza

Le valvole antiritorno devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture in seguito ad operazioni di manovra o di utilizzo.

4.6.1.2 Prestazioni:

Sotto l'azione di sollecitazioni derivanti da manovre e sforzi d'uso, le valvole ed i relativi dispositivi di tenuta devono conservare inalterate le caratteristiche funzionali assicurando comunque i livelli prestazionali di specifica.

4.6.1.3 Livello minimo della prestazione:

Il diametro del volantino e la pressione massima differenziale (alla quale può essere manovrata la valvola a saracinesca senza by-pass) sono quelli indicati nel punto 5.1 della norma UNI EN 1074.

4.6.2 ANOMALIE RISCONTRABILI

4.6.2.1 Difetti della cerniera

Difetti di funzionamento della cerniera che provoca malfunzionamenti alla valvola.

4.6.2.2 Difetti di tenuta

Difetti di tenuta delle guarnizioni che provocano perdite di fluido.

4.6.2.3 Difetti delle molle

Difetti di funzionamento delle molle che regolano le valvole.

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 58 / 59
		Numero Revisione
	00	

4.6.2.4 Difetti di stabilità

Perdita delle caratteristiche di stabilità dell'elemento con conseguenti possibili pericoli per gli utenti.

4.6.3 CONTROLLI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.6.3.1 Controllo generale

Cadenza: ogni anno

Tipologia: Ispezione a vista

Eeguire un controllo generale delle valvole verificando il buon funzionamento delle guarnizioni, delle cerniere e delle molle.

- Requisiti da verificare: 1) *Resistenza a manovre e sforzi d'uso.*
- Anomalie riscontrabili: 1) *Difetti di tenuta;* 2) *Difetti della cerniera;* 3) *Difetti delle molle.*
- Ditte specializzate: *Idraulico.*

Controllo stabilità

Cadenza: ogni 3 mesi

Tipologia: Ispezione a vista

Controllare la stabilità dell'elemento e che il materiale utilizzato sia idoneo alla funzione garantendo la sicurezza dei fruitori.

- Requisiti da verificare: 1) *Utilizzo di materiali, elementi e componenti caratterizzati da un'elevata durabilità.*
- Anomalie riscontrabili: 1) *Difetti di stabilità.*
- Ditte specializzate: *Specializzati vari.*

4.6.4 MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

4.6.4.1 Lubrificazione valvole

Cadenza: ogni 5 anni

Effettuare lo smontaggio delle valvole ed eseguire una lubrificazione delle cerniere e delle molle che regolano le valvole.

- Ditte specializzate: *Idraulico.*

Sostituzione valvole

	ID Documento Committente Cod059_FV_BGR_00009 – All. 3	Pagina 59 / 59
		Numero Revisione
		00

Cadenza: ogni 30 anni

Sostituire le valvole quando non più rispondenti alle normative.

- Ditte specializzate: *Idraulico*.