IMPIANTO EOLICO DI "MONTE PORALE"

COMUNI DI VOLTAGGIO (AL) E RONCO SCRIVIA (GE)

RELAZIONE TECNICA

STUDIO IDROLOGICO
E DELLE OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA.

Documento elaborato da ISMES – Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.

PUBBLICATO B1010974 (PAD - 1460731)

DISTRIBUZIONE

DESTINATARIO	NUMERO COPIE

REVISIONE	DESCRIZIONE
0	Emissione

REVISIONE	SCOPO	DATA	REDAZIONE	COLLABORAZIONI	INCARICATO	CONTROLLO	VISTO	APPROVATO
00		31 MARZO 2011			ISMES CESI SPA			

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI MILANO – DOTTORE INGEGNERE RITA PELLEGRINI ALBO N. 19235

PROGETTO:	VALIDO PER IMPIANTI	IDENTIFICAZIONE
Studio Idrologico e delle Opere di Sistemazione Idraulica	MONTE PORALE	TIPO: R – ARGOMENTO: E36 – IMPIANTO: 86 – SISTEMA: 00 – PROGRESSIVO: 050 – REV: 00

CLASSIFICAZIONE

Questo documento contiene informazioni di proprietà di Enel SpA e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto.
E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Enel SpA.

Cliente ENEL GREEN POWER S.p.A.

Oggetto Integrazione e revisione di alcuni elaborati del progetto definitivo e dello studio d'impatto ambientale relativi all'impianto eolico "Monte Porale" nei comuni di Voltaggio (AL) e di Ronco Scrivia (GE).

Idrologia ed idraulica.

Ordine Contratto Ordine quadro n.8400011875 Attingimento n.4000256342 del 29.06.2010

Note Rev. 00 – AG10SRC026 – Lettera di trasmissione B1011010

PUBBLICATO B1010974 (PAD - 1460726)

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.



N. pagine 26 **N. pagine fuori testo** -

Data 31/03/2011

Elaborato SCE - Pellegrini Rita
B1010974 115018 AUT

Verificato SCE - Stigliano Paolo Giuseppe
B1010974 4991 VER

Approvato SCE - Gatti Fabrizio (Project Manager)
B1010974 114965 APP

Mod. RISM v. 04

Indice

1 COLLABORAZIONI 3

2 INTRODUZIONE 3

3 COSTRUZIONE DEI MODELLI DIGITALI DEL TERRENO 3

3.1 Costruzione del DTM “Ante Operam” 4
3.2 Costruzione del DTM “Post Operam”: fase di cantiere 6
3.3 Comparazione tra i DTM ottenuti 8

4 ANALISI DELLE LINEE DI DEFLUSSO 9

5 VALUTAZIONI IDROLOGICHE QUANTITATIVE 13

5.1 Dati disponibili e metodologia di calcolo 13
5.2 Determinazione di Curve di Possibilità Pluviometrica mediante la metodologia sviluppata dal progetto VA.PI. dell’Italia Nord Occidentale (Compartimenti di Parma e Genova). 13
5.3 Determinazione delle curve di Possibilità Pluviometriche inferiori all’ora. 15
5.4 Valutazione delle portate per il dimensionamento della rete di drenaggio 16
5.4.1 Afflussi del versante Ovest del Monte Alpe 17
5.4.2 Stima dei deflussi derivanti dalle sistemazioni viabilistiche 18

6 OPERE IDRAULICHE 21

6.1 Tipologia e dimensionamento delle opere idrauliche di drenaggio superficiale 21
6.2 Criteri di verifica 21
6.3 Verifica del sistema di attraveramento nel tratto A-B 21
6.4 Verifiche idrauliche dei fossi di guardia 21
6.5 Scelta delle zone di recapito 23

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 24

7 TAVOLE 25

8 BIBLIOGRAFIA 26

© Copyright 2011 by CESI. All rights reserved - Activity code AG10SRC026

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	31/03/2011	B1010974	Prima emissione

1 COLLABORAZIONI

Le valutazioni tecniche contenute nel presente documento sono state sviluppate con la collaborazione dell'Ing. Efrem Riva.

2 INTRODUZIONE

Il presente documento è stato redatto ad integrazione del corpo progettuale recependo le osservazioni pervenute ad Enel Green Power da parte degli Enti preposti al rilascio delle autorizzazioni, nell'ambito del procedimento autorizzativo dell'impianto.
Nell'ottica di valutare l'influenza delle opere in progetto per la realizzazione del Parco Eolico sul regime di deflusso delle acque di scolo superficiale rispetto alla situazione "ante operam", sono state eseguite le seguenti attività:

- costruzione di un modello digitale del terreno "ante operam" ad alta risoluzione a partire dai dati topografici già disponibili:
    1. cartografia vettoriale regionale della Liguria alla scala 1:5000 e del Piemonte alla scala 1:10.000;
    2. rilievo topografico di progetto "ante operam";
- individuazione delle direttrici di scorrimento superficiale delle acque di pioggia nella situazione "ante operam";
- costruzione di un modello digitale del terreno "post operam" ad alta risoluzione a partire dai dati topografici già disponibili e dai profili di progetto (senza considerare la rete di drenaggio superficiale in progetto):
    1. cartografia vettoriale regionale della Liguria alla scala 1:5000 e del Piemonte alla scala 1:10.000;
    2. rilievo topografico di progetto "ante operam";
    3. profili di progetto della viabilità e delle piazzole di stazione;
- individuazione delle direttrici di scorrimento superficiale delle acque di pioggia nella situazione "post operam";
- comparazione delle due situazioni per la definizione delle modificazioni indotte.

Le prime valutazioni sono state finalizzate alla definizione delle modificazioni indotte dalla fase di cantiere rispetto alla situazione attuale.

A seguito dello studio della situazione "ante operam" si è proceduto alla progettazione di sistema di drenaggio, sulla base di un tempo di ritorno di duecento anni, il più possibile coerente ed in sintonia con il reticolo di naturale deflusso esistente.

3 COSTRUZIONE DEI MODELLI DIGITALI DEL TERRENO

Nel presente capitolo sono esposte le metodologie utilizzate nella realizzazione della cartografia numerica sulla base della quale, nel capitolo 4, verranno valutate le modificazioni indotte alle linee di deflusso naturale delle acque superficiali di versante, a seguito della costruzione del Parco Eolico stesso.

In particolare sono stati costruiti due modelli digitali del terreno (DTM) utilizzando come cartografia di base le curve di livello della Carta Tecnica Regionale a scala 1:5000 per la Regione Liguria ed a scala 1:10 000 per la Regione Piemonte, i rilievi topografici eseguiti per la progettazione e i disegni di progetto.

3.1 Costruzione del DTM "Ante Operam"

Sulla base delle curve di livello delle CTR in forma vettoriale e dei rilievi disponibili della geometria delle strade esistenti, mediante l'ausilio del software ARCGIS ver. 9.3.1, è stato elaborato un TIN (Triangulated Irregular Network) , convertito successivamente in un DTM, con dimensione cella un metro.

In Figura 3.1 ed in Figura 3.2 si riporta la maglia costruttiva del TIN.

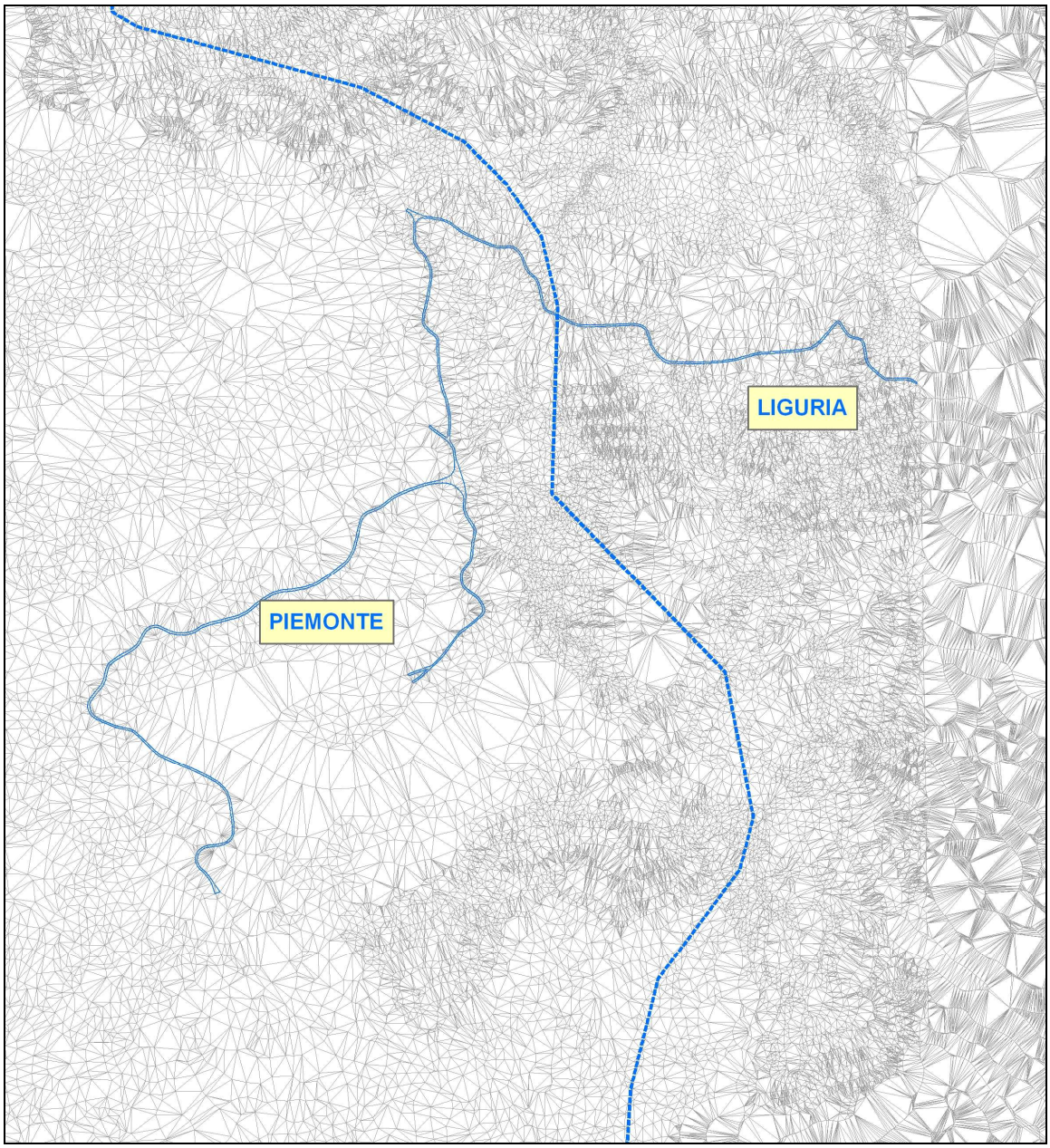


Figura 3.1: TIN della morfologia del terreno nel configurazione "ante operam" costruito sulla base della cartografia CTR e dei rilievi topografici disponibili delle strade esistenti

Nell'ingrandimento proposto nel seguito si può osservare l'inserimento delle strade all'interno della rete di triangoli.

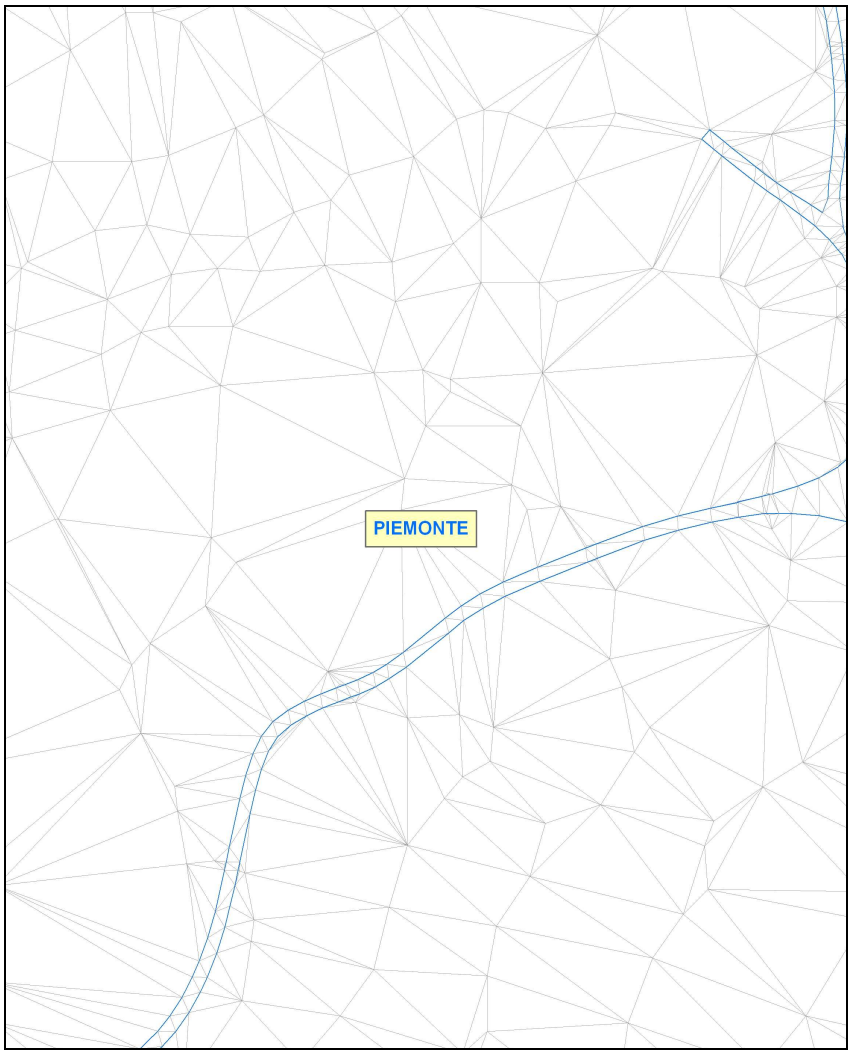


Figura 3.2: Ingrandimento del TIN riportante l'inserimento delle geometrie delle strade.

3.2 Costruzione del DTM "Post Operam": fase di cantiere

Sulla base delle curve di livello delle CTR in forma vettoriale, dei rilievi disponibili della geometria delle strade esistenti e della geometria delle opere in progetto (piazzole degli aerogeneratori, nuove strade e sistemazioni delle strade esistenti), mediante l'ausilio del software ARCGIS ver. 9.3.1, è stato elaborato un TIN (Triangulated Irregular Network) , convertito successivamente in un DTM, con dimensione cella un metro.

In Figura 3.3 e in Figura 3.4 si riporta la maglia costruttiva del TIN; si può osservare nella seconda figura un dettaglio dell'inserimento delle piazzole nella rete di triangoli.

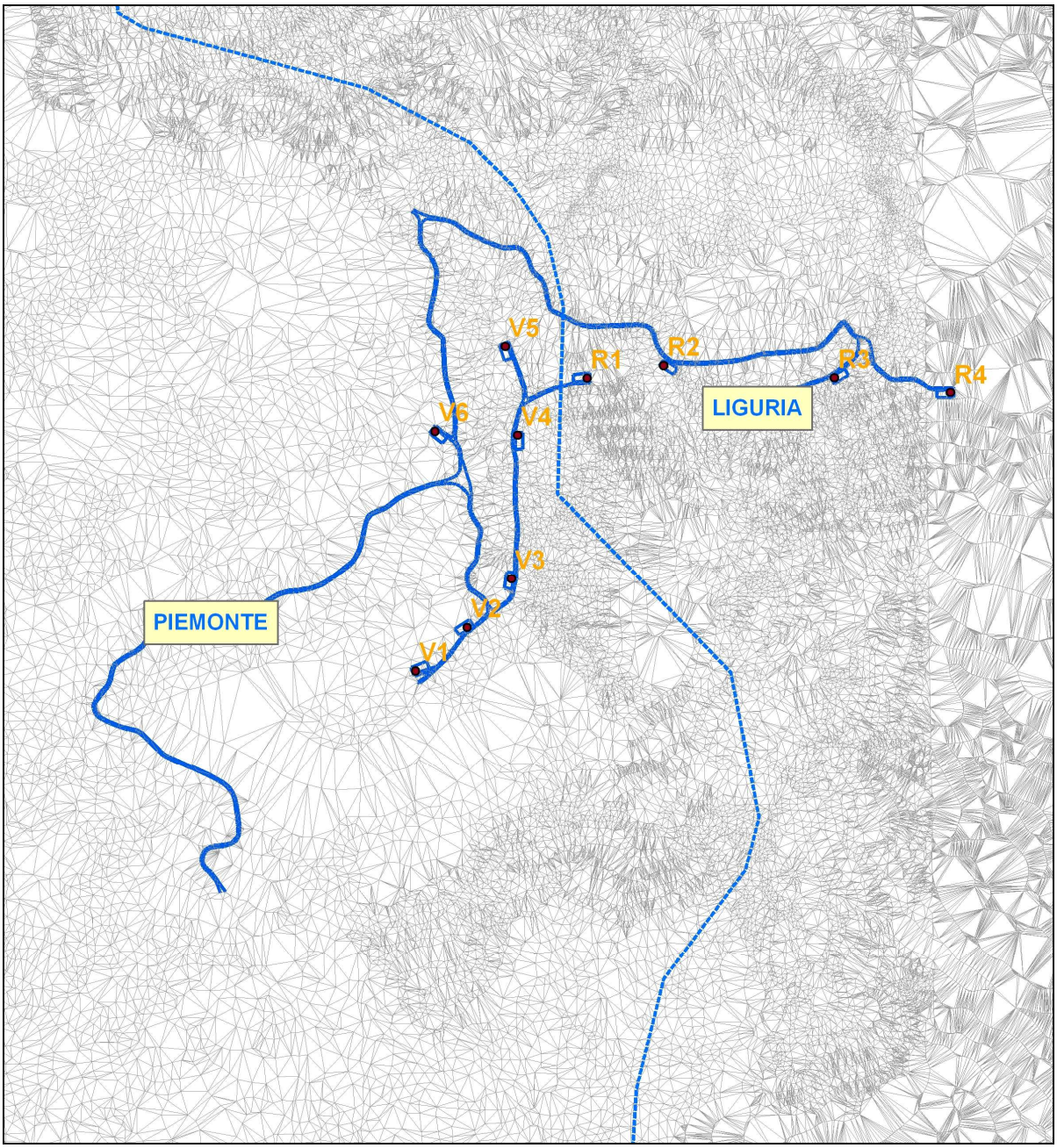


Figura 3.3: TIN della morfologia del terreno nel configurazione "post operam", fase di cantiere, costruito sulla base della cartografia CTR, dei rilievi topografici disponibili delle strade esistenti e del progetto delle opere

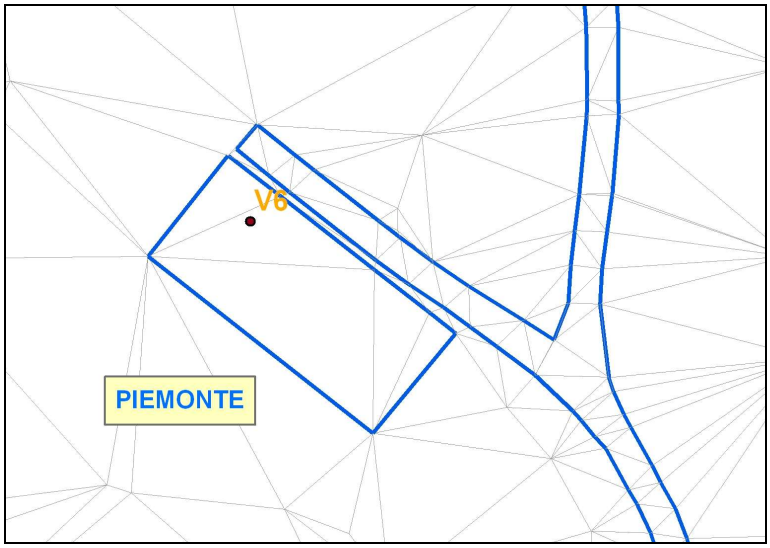


Figura 3.4: Ingrandimento del TIN in corrispondenza ad una piazzola

La Figura 3.5, presentata nel seguito, rappresenta il TIN dell'intero impianto.

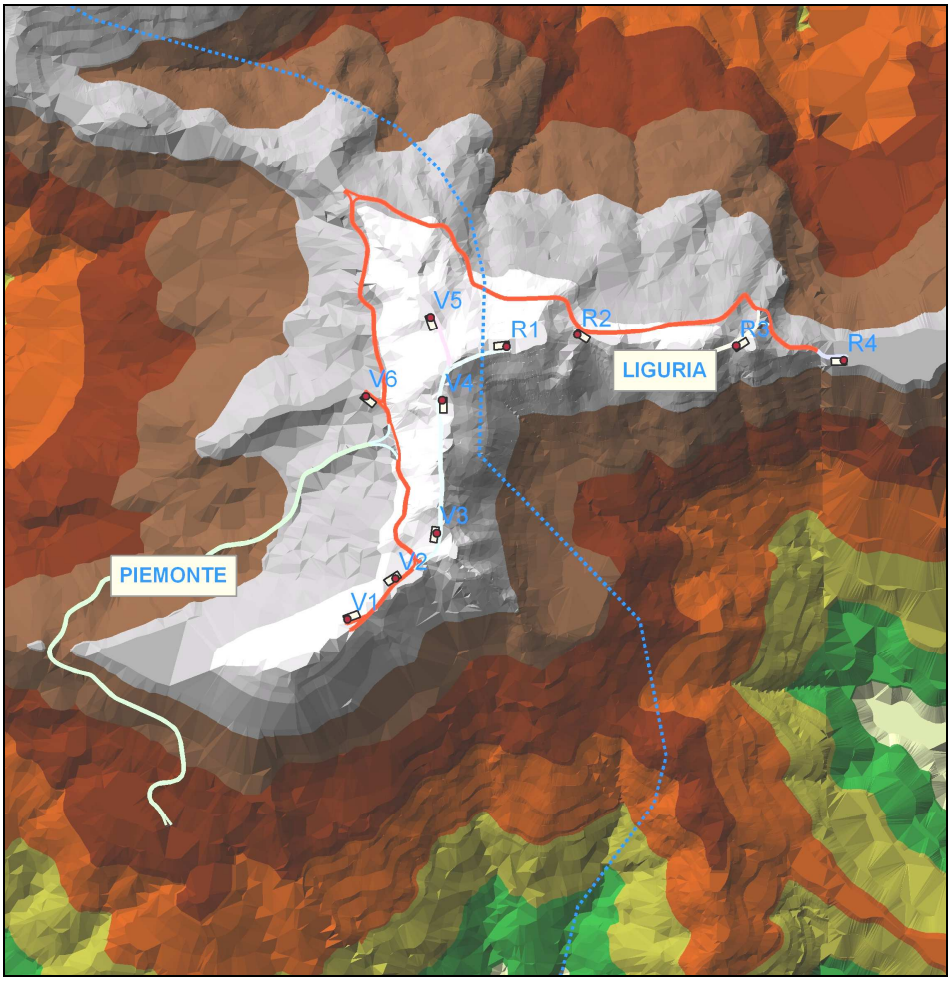


Figura 3.5: TIN dell'impianto nella situazione di progetto

3.3 Comparazione tra i DTM ottenuti

Le immagini proposte in Figura 3.6 e in Figura 3.7 permettono di rendere agevolmente comprensibile la differenza tra i due DTM evidenziando le zone in cui i due differiscono tra loro; nel caso specifico tale differenza è quantificata dal rapporto tra le quote dei due modelli.

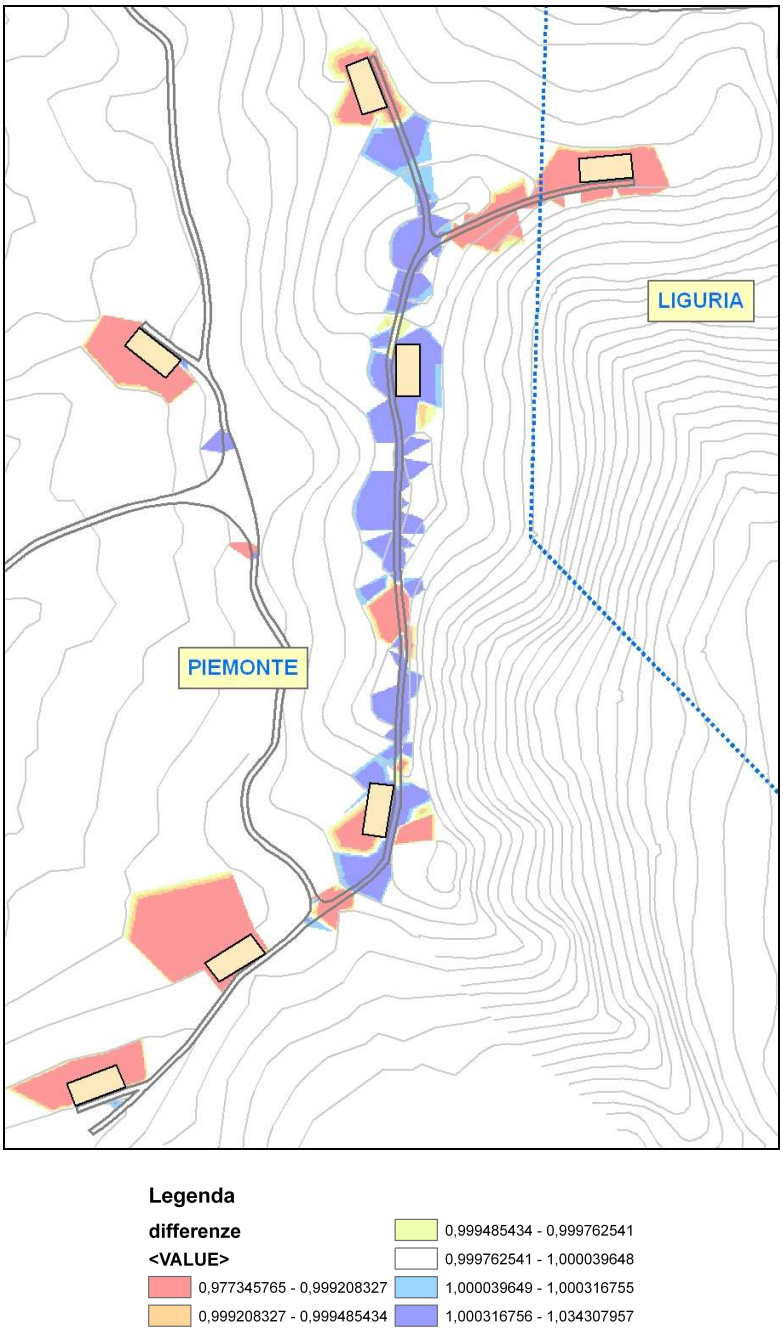


Figura 3.6: Differenze tra i DTM "Ante Operam" e "Post Operam", fase di cantiere: accesso agli aerogeneratori n. V1-V2-V3-V4-V5-V6-R1.

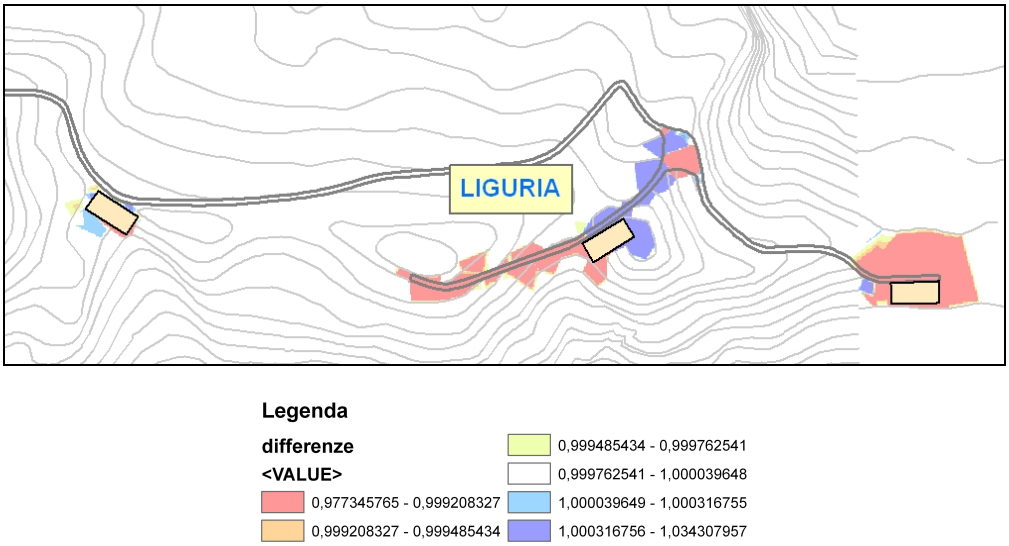


Figura 3.7: Differenze tra i DTM "Ante Operam" e "Post Operam", fase di cantiere: accesso agli aerogeneratori n. R2-R3-R4.

A livello qualitativo si osserva che le aree con maggiori modifiche sono quelle rappresentate in rosso e in blu, in quanto il rapporto delle quote è più disatnte da uno; in bianco sono riportate le superfici in cui la differenza di quota risulta essere praticamente trascurabile, perché molto prossima o pari ad uno.

4 ANALISI DELLE LINEE DI DEFLUSSO

Nel presente capitolo si presentano i risultati della comparazione tra la situazione "ante" e "post operam", fase di cantiere, a livello di linee di flusso delle acque di scorrimento superficiale.

La metodologia di tracciamento delle linee di deflusso segue una serie di procedure standardizzate, implementate ed inserite in molti programmi GIS basate sull'analisi della differenza di quota tra una cella del DTM e le altre 8 celle adiacenti ad essa, in contatto mediate un lato od un vertice.
Tali procedure prevedono l'inserimento, da parte dell'utente, di una un'area minima di deflusso, ovvero la scelta di un numero minimo di celle i cui deflussi, afferendo a valle in unica cella, generano le direttrici di scorrimento di versante.
Nel caso specifico sono state utilizzate le procedure automatizzate nei Tool idrologici presenti in ambiente ESRI ARCGIS ver. 9.3.1

Nel seguito sono presentati i risultati di tali elaborazioni, mettendo in evidenza i percorsi di drenaggio individuati.

Nelle immagini che seguono è riportato il reticolo di drenaggio nelle due condizioni considerate: col tratto grafico in blu sono indicate le linee di deflusso nella situazione attuale, mentre il tratto arancione rappresenta le direttrici di scorrimento nella fase di cantiere, prima della posa della rete di drenaggio stradale.

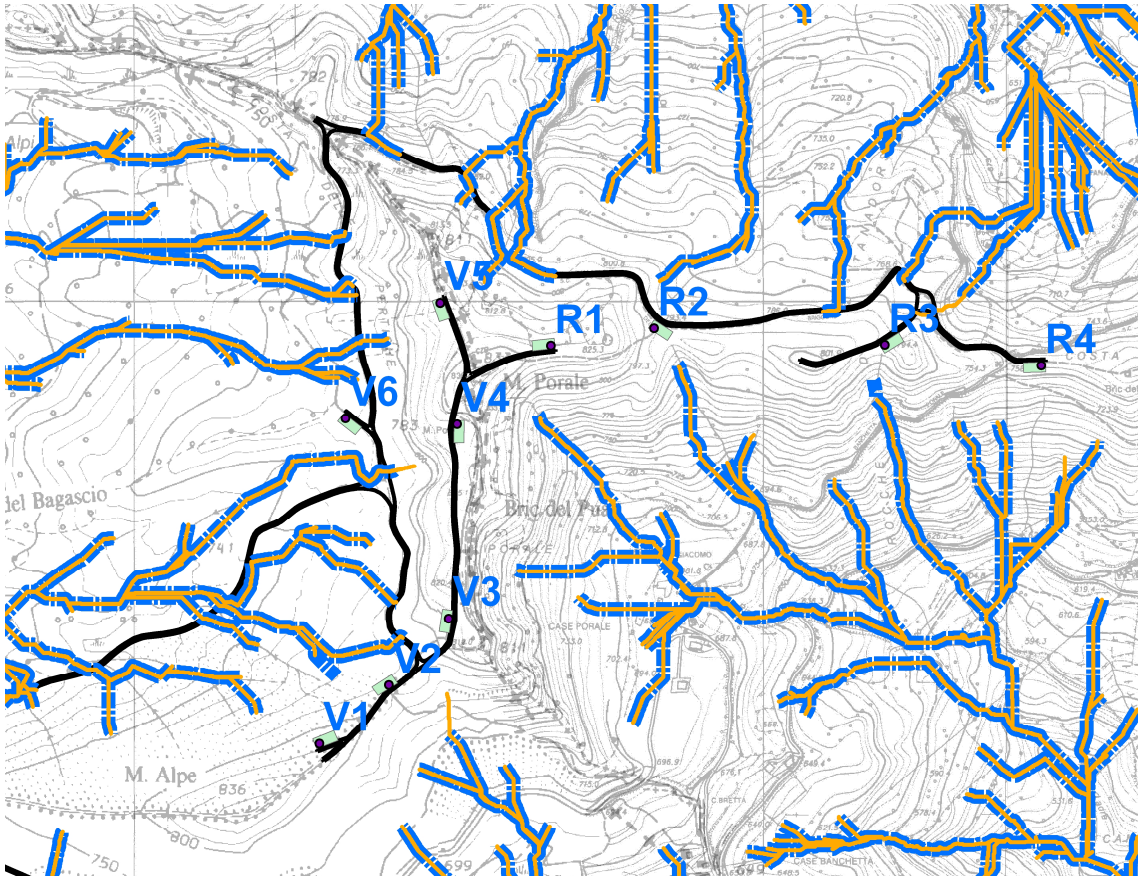


Figura 4.1: Sovrapposizione del reticolo di drenaggio esistente (linee Blu) alle linee direttrici nella configurazione di cantiere (linee Arancio)

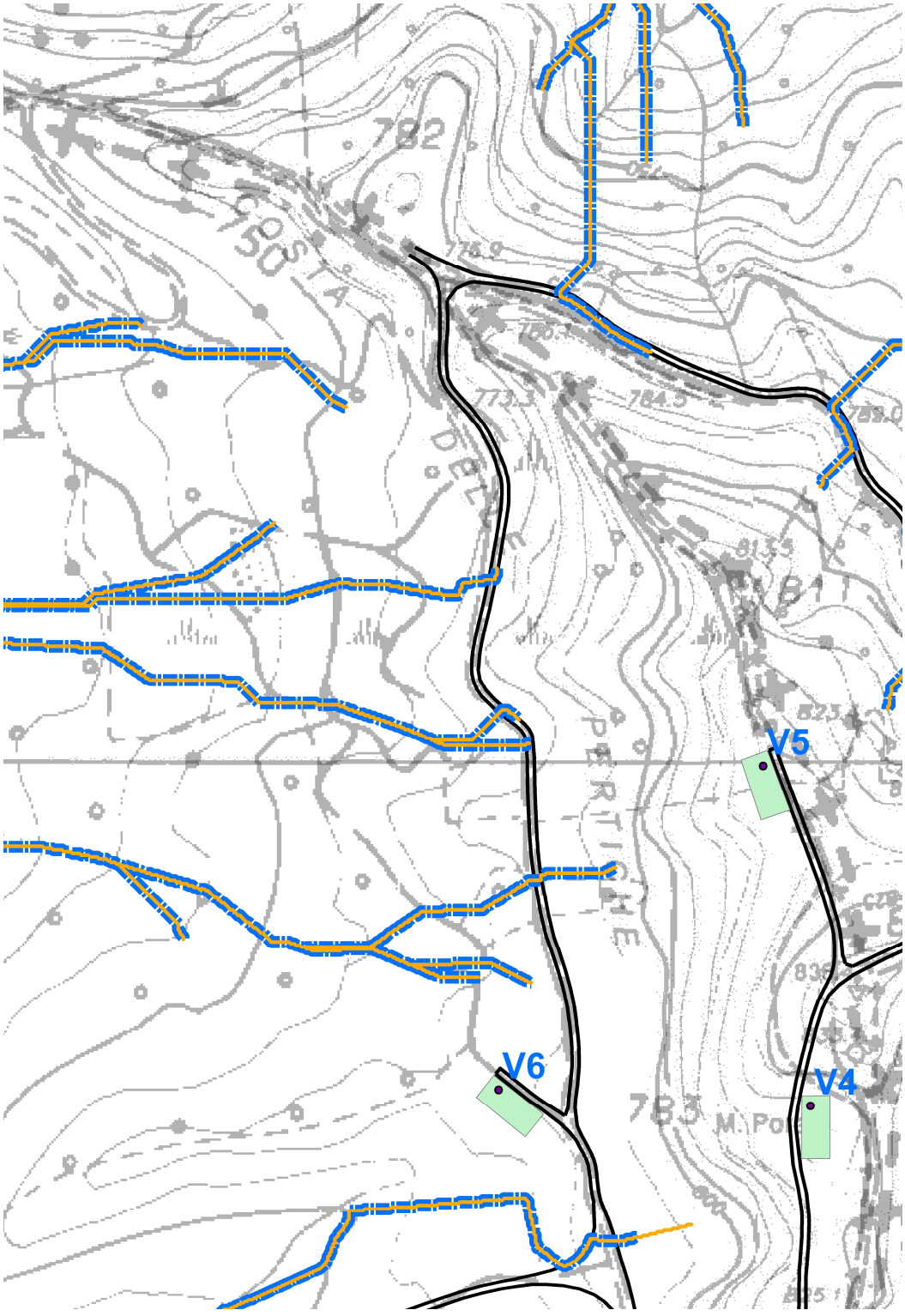


Figura 4.2: Ingrandimento della carta delle sovrapposizioni nelle configurazioni esistente (linee Blu) e nella configurazione di cantiere (linee Arancio)

Dai calcoli eseguiti sulla base raster si osserva che sull'intero reticolo di drenaggio i due sistemi differiscono per circa 709 m^2.

Analizzando criticamente i risultati dell'analisi condotta, si può quindi concludere che non si rilevano sostanziali differenze nel reticolo di drenaggio nelle due situazioni considerate.
Infatti, il posizionamento dei tratti in cui i due reticoli non collimano, sono nella maggior parte dei casi in aree ininfluenti al fine degli apporti idrologici nei riguardi delle opere.

5 VALUTAZIONI IDROLOGICHE QUANTITATIVE

Scopo del presente capitolo è la determinazione delle grandezze idrologiche di dimensionamento e verifica del sistema di drenaggio della rete viabile di nuova realizzazione.
Nel presente capitolo verranno quindi stimate le portate al colmo degli idrogrammi di piena generati dai deflussi superficiali delle aree stradali e degli attraversamenti stradali adottando un tempo di ritorno conservativamente duecentennale.

5.1 Dati disponibili e metodologia di calcolo.

L'analisi è stata condotta prendendo in considerazione le stazioni pluviografiche presenti nelle vicinanze del Parco Eolico in questione ed in seguito comparando, tra quelle individuate, la disponibilità e l'entità dei dati per le stazioni di Lavagnina, Gavi (Centrale), Lavezzene (Lago), Isoverde e Mignanego.
La scelta delle summenzionate stazioni è stata vincolata alla presenza di una serie storica di dati pluviografici sufficientemente estesa da essere rappresentativa a livello statistico ed a considerazioni circa il posizionamento della stazione stessa, in modo che fosse sufficientemente rappresentativa delle condizioni locali.
Nel caso specifico, tutte le stazioni sono posizionati a quote e distanza, rispetto al Parco Eolico, paragonabili tra loro il che le renderebbe pressoché equivalenti. I dati registrati in tutte queste stazioni sono stati utilizzati anche nella valutazioni del progetto VA.PI. dell'Italia Nord Occidentale a cura del CNR GNDCI, il che garantisce per tutte e cinque la consistenza.
Al fine di determinare la stazione maggiormente significativa, sulla base del progetto VA.PI., brevemente descritto nel seguito, sono state create le curve di possibilità pluviometriche valide per le cinque stazioni, scegliendo, infine, per la progettazione, la stazione di Lavagnina in quanto fornisce i valori maggiormente conservativi.
Poiché si è deciso di effettuare la stima delle portate mediante la formula razionale, si è valutato fin dall'inizio che i tempi di corrivazione dei bacini di interesse hanno durata inferiore all'ora, il che rende necessario estendere tali curve a durate nell'ordine dei minuti. Tale operazione è stata eseguita per mezzo della formula di Bell.

5.2 Determinazione di Curve di Possibilità Pluviometrica mediante la metodologia sviluppata dal progetto VA.PI. dell'Italia Nord Occidentale (Compartimenti di Parma e Genova).

Per quanto riguarda la sezione che concerne la pluviometria, il Progetto VA.PI. del Compartimento di Parma e Genova utilizza i dati osservati nelle stazioni pluviometriche e pluviografiche del S.I.M.N. fino al 1986, analizzando complessivamente un database 366 stazioni di misura (di cui 270 nel bacino padano e 96 in Liguria), con almeno 20 anni di osservazioni e numerosità media dei campioni di 34 anni.

La modellazione VA.PI. basa il suo fondamento teorico sulla stima di un fattore di crescita, che contempla le informazioni statistiche (tempo di ritorno e distribuzione di probabilità cumulata), da moltiplicarsi per un valore indice, che nel caso specifico assume l'andamento di una CCP standardizzata e riferita ad una determinata stazione.

Nel caso specifico, lo studio relativo alla pluviometria non è riuscito ad identificare sottozone omogenee nella quale applicare una comune parametrizzazione della curva di probabilità cumulata ma, in alternativa, valuta la distribuzione delle piogge da 1 a 24 ore per ogni stazione, in base all'ipotesi d'invarianza di scala, utilizzando la distribuzione generalizzata del valore estremo (GEV).

Secondo tale impostazione l'altezza di pioggia cumulata con tempo di ritorno T-ennale viene valutata con la seguente formula:

$$h_T(d) = m(d) \cdot K_T$$

Il fattore di crescita:

$$K_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{\kappa}\left(1 - e^{-k \cdot y_T}\right)$$

utilizza la distribuzione GEV secondo cui:

$$y_T = -\ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right)$$

è la variabile ridotta di Gumbel.

I parametri ε, α e K sono stati valutati per i siti in cui sono localizzate le stazioni pluviometriche e nel caso specifico della stazione di Lavagnina valgono rispettivamente 0.745, 0.288 e -0.241

Il valore indice m[h(d)], la cui formulazione è molto simile ad una CCP a due parametri, definisce come varia la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia su una fissata durata d [ore].

Per la zona in esame è stata adottata una espressione del tipo.

$$m[h(d)] = a_1 \cdot d^n .$$

In generale i parametri della precedente espressione sono stati valutati con regressione hai minimi quadrati nelle 366 stazioni di misura pluviografiche presenti sul territorio di competenza dei due Compartimenti. Per la stazione di Lavagnina a_1 vale 35.3 [mm/ore^n], mentre n vale 0.429.

Le seguenti tabelle rappresentano, per la stazione di Lavagnina, le variazioni della curva di crescita al variare del tempo di ritorno e delle altezza medie di pioggia al variare della durata critica dell'evento.

Stazione di Lavagnina		
T	**Y_T**	**K_T**
10	2.25	1.61
20	2.97	1.99
50	3.90	2.61
100	4.60	3.17
200	5.30	3.83

Tabella 5.1: Variabile di Gumbel e fattore di crescita al variare del tempo di ritorno

Stazione di Lavagnina				
Durata [ore]				
1	3	6	12	24
m[h(d)]				
35.3	56.6	76.1	102.5	138.0

Tabella 5.2: Variazione della media del massimo annuale al variare della durata dell'evento

La Tabella 5.3 e la Figura 5.1 riportano le CCP per le durate da una a ventiquattro ore calcolate col modello VA.PI. Nord Italia Occidentale.

	CPP-Stazione di Lavagnina				
	Durata [ore]				
	1	3	6	12	24
T	h(d)				
10	56.7	90.8	122.2	164.6	221.6
20	70.4	112.8	151.9	204.5	275.3
50	92.1	147.6	198.7	267.6	360.2
100	111.9	179.3	241.4	325.1	437.6
200	135.3	216.7	291.8	392.8	528.8

Tabella 5.3: Curve di Possibilità Pluviometrica per le piogge di durate comprese tra una e ventiquattro ore

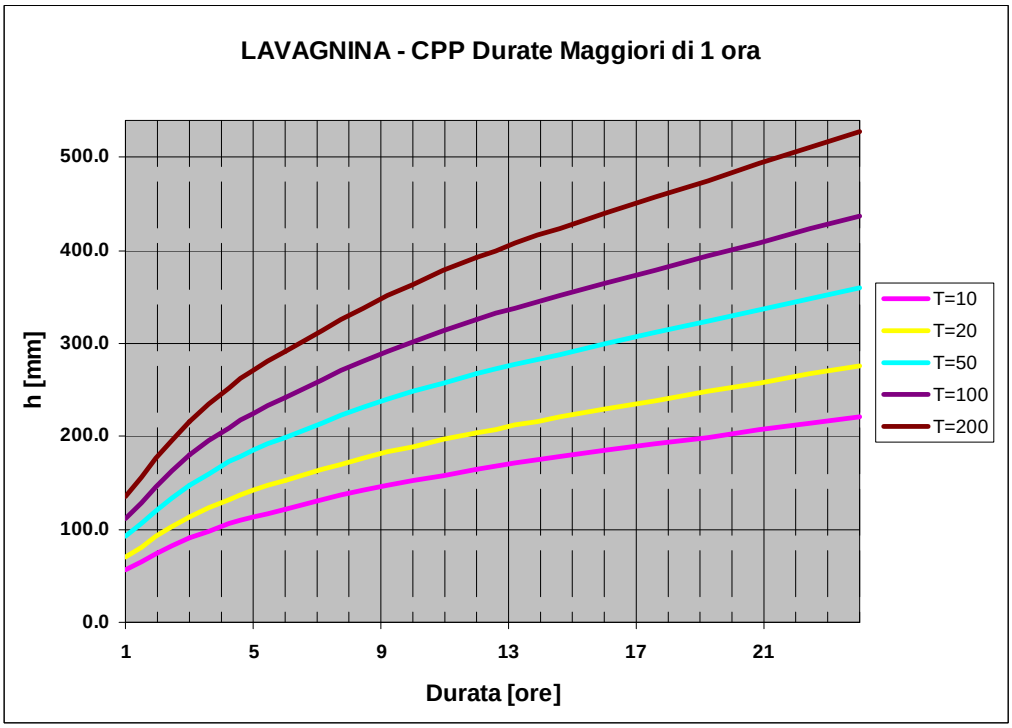


Figura 5.1: Curve di Possibilità Pluviometrica per durate di pioggia comprese tra una e ventiquattro ore

5.3 Determinazione delle curve di Possibilità Pluviometriche inferiori all'ora.

Come esposto nel paragrafo precedente, le curve di possibilità pluviometrica, proposte dal modello VA.PI., basano la loro consistenza statistica sullo studio di altezze di pioggia cumulate per durate variabile da un'ora a ventiquattro ore.
Nel caso specifico delle analisi in corso, essendo i bacini di dimensioni molto limitate, i relativi tempi di corrivazione risultano essere inferiori all'ora.
Se si ipotizzasse di estrapolare dalle curve proposte una durata d'evento molto inferiore a tale limite si commetterebbero errori di sovrastima dei valori che effettivamente possono verificarsi.

Per ovviare a ciò, si ritiene conveniente utilizzare la formula di Bell, di natura empirica ottenuta elaborando i dati di pioggia di brevissima durata registrati in USA ed Australia considerati come un unico campione.
La formula si basa sull'osservazione che questa tipologia di eventi meteorici sembra essere indipendente da fattori geografici; sotto tale ipotesi la formula risulta essere di validità generale.

La formula di Bell è la seguente:

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot d^{0.25} - 0.5$$

Si osserva che la formula considera come unico dato d'ingresso l'altezza di pioggia massima oraria per un determinato tempo di ritorno.

La Figura 5.2 propone le curve di possibilità pluviometriche per durate inferiori all'ora al variare del tempo di ritorno.

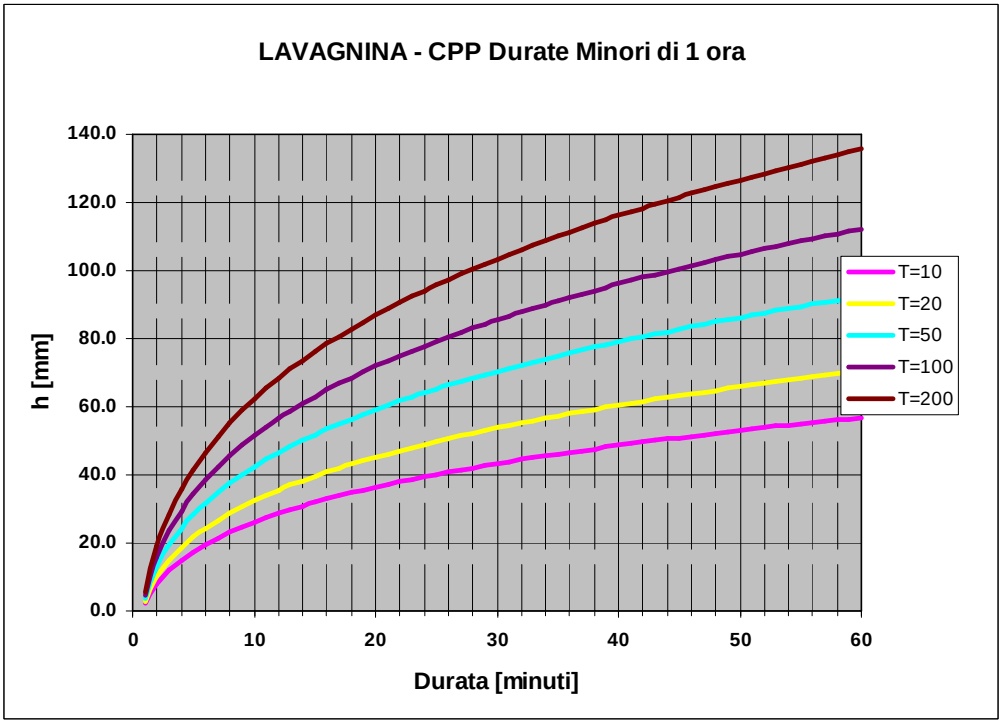


Figura 5.2: Curve di Possibilità Pluviometrica per durate inferiori all'ora calcolata mediante la formula di Bell

5.4 Valutazione delle portate per il dimensionamento della rete di drenaggio

Il presente paragrafo espone le metodologie e le ipotesi alla base della stima delle portate di dimensionamento e verifica della rete di drenaggio.
Il sistema, di cui nel seguito si propone l'analisi idrologica, è costituito da una serie di fossi di guardia che si sviluppano lungo le strade di accesso agli aerogeneratori e da una serie di tre attraversamenti posizionati sul crinale Ovest del Monte Alpe, che convoglieranno una volta realizzato il rilevato stradale, le acque del versante stesso, riversandole oltre la strada.

5.4.1 Afflussi del versante Ovest del Monte Alpe

Dall'analisi dei risultati delle modellazioni GIS e dallo studio della CTR del Piemonte, si osserva che sul lato Ovest del Monte Alpe si sviluppa un sistema di deflusso superficiale che coinvolge la strada, di prossima sistemazione, lungo il tratto A-B (vedi Tav. D.E36.86.00.047.00 Planimetria con Indicazione punti di recapito Regimazione Idraulica)

5.4.1.1 Analisi dei Bacini

In Figura 5.3 sono rappresentati i bacini di scolo in corrispondenza agli attraversamenti individuati; in Tabella 5.4 si riportano le caratteristiche morfologiche fondamentali per la stima del tempo di corrivazione.

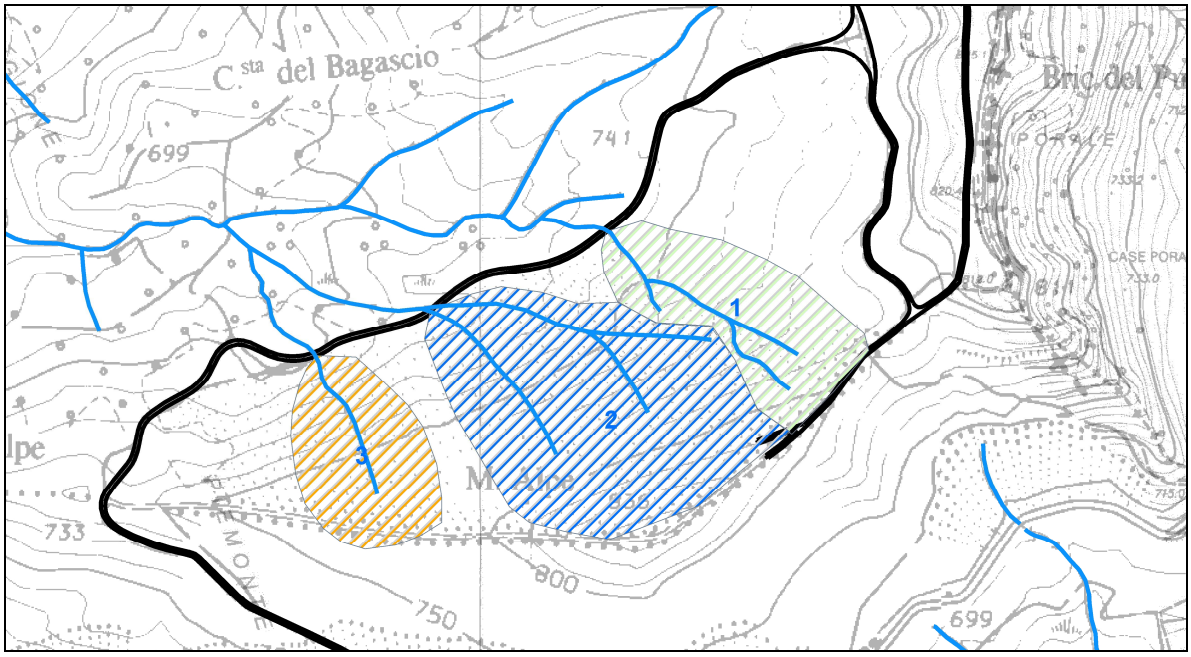


Figura 5.3: Bacini individuati lungo il versante Ovest del Monte Alpe

Nome Bacino	Area [km^2]	L [km]	φ
1	0.02989	0.303	0.8
2	0.06724	0.355	0.8
3	0.02412	0.218	0.8

Tabella 5.4: Dati geomorfologici dei bacini

Nella precedente tabella per ogni bacino si riporta il campo area che rappresenta la superficie del bacino considerato in km^2, L la lunghezza del percorso idrologicamente più lungo e φ il coefficiente di deflusso, ovvero la percentuale di deflusso meteorico che scorre superficialmente non infiltrandosi nel sottosuolo, dell'i-esimo bacino.

5.4.1.2 Stima della portata di colmo

La metodologia utilizzata, per il dimensionamento del reticolo drenante, stima la portata per via indiretta a partire dall'informazione pluviometrica, mediante applicazione della formula razionale:

$$Q_T = \phi \cdot \frac{S \cdot h_{tc,T}}{t_c \cdot 3.6}$$

dove:
Q_T = portata al colmo di tempo di ritorno T (m^3/s);
ϕ = coefficiente di deflusso (adimensionale);
S = area del bacino (km^2);
$h_{tc,T}$ = precipitazione di tempo di ritorno T e durata pari al tempo di corrivazione (mm);
t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

A tal riguardo il tempo di corrivazione è stimato a partire da una velocità di deflusso superficiale media ipotizzata pari a 10 cm/s, mantenuta costante sull'intero percorso idrologico. L'utilizzo su superfici così limitate delle formulazioni classiche di letteratura (Giandotti, ecc.) porta infatti a valori poco credibili.

Mediante la metodologia ed i valori esposti in precedenza si ottiengono le portate di colmo riportate nella tabella che segue.

Nome Bacino	T_c [Ore]	$h(\theta=T_c)$ [mm]	u_c [l/(s*ha]	Q_c [m^3/s]
1	0.561	108.3	429.335	1.28
2	0.986	134.9	304.37	2
3	0.605	111.7	410.25	0.98

Tabella 5.5: Riepilogo delle portate di deflusso dai bacini del versante a Ovest del Monte Alpe

Nella Tabella 5.5, T_c è il tempo di corrivazione in ore, h(θ=Tc) l'altezza di pioggia per il relativo tempo di corrivazione in mm, u_c il coefficiente udometrico in l/(s*ha) e Q_c la portate di colmo in m^3/s.

5.4.2 Stima dei deflussi derivanti dalle sistemazioni viabilistiche

Lo studio idrologico dei bacini, proposto nel seguito, valuta gli afflussi meteorici afferenti alle superfici del sistema viabilistico di accesso agli aerogeneratori.

A livello progettuale, per i tratti in trincea, si prevede di realizzare dei fossi di guardia a valle delle scarpate (per mezzo di canalette in terra) e di allontanare le acque nei tratti in rilevato per mezzo di embrici, che a loro volta raccolgono i deflussi per mezzo di canalette trapezie in terra con base e profondità 20 cm e scarpa pari ad 1.
Poiché i tratti viabilistici di progetto realizzati in rilevato risultano essere i più gravosi, nel seguito la stima e la verifica delle portate verrà limitata a queste aree .

Si individuano come punti di raccolta le zone a valle di un tratto in scavo, o comunque quelle aree in cui il tracciato stradale passa da scavo a rilevato.

Nella Tabella 5.6 si riportano le caratteristiche geometriche delle strade, ipotizzando in maniera conservativa, che il materiale con cui vengano realizzate le opere sia completamente impermeabile (φ=1) e che essendo gli scavi abbastanza limitati l'unica superficie drenante sia la strada stessa.
Nello sviluppo del sistema si è anche ipotizzato che il tempo di ingresso in rete (T_e) sia costante su tutti i bacini e che sia pari a tre minuti.

Tratto di Studio	Lunghezza [m]	Larghezza [m]	Area [ha]	φ	Te [min]	Pendenza [-]
AB1	36	4	0,0144	1	3	0,17
AB2	70	4	0,028	1	3	0,135
AB3	70	4	0,028	1	3	0,14

AB4	40	4	0,016	1	3	0,1
AB5	97	4	0,0388	1	3	0,18
AB6	90	4	0,036	1	3	0,18
AB7	40	4	0,016	1	3	0,065
AB8	43	4	0,0172	1	3	0,02
CD1	47,55	4	0,01902	1	3	0,027
CD2	50	4	0,02	1	3	0,011
CD3	42	4	0,0168	1	3	0,18
CD4	42	4	0,0168	1	3	0,065
CD5	67	4	0,0268	1	3	0,03
CD6	10	4	0,004	1	3	0,001
CD7	56	4	0,0224	1	3	0,07
CD8	27,75	4	0,0111	1	3	0,135
CD9	43,49	4	0,017396	1	3	0,059
EF1	17	4	0,0068	1	3	0,025
HG1	31	4	0,0124	1	3	0,096
HG2	72	4	0,0288	1	3	0,177
HG3	95	4	0,038	1	3	0,16
IL1	55	4	0,022	1	3	0,021

Tabella 5.6: Caratteristiche delle aree impermeabili della viabilità di accesso al sito eolico

Per il riferimento all'ubicazione dei tratti di studio si faccia riferimento alla Tavola D.E36.86.00.036.01 Profili Longitudinali Viabilità d'Impianto con Indicazione dei punti di recapito Regimazione Idraulica, che riporta con relativo tratto grafico le aree in cui si intende convogliare i deflussi.

Nella situazione specifica di progetto, i tratti dimensionati sono ipotizzati idraulicamente scollegati tra loro, in quanto a valle di ognuno vi è la zona di recapito finale.
Nel dettaglio, le zone di rilascio verranno scelte in maniera tale da poter sfruttare la situazione morfologica esistente, evitando quindi, dove possibile, la creazione di nuove vie preferenziali di deflusso.

La stima della portata è stata effettuata mediante la formula razionale già menzionata. Come precedentemente esposto si è scelto di dimensionare il sistema su portate con tempo di ritorno duecentennali.

Il tempo di corrivazione t_c è stato assunto pari alla somma del tempo di ingresso in rete, T_e, con il tempo di rete T_r, dato dalla seguente formulazione:

$$t_r = \frac{L}{1.5 \cdot V_r}$$

in cui L rappresenta la lunghezza del tratto in esame e V_r la velocità di deflusso nel fosso di guardia, nel caso di riempimento totale. Il parametro 1.5 rappresenta un valore di taratura del modello, come suggerito in letteratura.

Poiché la velocità di massimo riempimento è da calcolarsi ipotizzando la forma del fosso di guardia, se ne ipotizza una plausibile geometria salvo verificarne successivamente il reale riempimento.
Per la stima della velocità di riempimento si usa la seguente formulazione:

$$V_r = K_s \cdot R(h)^{\frac{1}{6}} \sqrt{R(h) \cdot i}$$

con:

h = altezza del fosso di guardia (m);
i = pendenza del fosso (adimensionale);
K_s = coefficiente di scabrezza del fosso ($m^{1/3}/s$);
R(h) = raggio idraulico del collettore (m);

ipotizzando valori dei coefficienti di scabrezza di 40 $m^{1/3}/s$.

Nel seguito si riportano i valori di predimensionamento dei fossi di guardia a forma trapezoidale e scarpa pari a uno per portate con tempo di ritorno di 200 anni, demandando al capitolo successivo la verifica delle condizioni idrauliche di funzionamento.

Tratto di Studio	Altezza [m]	Base [m]	Z	*i*	R_r	$V_{r,200}$ [m/s]	$\theta_{c,200}$ [min]	$Q_{c,200}$ [m^3/s]
AB1	0,2	0,2	1	0,17	0,104	3,66	3,1	0,023
AB2	0,2	0,2	1	0,135	0,104	3,26	3,2	0,044
AB3	0,2	0,2	1	0,14	0,104	3,32	3,2	0,044
AB4	0,2	0,2	1	0,1	0,104	2,81	3,2	0,025
AB5	0,2	0,2	1	0,18	0,104	3,76	3,3	0,060
AB6	0,2	0,2	1	0,18	0,104	3,76	3,3	0,056
AB7	0,2	0,2	1	0,065	0,104	2,26	3,2	0,025
AB8	0,2	0,2	1	0,02	0,104	1,25	3,4	0,027
CD1	0,2	0,2	1	0,027	0,104	1,46	3,4	0,030
CD2	0,2	0,2	1	0,011	0,104	0,93	3,6	0,031
CD3	0,2	0,2	1	0,18	0,104	3,76	3,1	0,026
CD4	0,2	0,2	1	0,065	0,104	2,26	3,2	0,026
CD5	0,2	0,2	1	0,03	0,104	1,54	3,5	0,041
CD6	0,2	0,2	1	0,001	0,104	0,28	3,4	0,006
CD7	0,2	0,2	1	0,07	0,104	2,35	3,3	0,035
CD8	0,2	0,2	1	0,135	0,104	3,26	3,1	0,017
CD9	0,2	0,2	1	0,059	0,104	2,16	3,2	0,027
EF1	0,2	0,2	1	0,025	0,104	1,40	3,1	0,011
HG1	0,2	0,2	1	0,096	0,104	2,75	3,1	0,020
HG2	0,2	0,2	1	0,177	0,104	3,73	3,2	0,045
HG3	0,2	0,2	1	0,16	0,104	3,55	3,3	0,059
IL1	0,2	0,2	1	0,021	0,104	1,29	3,5	0,034

Tabella 5.7: Parametri di predimensionamento idrologico-idraulico

Nella precedente tabella R_r e V_r rappresentano rispettivamente il raggio idraulico e la velocità di deflusso nella sezione nel caso di riempimento totale.
$\theta_{c,200}$ è la durata critica dell'evento, ovvero il tempo di corrivazione,che genera per un tempo di ritorno di 200 anni la portata di colmo $Q_{c,200}$.

6 OPERE IDRAULICHE

6.1 Tipologia e dimensionamento delle opere idrauliche di drenaggio superficiale

Il dimensionamento delle opere idrauliche riguarda le canalette di drenaggio che si sviluppano lungo le strade, deputate a scolare gli afflussi meteorici sulla viabilità, e tre attraversamenti stradali, volti a convogliare gli afflussi di versante che allo stato attuale riversano i relativi apporti su un tratto della strada A-B.

6.2 Criteri di verifica

Tutti i condotti di attraversamento ed i fossi di guardia in terra, sono verificati a moto uniforme mediante l'impiego della formula di Strickler:

$$Q(h) = K_s \cdot A(h) \cdot R(h)^{\frac{1}{6}} \cdot \sqrt{R(h) \cdot i}$$

con:
Q = portata (m^3/s)
A(h) = area bagnata (m^2);
Ks = coefficiente di scabrezza ($m^{1/3}/s$);
R(h) = raggio idraulico (m);
i = pendenza (adim).

6.3 Verifica del sistema di attraveramento nel tratto A-B

Sulla base dei dati idrologici dei bacini, e sulla stima delle portate di colmo, nella seguente tabella si riepilogano i dimensionamenti proposti per gli attraversamenti da realizzarsi mediante condotte in CLS; si è ipotizzato un coefficiente di scabrezza pari a 60 $m^{1/3}/s$.

Nome Bacino	Q_c [m^3/s]	Diametro [m]	i	V_r [m/s]	Q_r [m/s]	V_c [m/s]	Riemp.
1	1.28	1	0.01	2.38	1.87	2.64	65%
2	2	1.2	0.01	2.68	3.03	2.96	65%
3	0.98	1	0.01	2.38	1.87	2.54	55%

Tabella 6.1: Riepilogo delle grandezze idrauliche del sistema di tombature

Nella Tabella 6.1 V_r e Q_r rappresentano rispettivamente le velocità e le portate a pieno riempimento mentre V_c la velocità nella configurazione d'esercizio. Il campo "Riemp." esprime il rapporto tra il diametro adottato e l'altezza del tirante idrico all'interno della sezione.

Si osservi che i riempimenti risultano essere abbastanza conservativi; la scelta è stata fatta nell'ottica di poter diminuire la pendenza fino a allo 0.5% mantenendo dei riempimenti rispettivamente del 85% per il bacino 1, del 85% per il bacino 2 e del 70% per il bacino 3.

6.4 Verifiche idrauliche dei fossi di guardia

Lungo la rete viabilistica si sviluppa un sistema di fossi di guardia in terra, K_S=40 $m^{1/3}/s$, dimensionati per convogliare gli afflussi delle strade.
Tali opere verranno realizzate a valle delle scarpate sui tratti in trincea su entrambi i lati della strada della quale verrà mantenuta le pendenza.

La Tabella 6.2 riepiloga le grandezze idrauliche di verifiche dell'intero sistema.

Tratto di Studio	Altezza [m]	Base [m]	Z	i [-]	Q_c [m^3/s]	Q_c/Q_R	Riemp.	V [m/s]
AB1	0,2	0,2	1	0,17	0,022683	0,08	25%	2,36
AB2	0,2	0,2	1	0,135	0,043777	0,17	40%	2,32
AB3	0,2	0,2	1	0,14	0,043789	0,16	40%	2,32
AB4	0,2	0,2	1	0,1	0,025133	0,11	25%	1,61
AB5	0,2	0,2	1	0,18	0,060489	0,20	45%	2,70
AB6	0,2	0,2	1	0,18	0,056194	0,19	45%	2,51
AB7	0,2	0,2	1	0,065	0,025078	0,14	35%	1,61
AB8	0,2	0,2	1	0,02	0,026659	0,27	55%	0,89
CD1	0,2	0,2	1	0,027	0,030	0,25	50%	1,13
CD2	0,2	0,2	1	0,011	0,03057	0,41	65%	0,80
CD3	0,2	0,2	1	0,18	0,026442	0,09	30%	2,12
CD4	0,2	0,2	1	0,065	0,026317	0,15	40%	1,39
CD5	0,2	0,2	1	0,03	0,041266	0,34	60%	1,21
CD6	0,2	0,2	1	0,001	0,006194	0,28	55%	0,21
CD7	0,2	0,2	1	0,07	0,034966	0,19	45%	1,56
CD8	0,2	0,2	1	0,135	0,017499	0,07	25%	1,82
CD9	0,2	0,2	1	0,059	0,027221	0,16	40%	1,44
EF1	0,2	0,2	1	0,025	0,010696	0,10	30%	0,86
HG1	0,2	0,2	1	0,096	0,019515	0,09	30%	1,56
HG2	0,2	0,2	1	0,177	0,045093	0,15	40%	2,39
HG3	0,2	0,2	1	0,16	0,059202	0,21	45%	2,64
IL1	0,2	0,2	1	0,021	0,033895	0,33	60%	0,99

Tabella 6.2: Riepilogo delle grandezze di verifica della rete di drenaggio viabilistico

Dai dimensionamenti proposti si osserva che alcuni riempimenti sono volutamente bassi in quanto realizzare un sistema con dimensioni minori sarebbe costruttivamente molto complicato e di difficile manutenzione.
Poiché la strada avrà una canaletta su ogni lato, al fine di collegare idraulicamente le due linee, si realizzerà nel tratto finale di ogni fosso un bypass circolare in PVC con diametro interno 600 mm e pendenza 2 %.

Con riferimento al tratto di strada I-M (vedi Tav. D.E36.86.00.047.00 Planimetria con Indicazione punti di recapito Regimazione Idraulica), di cui non si modificheranno in maniera significativa le livellette, si ipotizza una sistemazione di impatto modesto e di semplice manutenzione per mezzo di canalette trapezie in terra con base ed altezza pari a 30 cm e inclinazione delle sponde a 45°.
Queste opere seguiranno l'attuale andamento del tracciato plano altimetrico conferendo ad intervalli regolari le acque in punti di raccolta e scarico. Come nel caso precedente ove si renderà necessario il collegamento idraulico tra i due lati della strada ciò verrà realizzato per mezzo di un condotto circolare in CLS con diametro intero di 600 mm.
Al fine di mantenere invariata la situazione idromorfologica si cercherà di posizionare, in fase realizzativa, tali punti lungo i naturali impluvi per mezzo di adeguati accorgimenti costruttivi.

6.5 Scelta delle zone di recapito

Come precedentemente esposto, la scelta del recapito finale del drenaggio delle strade, risponde alla necessità di non modificare la situazione geomorfologia e idrografica dei versanti interessati dalle nuove realizzazioni.

Secondo la stessa logica utilizzata per la viabilità di accesso agli aerogeneratori, anche le sistemazioni idrauliche delle piazzole avranno come punti di recapito gli impluvi naturali, già presenti sui versanti.

In Tav. D.E36.86.00.047.00 Planimetria con Indicazione punti di recapito Regimazione Idraulica si riporta la planimetria con indicati i recapiti della regimazione idraulica del sistema viabilistico e delle piazzole.

Il sistema di regimazione idraulico delle acque meteoriche delle piazzole è costituito da un insieme di fossi di guardia in terra, di forma trapezia, con base e altezza pari a 30 cm e scarpa pari a 1.
In Tav: D.E36.86.00.039.00 Piazzola Tipo si riportano le sezioni tipo delle piazzale e le relative sistemazioni proposte.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dallo studio eseguito con software GIS si può concludere che nella configurazione “ante operam” e “post operam” non si rilevano particolare differenze al regime delle acque superficiali.
A livello modellistico si riscontra una sostanziale sovrapposizione del reticolo naturale di deflusso principale nelle due situazioni analizzate.

Si rileva inoltre, che le strade di accesso delle piazzole degli aerogeneratori, poste sulle sommità dei crinali, non sono interessate dal reticolo idrografico superficiale in quanto non esistono bacini di dimensioni rilevanti nei quali si possano creare situazioni di deflusso significative.
Per le strade a mezza costa, come nel caso del tratto A-B, si rileva però la presenza di linee di deflusso (evidenziate anche sulla CTR del Piemonte) per la cui sistemazione sembra sensato ipotizzare, in questa fase di progettazione definitiva, una serie di tre attraversamenti per mezzo di condotti in CLS di adeguate dimensioni.
Tali opere, come anche i fossi di guardia, sono state dimensionate per un tempo di ritorno pari a duecento anni, garantendo quindi una notevole sicurezza nel dimensionamento.
Si consideri inoltre che le CPP impiegate nelle valutazioni risultano essere, a parità di tempo di ritorno, le più elevate tra quelle ottenibili dalle stazioni pluviografiche disponibili nella zona di Monte Porale.

Per quanto riguarda la regimazione delle acque nei tratti di strada in rilevato, verrà data una leggera pendenza verso valle alla carreggiata al fine di indirizzare i deflussi lungo gli impluvio naturali.
Verrà inoltre prevista una sistemazione per mezzo di cunette prefabbricate il CLS a forma trapezia al fine di garantire lo scolmamento di tali deflussi dal piano carrabile verso gli stessi impluvi naturali.

Per quanto riguarda i tratti di strada che non verranno interessati da sostanziali modifiche delle livellette, ovvero il tratto I-M, la regimazione sarà composta da fossi laterali di dimensione costante il cui tracciato plano altimetrico seguirà quello della strada. Tale regimazione verrà realizzata in maniera tale da non modificare l’attuale morfologia del reticolo idrografico.

7 TAVOLE

Nel seguito si riporta l'elenco delle tavole di riferimento del presente elaborato.

[1] Tav. D.E36.86.00.047.00 Planimetria con Indicazione punti di recapito Regimazione Idraulica
[2] Tavola D.E36.86.00.036.01 Profili Longitudinali Viabilità d'Impianto con Indicazione punti di recapito Regimazione Idraulica
[3] Tav: D.E36.86.00.039.00 Piazzola Tipo

8 BIBLIOGRAFIA

[1] Fondamenti di Costruzioni Idrauliche
Autori: Gianfranco Becciu, Alessandro Paoletti
Editore: Utet

[2] Valutazione delle Piene Italia Nord Occidentale, Estratto del Rapporto Nazionale VA.PI. con Aggiornamenti
Autori: Carlo De Michele e Renzo Rosso, U.O. n°18 presso il Politecnico di Milano
CNR GNDC Linea 1 – Rapporto di Sintesi sulla Valutazione delle Piene in Italia
Rapporto Regionale per il Compartimento di Parma e Genova

[3] Manuale Operativo di ArcGis 9.3.1