

1	PROGETTO REV 01	MR	08/21	
REV.	DESCRIZIONE E REVISIONE	Sigla	Data	Firma
		EMESSO		

PROGETTAZIONE	GVC s.r.l. Via della Pineta 1 - 85100 - Potenza email: info@gvcingegneria.it - website: www.gvcingegneria.it P.E.C: gvcsr@gigapec.it Direttore Tecnico: dott. ing. MICHELE RESTAINO Collaboratori GVC s.r.l. per il progetto: dott. ing. GIORGIO MARIA RESTAINO dott. ing. CARLO RESTAINO dott. ing. ATTILIO ZOLFANELLI	GEOLOGIA Dott. Geol. Vincenzo Cortese Geologo	 SERVIZI DI INGEGNERIA

Committente	VERDE 3 S.R.L.		
Comune	COMUNI DI LARINO - URURI - SAN MARTINO IN PENSILIS (CB)	COD. RIF	G/129/02/A/01/PD
Opera	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE PARI A 11.980,65 kWp DENOMINATO LARINO 6 - UBICATO IN LOCALITA' PIANE DI LARINO NEL COMUNE DI LARINO E IN LOCALITA' FORCONI NEL COMUNE DI URURI E SAN MARTINO IN PENSILIS	ELABORATO	FILE
Oggetto	PROGETTO DEFINITIVO VERSANTE E VERIFICA IDRAULICA	Categoria	N.°
		PD	Scala -----
		RT-02b	

Questo disegno è di nostra proprietà riservata a termine di legge e ne è vietata la riproduzione anche parziale senza nostra autorizzazione scritta



1. PREMESSA..... pag. 02

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....pag. 05

3. METODO PER LA STIMA DEI DEFLUSSI.....pag. 09

4. BACINO 1.....pag. 17

5. VERIFICA DI STABILITA DEL VERSANTE.....pag. 32

6. CONCLUSIONI.....pag. 45



1. PREMESSA

Il sottoscritto:

Geologo Vincenzo CORTESE, nato a Mugnano di Napoli (NA) il 28/12/1983 (C.F. **CRTVCN83T28F799C**) e residente in Bojano (CB) alla Via Gino di Biase n° 32, iscritto all'Albo Professionale dell'*Ordine dei Geologi della Regione Molise* al n° **155** - sez. A “**Geologi Specialisti**”,

con STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA è stato incaricato da ECAP SOLUTIONS di eseguire uno studio di carattere geologico-tecnico nel tenimento del Comune di LARINO (CB) a corredo del PROGETTO denominato “**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE PARI A 11.980,65 kWp DENOMINATO LARINO 6 – UBIcato IN LOCALITA' PIANE DI LARINO NEL COMUNE DI LARINO E IN LOCALITA' FORCONI NEL COMUNE DI URURI E SAN MARTINO IN PENSILIS**”.

È stato effettuato un primo sopralluogo per constatare lo stato di fatto della zona di studio.

Si specifica che gli studi di natura tecnico – idrogeologica sono stati riferiti all'opera nel suo complesso: il territorio indagato comprende, infatti, l'area adibita alla realizzazione dell'impianto fotovoltaico e delle opere di connessione.



Fig. 1: immagine satellitare dell'area di studio.

Dall'analisi della cartografia IGM, si rileva che il sito d'intervento è interessato dalla presenza di un reticolo idrografico; pertanto, in ottemperanza a quanto disciplinato nelle N.T.A. del Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'AdB di competenza, si è proceduto allo studio preliminare di carattere idrologico ed idraulico.

Partendo quindi dalla delimitazione dei bacini idrografici nonché dalle determinazioni idrologiche – probabilistiche della portata di piena, attesa con diversi tempi di ritorno (30, 200, 500 anni), si è proceduto alla “*Modellazione idraulica del corso d'acqua*”, simulando la propagazione dell'onda di piena nell'alveo e **determinando l'altezza che il livello idrico potrebbe raggiungere nelle varie sezioni dello stesso.**



STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA



Lo studio idrogeologico ed idraulico è stato così strutturato:

1. STUDIO MORFOLOGICO E LITOLOGICO DEL BACINO SOTTESO CON LA CARATTERIZZAZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO;
2. QUANTIFICAZIONE IDROLOGICA DEI DEFLUSSI;

PAGINA 4 di 47

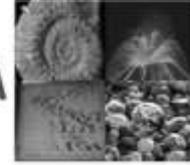
STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA

GEOLOGO VINCENZO CORTESE

INDIRIZZO: VIA BARCELLONA N° 20 - 86021 BOJANO (CB)

TELEFONO: 0874/783120 FAX: 0874/773186 MOBILE: 328.6429991

E-MAIL: vincenzocortese@live.it



2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in studio è ubicata in destra idraulica del Torrente Cigno.

È presente un reticolo idrografico superficiale con una serie di fossi di ruscellamento tributari con alvei secchi per gran parte dell'anno. Le acque superficiali che scorrono lungo i versanti, se non regimate, esercitano un modellamento degli stessi con l'erosione e con processi di imbibizione dei termini più allentati delle porzioni superficiali.



Fig. 2: identificazione del bacino idrografico strettamente connesso alle opere.



L'individuazione del bacino idrografico è stata ottenuta attraverso la ricostruzione del modello digitale del terreno (DTM) facendo riferimento ai dati cartografici informatizzati reperibili dal portale:

<http://www.sinanet.isprambiente.it/it/sia-ispra/download-mais/dem20/view>

Con l'utilizzo di software tipo GIS è stato possibile determinare i bacini idrografici sottesi alle porzioni di reticolo oggetto del presente studio.



Fig. 3: DEM- WFS del portale

<http://www.sinanet.isprambiente.it/it/sia-ispra/download-mais/dem20/view>.

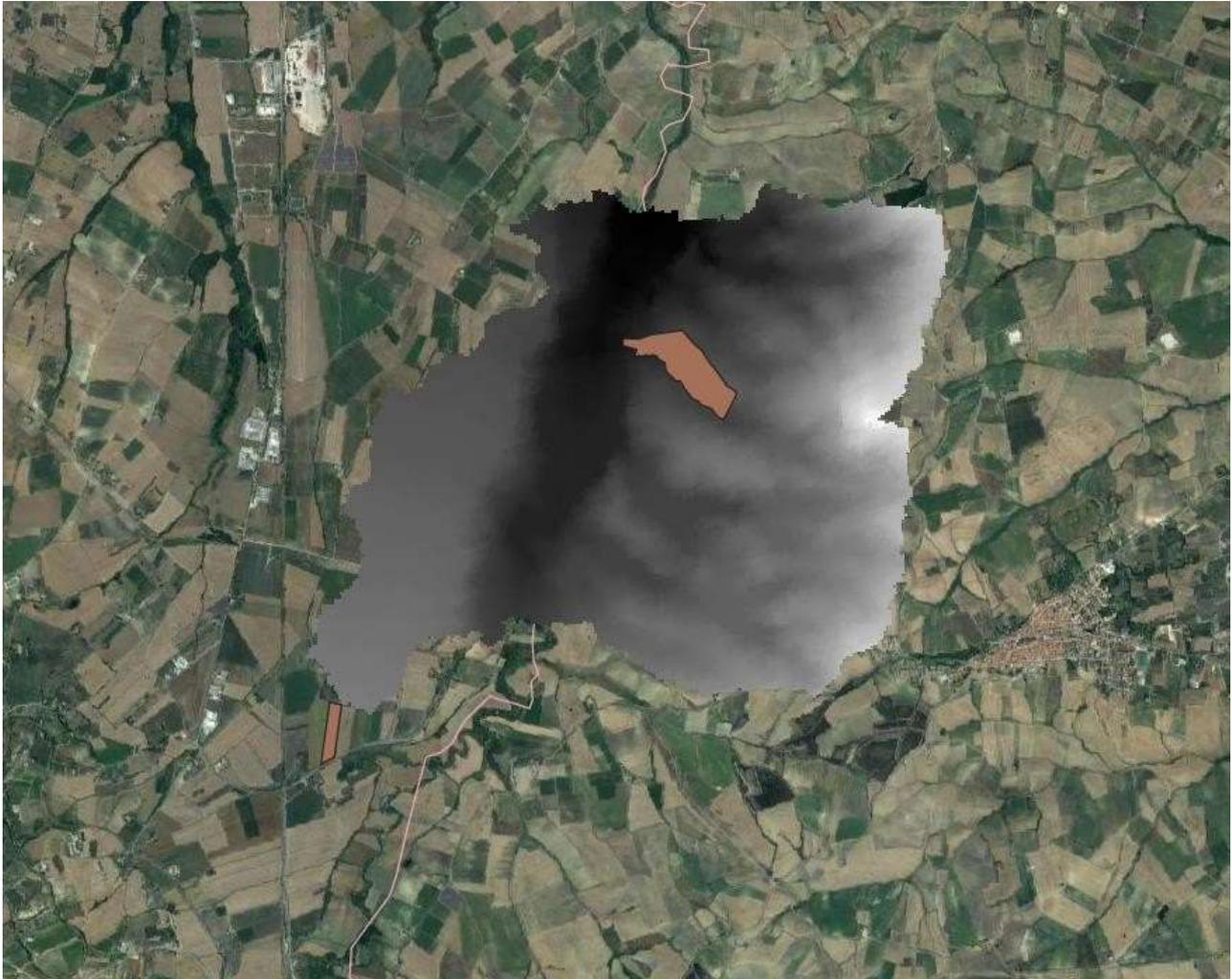


Fig. 4: individuazione del bacino connesso all'area oggetto di studio.



3. METODO PER LA STIMA DEI DEFLUSSI

Per la determinazione delle portate al colmo di piena si è proceduto alla stima delle stesse, utilizzando il *Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN) method*.

Di seguito si espongono le risultanze e le considerazioni emerse dallo studio effettuato.

CALCOLO DELLE PORTATE - METODO RUNOFF CURVENUMBER

Secondo il metodo, la stima del deflusso superficiale è effettuata come differenza fra volumi di precipitazione e perdite; in queste ultime si inglobano oltre alle perdite per infiltrazione anche quelle per intercettazione da parte delle piante, per accumulo sulle depressioni superficiali e per l'imbibimento iniziale del terreno.

I parametri di tale modello sono stati calibrati sulla scorta di prove di laboratorio e di misure di campo su un gran numero di bacini di diverse dimensioni negli Stati Uniti in relazione con i diversi tipi pedologici e di uso del suolo di ciascun bacino.



Il volume di deflusso V (netto) si esprime come:

$$V = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)}$$

in cui:

P : *Volume di precipitazione lorda*

$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$: *Massimo volume di saturazione del terreno*

CN è legato a:

- *tipologia litologica del suolo*
- *uso del suolo*
- *grado di umidità del suolo prima dell'evento meteorico esaminato*
- *stagione vegetativa.*

Il metodo CN consente la ricostruzione dell'idrogramma di piena in corrispondenza di un dato evento di pioggia o, più semplicemente, consente la determinazione del valore di portata al colmo di piena, attraverso la relazione:

$$Q = 0,208 \cdot \frac{V \cdot A}{ta}$$

I fattori indicati rappresentano:

V : Volume di deflusso netto in mm (espressione precedente)

A : Area del bacino in km^2 ,

ta : durata della fase crescente dell'idrogramma di piena in ore.



Per la valutazione di t_a si utilizza la relazione sperimentale:

$$t_a = \frac{t_L}{0,9}$$

Nella quale t_L è il tempo di ritardo del bacino che può essere determinato in base alla relazione di Mockus:

$$t_L = 0,342 \frac{L^{0,8}}{s^{0,5}} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}$$

Dove:

- L = lunghezza dell'asta principale in km;
- s = è la pendenza del bacino espressa in%

La pioggia critica P , ovvero la pioggia che massimizza la portata al colmo di piena in corrispondenza di un assegnato periodo di ritorno T , si determina come la pioggia avente durata pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando le curve di possibilità pluviometrica; anche per tale durata, il metodo propone una relazione sperimentale

$$\frac{t_L}{t_c} = 0,6$$



Il metodo propone quattro gruppi idrologici di suolo (V. Ferro, “*La sistemazione dei bacini idrografici*” 2006):

TIPO IDROLOGICO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<u>Bassa capacità di formazione del deflusso.</u> Suoli con elevata infiltrabilità anche in condizioni di completa saturazione. Si tratta di sabbie o ghiaie profonde molto ben drenate. La conducibilità idrica alla saturazione è elevata
B	<u>Suoli con modesta infiltrabilità se saturi</u> Discretamente drenati e profondi, sono caratterizzati da una tessitura medio-grossa e da una conducibilità idrica non molto elevata
C	<u>Suoli con bassa infiltrabilità se saturi</u> Sono per lo più suoli con uno strato che impedisce il movimento dell'acqua verso il basso (a drenaggio impedito) oppure suoli con tessitura medio-fine a bassa infiltrabilità. La conducibilità idrica è bassa
D	<u>Suoli ad elevata capacità di formazione del deflusso</u> Appartengono a questo gruppo i suoli ricchi di argilla con capacità rigonfianti, i suoli con uno strato di argilla presso la superficie, i suoli poco profondi su substrati impermeabili. La conducibilità idrica è estremamente bassa.
Classificazione dei suoli in base alle potenzialità di formazione del deflusso superficiale	



CLASSI AMC (ANTECEDENT MISTURE CONDITION)

Per tener conto dello stato iniziale di umidità del suolo, sono state individuate tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali di umidità (AMC) a seconda del valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico e della stagione vegetativa:

Periodo vegetativo	Riposo vegetativo	Classe AMC
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento < 35 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento < 13 mm	Classe I (Secca)
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento 35 mm ÷ 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento 13 mm ÷ 28 mm	Classe II (Media)
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento > 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento > 28 mm	Classe III (Umida)
Classi di AMC (fonte: V. Ferro – La sistemazione dei bacini idrografici – 2006)		

In base all'uso del suolo, è proposta la seguente classificazione (fonte: V. Ferro “*La sistemazione dei bacini idrografici*” 2006):



Destinazione	Sistemazione	Condizione idrica	CLASSE DI SUOLO			
			A	B	C	D
Incolto			77	86	91	94
Coltivazioni in filari	Rittochino	Povera	72	81	88	91
		Buona	67	78	85	89
	Girapoggio	Povera	70	79	84	88
		Buona	65	75	82	86
	Terrazzato	Povera	66	74	80	82
		Buona	62	71	78	81
Cereali da granella	Rittochino	Povera	65	76	84	88
		Buona	63	75	83	87
	Girapoggio	Povera	63	74	82	85
		Buona	61	73	81	84
	Terrazzato	Povera	61	72	79	82
		Buona	58	70	78	81
Prati di leguminose o a rotazione	Rittochino	Povera	66	77	85	89
		Buona	58	72	81	85
	Girapoggio	Povera	64	75	83	85
		Buona	55	69	78	83
	Terrazzato	Povera	63	73	80	83
		Buona	51	67	76	80
Prato permanente		Buona	30	58	71	78
Boschi		Povera	45	66	77	83
		Discreta	36	60	73	79
		Buona	25	55	70	77
Strade sterrate			74	84	90	92
Superfici impermeabili e superfici d'acqua			100	100	100	100

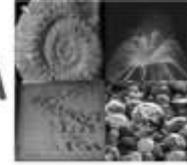


DETERMINAZIONE DEL CN

Classificazione in base alla geolitologia	Classificazione in base all'Uso del Suolo	CN(II)
Depositi alluvionali eterogenei CLASSE DI PERMEABILITÀ ELEVATA CLASSE DI SUOLO A	OLIVETI (Superfici coltivate in filari)	72
	AREE AGRICOLE CESPUGLIATE (Boschi, condizione idrica discreta)	36
	CEDUI CASTANILI DA FRUTTO (Boschi, condizione idrica discreta)	36
Depositi alluvionali eterogenei CLASSE DI PERMEABILITÀ ELEVATA CLASSE DI SUOLO A	OLIVETI (Superfici coltivate in filari)	81
	AREE AGRICOLE CESPUGLIATE (Boschi, condizione idrica discreta)	---
	CEDUI CASTANILI DA FRUTTO (Boschi, condizione idrica discreta)	---
Valori del CN (II) - Curve Number in condizioni medie di umidità		67,44

Ai fini del calcolo delle portate di verifica, a vantaggio di sicurezza, si assumono condizioni elevate di umidità del suolo; pertanto, il parametro CN corrisponde al CN (III):

$$F_{III} = 3,4212 - 1,1999 \log \text{CN(II)} = 1,23 \text{ (Fattore di correzione per condizione umida).}$$



ANALISI IDRAULICA

L'analisi è stata effettuata utilizzando il software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System). L'Hec-Ras è un modello di calcolo monodimensionale che consente la simulazione dei flussi idrici ed il calcolo del profilo del pelo libero della corrente.

Il lavoro si è articolato come di seguito indicato:

1. input dei dati geometrici;
2. inserimento dei dati inerenti alle portate di verifica;
3. definizione delle condizioni al contorno;
4. esecuzione della modellazione.

Si riporta di seguito il tracciato geometrico, il profilo longitudinale e le sezioni caratteristiche del tratto di canale analizzato dell'impiuvio.

Per tutte le sezioni esaminate è stato assunto come coefficiente di Manning pari a 0.035 scaturito dallo studio analitico dei luoghi eseguito secondo l'equazione di Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad \text{dove:}$$

- n_0 = la quota parte di scabrezza corrispondente ad un alveo rettilineo con andamento uniforme regolare;
- n_1 = il valore aggiuntivo che tiene conto della irregolarità della superficie dell'alveo;
- n_2 = il contributo alla scabrezza dovuto alle variazioni di forma e dimensioni delle sezioni trasversali lungo il tratto in esame;
- n_3 = il valore tiene conto di ostruzioni quali detriti, alberi morti, ecc;
- n_4 = il contributo dovuto alla presenza di vegetazione;
- m_5 = un fattore di correzione per alveo meandriforme;

I coefficienti di espansione e contrazione assunti, sono compresi tra 0,1 e 0,3 (infatti, non ci sono bruschi cambiamenti di sezione).



4. BACINO 1



Fig. 5: indicazione del bacino idrografico.



Caratteristiche morfometriche del bacino 1

Il **Bacino 1** sotteso dalla sezione di chiusura considerata occupa un'area di circa 10 km². L'asta fluviale principale ha una lunghezza complessiva di circa 33343 m, con una direttrice di sviluppo orientata nella prima parte SE/NW e nel tratto medio e finale orientata SW/NE.

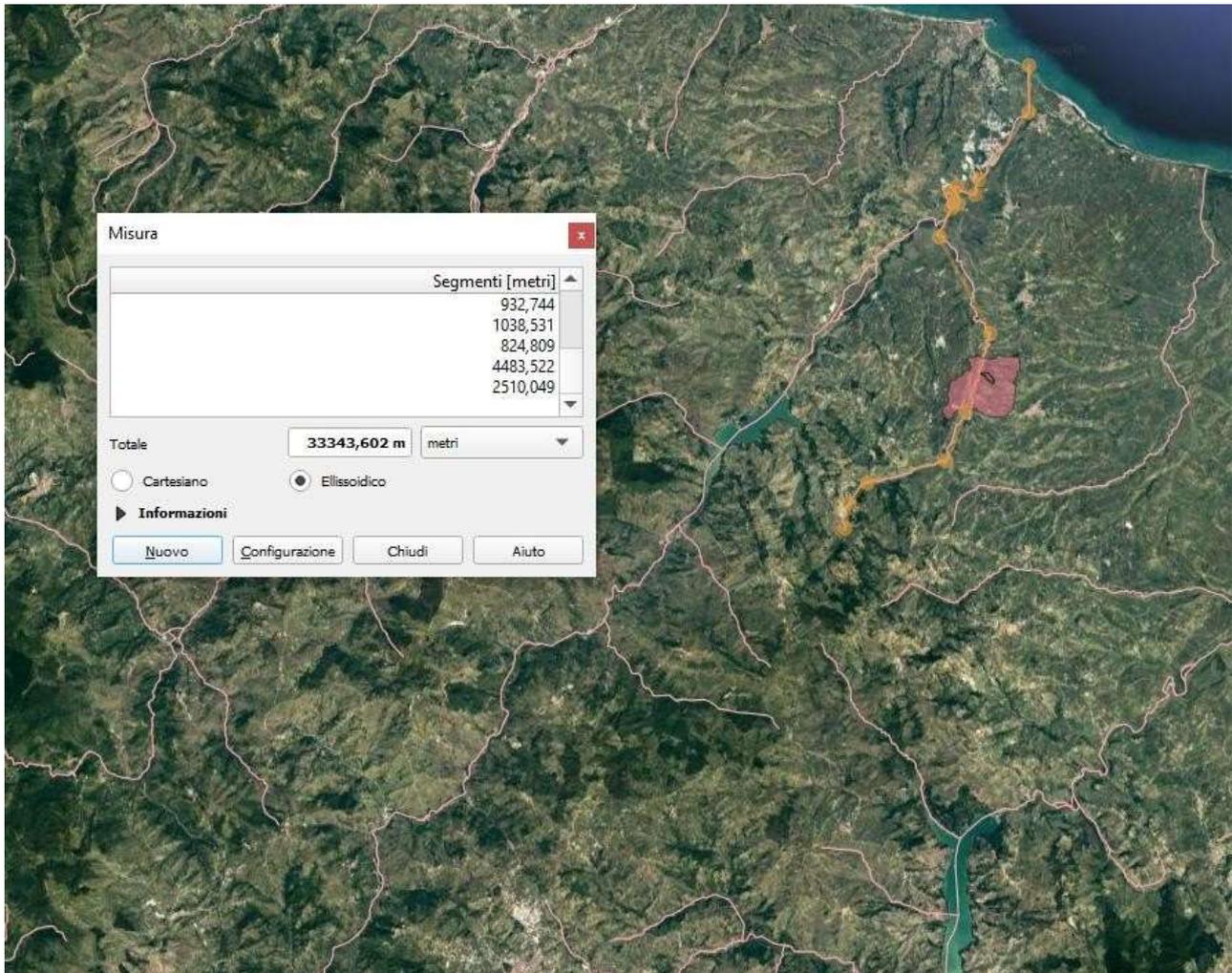


Fig. 6: determinazione della lunghezza dell'asta principale.



La morfometria costituisce una elaborazione dei dati relativi alla topografia del bacino da cui ricavare indici morfologici utili alla definizione della risposta idrologica dello stesso bacino (formazione dei deflussi) a seguito di un evento precipitativo.

Gli elementi considerati possono essere classificati sulla base delle proprietà lineari, di quelle areali e di quelle di rilievo.

Le proprietà lineari sono quelle che attengono al drenaggio e quindi ai caratteri (lunghezza, numero di rami ecc.) della rete fluviale.

Le proprietà areali sono invece utilizzate per definire le superfici di alimentazione cioè per esprimere alcune peculiarità dei versanti. Le proprietà del rilievo, infine, servono a caratterizzare il bacino dal punto di vista altimetrico e ad esprimere il rapporto tra le dimensioni verticali e le proprietà lineari e areali. Tutte le sopracitate proprietà vanno riferite ad una sezione, detta di “chiusura”.

I principali parametri morfometrici sono stati desunti dall’analisi del modello digitale del terreno (Digital Terrain Model, D.T.M.), ricavando i parametri utili all’analisi idraulica successiva integrando tali informazioni con rilievi puntuali.

Si può osservare di seguito l’estensione del bacino e le relative aste drenanti individuate e le relative pendenze dei versanti presenti utili alla ricostruzione del profilo longitudinale dell’asta idrica principale e delle aste affluenti.

I principali dati morfometrici del bacino idrografico sotteso alla sezione di chiusura considerata sono così riassunti nella tabella seguente:



BACINO 1			
Superficie del bacino	A	10	Km ²
Lunghezza percorso idraulico principale	L	3338	m
Pendenza media bacino	P	0.05	m/m
Altitudine media bacino	H_m	96	m (s.l.m.)
Altitudine massima bacino	H_{max}	303	m (s.l.m.)
Altitudine minima bacino	H_{min}	199.5	m (s.l.m.)



Fig. 7: DTM dell'area del bacino 1



Analisi idrologica del bacino 1

Per il bacino si riporta di seguito la tabella con le principali caratteristiche geomorfologiche ed i principali parametri di riferimento utilizzati per la definizione delle portate di progetto.

BACINO 1		
Area =	10	(area bacino in km ²)
slope (s) =	0.05	(pendenza del bacino espressa in m/m)
L =	3338	(lunghezza asta principale espressa in m)
CNII =	88.15	Curve Number
CNIII =	95.83	

Per quanto attiene la stima del CN (Curve Number) da utilizzarsi per il calcolo delle portate di piena, si è utilizzata la formula relativa alla media pesata tra le aree in relazione alla loro uso del suolo. A fini cautelativi, il gruppo idrologico considerato è il Tipo C, a permeabilità medio bassa in quanto su tutto il bacino idrografico affiorano litologie riferibili ad argille sabbiose e sabbie limose.

L'analisi della distribuzione delle coperture vegetali è sintetizzata nella seguente tabella utilizzata per il calcolo del CN.



STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA



id	TIPO DI COPERTURA	TIPO DI SUOLO		CN II	CN I	CN III
		CN	AREA (mq)			
	TERRENO COLTIVATO			88.1505	75.8656	95.8306
1	Senza trattamento di conservazione	88	10000000			
2	Con interventi di conservazione	78	0			
	TERRENO DA PASCOLO					
3	Cattive condizioni	86	0			
4	Buone condizioni	74	0			
	PRATERIE					
5	Buone condizioni	71	0			
	TERRENI BOSCOSI O FORESTATI					
6	Terreno sottile, sottobosco povero senza foglie	77	0			
7	Sottobosco e copertura buoni	70	0			
	SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI					
8	Buone condizioni con copertura erbosa	74	0			
9	Condizioni normali, copertura erbosa intorno al 50%	79	0			
10	AREE COMMERCIALI	94	0			
11	DISTRETTI INDUSTRIALI	91	0			
	AREE RESIDENZIALI					
12	Impermeabilità media	90	0			
13	65	83	0			
14	38	81	0			
15	30	80	0			
16	25	79	0			
17	PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI	98	0			
	STRADE					
18	Pavimentate	98	152833			
19	Inghialate	89	0			
20	In terra battuta	87	0			
			10152833		10.15	

Il CN calcolato è il seguente:

CN II = 85.15



Dal calcolo del CN (II), ovvero in condizioni A.M.C. II (condizioni medie che prevedono precipitazioni comprese tra 35 e 53 mm nei precedenti 5 giorni nel caso del periodo vegetativo e precipitazioni comprese tra 13 e 28 mm nei cinque giorni precedenti nel caso del periodo di riposo vegetativo), ci si è calcolato il fattore di correzione (FIII) per rapportare il CN (II) alla condizione più critica CN (III) a favore di sicurezza che prevede condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento di progetto con precipitazioni maggiori di 53 mm di pioggia nei 5 giorni precedenti durante il periodo vegetativo e precipitazioni maggiori di 28 mm di pioggia durante il periodo di riposo vegetativo.

Ad ogni modo, per il calcolo delle portate di progetto è stato utilizzato il CN II in quanto, essendo il bacino idrografico molto esteso, diventa poco realistico che si realizzi l'imbibizione completa del terreno su tutto il bacino come ipotizzato nel CN III.



Determinazione della portata di progetto Q_p

Moto uniforme. Se si ipotizza un flusso con velocità, densità e pressione costanti in tutti i punti della sezione e per tutto l'intervallo di tempo considerato. E' una condizione prettamente teorica alla quale tuttavia si approssimano certi canali artificiali o certe condotte idrauliche. Il calcolo della portata di progetto viene fatto generalmente con l'equazione di Manning - Strickler:

$$Q_p = A^{5/3} B^{-2/3} n^{-1} i_f^{1/2}$$

Dove:

A è l'area della sezione bagnata posta pari a 75 mq

B è il contorno bagnato posto pari 75 m

n è il coefficiente di Manning posto pari a 0.035

i_f è la pendenza del fondo posto pari a 1.01

$$Q_p = 67.56 \text{ mc/sec}$$



Determinazione della sezione bagnata A

A scopi cautelativi la determinazione di A in questo caso è affetta del DEM a risoluzione 20 m.

In questi casi a scopi cautelativi ci si pone nella condizione maggiormente peggiorativa. Per questo motivo si è scelto di considerare l'alveo a distanza 15 m dall'opera.

$A=75 \text{ mq}$

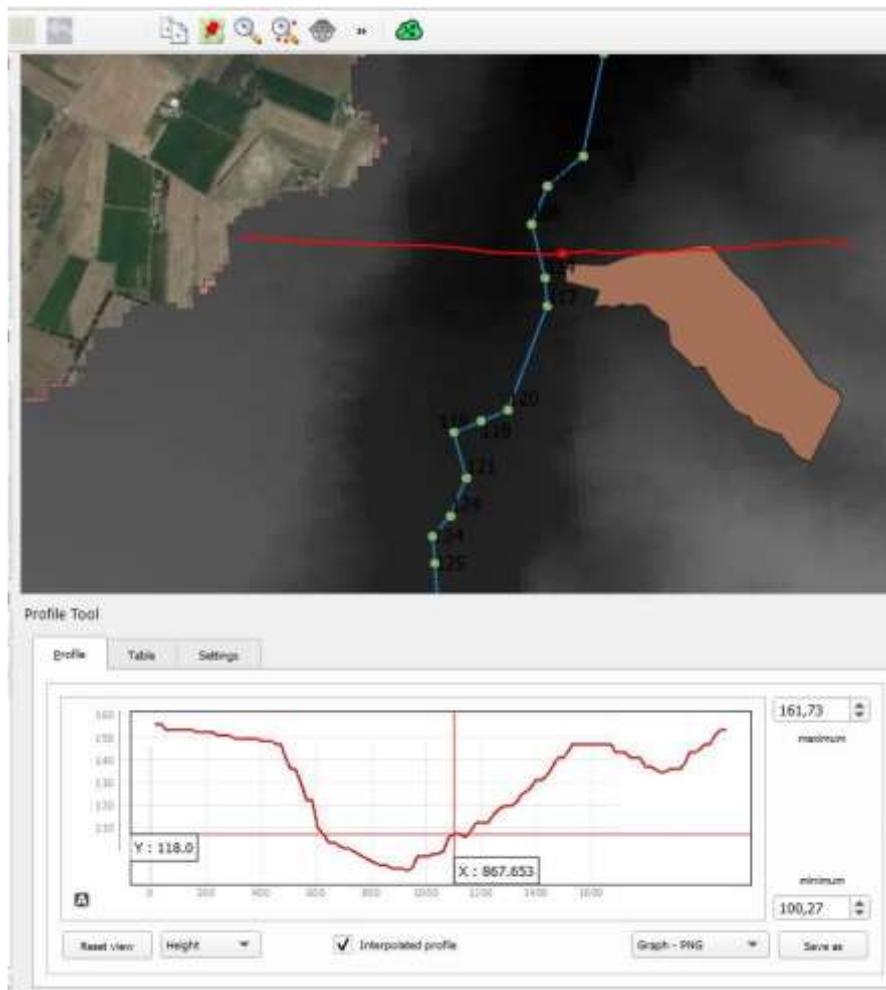


Fig. 9: dati geometrici dell'asta fluviale.



Determinazione della pendenza del fondo i_f

Per determinare il valore i_f (pendenza del fondo) si è estrapolata dal DEM la seguente mappa.

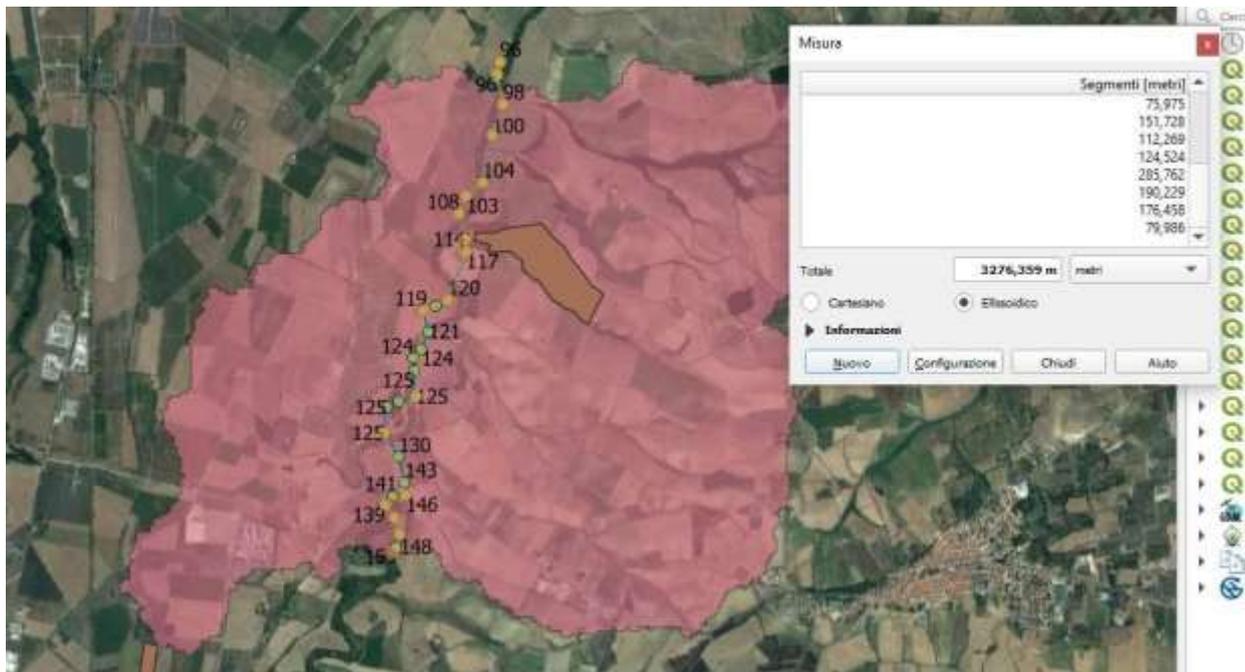


Fig. 10: dati geometrici dell'asta fluviale con indicazione della quota a monte e quella a valle.

$$I_f (m/m) = DH/DL = (155-96)/3276 = 0.01$$

$$Dh = 59 \text{ m}$$

$$DL = 3276$$



STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA



Determinazione della portata di colmata Q_{max}

Per la modellazione idrologica è sarà calcolata la portata alla sezione di chiusura considerata per il bacino 1 in funzione del tempo di ritorno (T_r) pari a 30, 200 e 500 anni ed è sarà utilizzato, a fini di sicurezza, il medesimo valore di portata anche per le sezioni posizionate in corrispondenza dell'area interessata dal progetto, a monte della sezione di chiusura considerata. I valori delle portate che si calcoleranno saranno sintetizzati i dati della tabella seguente. utilizzando il CN II. Le specifiche del calcolo, illustrate metodologicamente nel capitolo 3, sono riportate nella tabella seguente. **Si riporta di seguito quanto indicato per la regione Molise**

Rif.: Regione Molise – Studio del Rischio Idrogeologico nella Regione-Europrogetti & Finanza – Suggest – Physis.



PAGINA 26 di 47

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA

GEOLOGO VINCENZO CORTESE

INDIRIZZO: VIA BARCELLONA N° 20 - 86021 BOJANO (CB)

TELEFONO: 0874/783120 FAX: 0874/773186 MOBILE: 328.6429991

E-MAIL: vincenzocortese@live.it



Determinazione della Portata Q (mc/s) con Tr = 30/200/500 anni

Le portate di piena valutate nelle sezioni di interesse costituiscono un campione di valori di una grandezza per la quale è evidente l'esistenza di una correlazione positiva con l'area del bacino idrografico sotteso. Tale osservazione ci permette di poter derivare curve inviluppo, ossia semplici relazioni sperimentali tra portata al colmo ed area del bacino che forniscono in via speditiva una stima approssimata per eccesso della portata al colmo per qualunque corso d'acqua della Regione a qualunque sezione di chiusura; per l'esattezza, la stima con le curve inviluppo è da intendersi come quella di valore più basso tra tutte quelle per eccesso. Le curve sono state differenziate, oltre che per tempo di ritorno, per bacino idrografico in modo da tener conto delle diversità climatiche e di risposta del bacino.

Per i bacini del Biferno e Sinarca:	Q = 13 A 0.67 per Tr = 30 anni
	Q = 18 A 0.67 per Tr = 100 anni
	Q = 22 A 0.67 per Tr = 200 anni
Per i bacini del Fortore e Saccione:	Q = 14 A 0.70 per Tr = 30 anni
	Q = 20 A 0.70 per Tr = 100 anni
	Q = 25 A 0.70 per Tr = 200 anni
Per il bacino del Sangro:	Q = 7 A 0.67 per Tr = 30 anni
	Q = 11 A 0.67 per Tr = 100 anni
	Q = 14 A 0.67 per Tr = 200 anni
Per il bacino del Trigno:	Q = 14 A 0.63 per Tr = 30 anni
	Q = 20 A 0.63 per Tr = 100 anni
	Q = 24 A 0.63 per Tr = 200 anni
Per il bacino del Volturno:	Q = 3.5 A 0.80 per Tr = 30 anni
	Q = 5.5 A 0.80 per Tr = 100 anni
	Q = 7.0 A 0.80 per Tr = 200 anni

PAGINA 27 di 47

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA

GEOLOGO VINCENZO CORTESE

INDIRIZZO: VIA BARCELLONA N° 20 - 86021 BOJANO (CB)

TELEFONO: 0874/783120 FAX: 0874/773186 MOBILE: 328.6429991

E-MAIL: vincenzocortese@live.it



NELLO SPECIFICO PER IL CALCOLO DELLA PORTATA DI COLMATA CONSIDERIAMO LA CURVA DI INVILUPPO BIFERNO E MIONORI DI SEGUITO RIPORTATA PER I TEMPI DI RITORNO 30-200-500 ANNI.

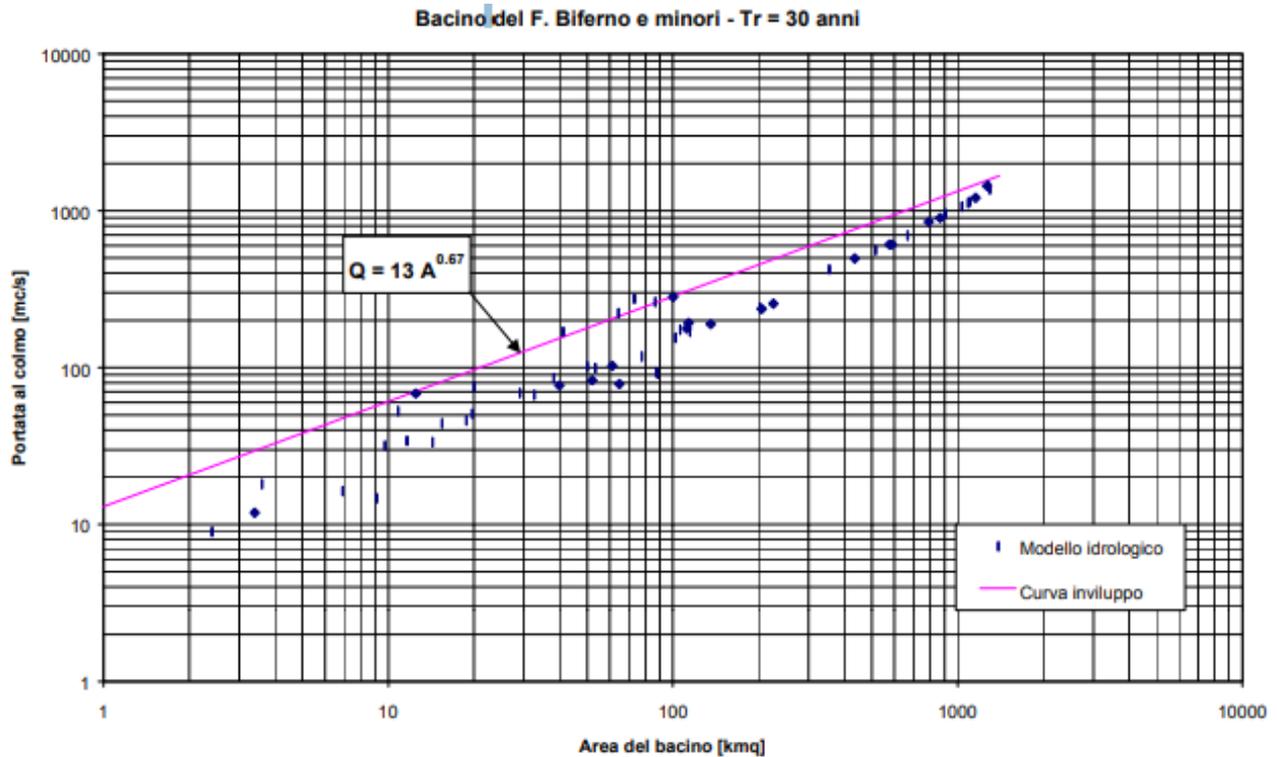
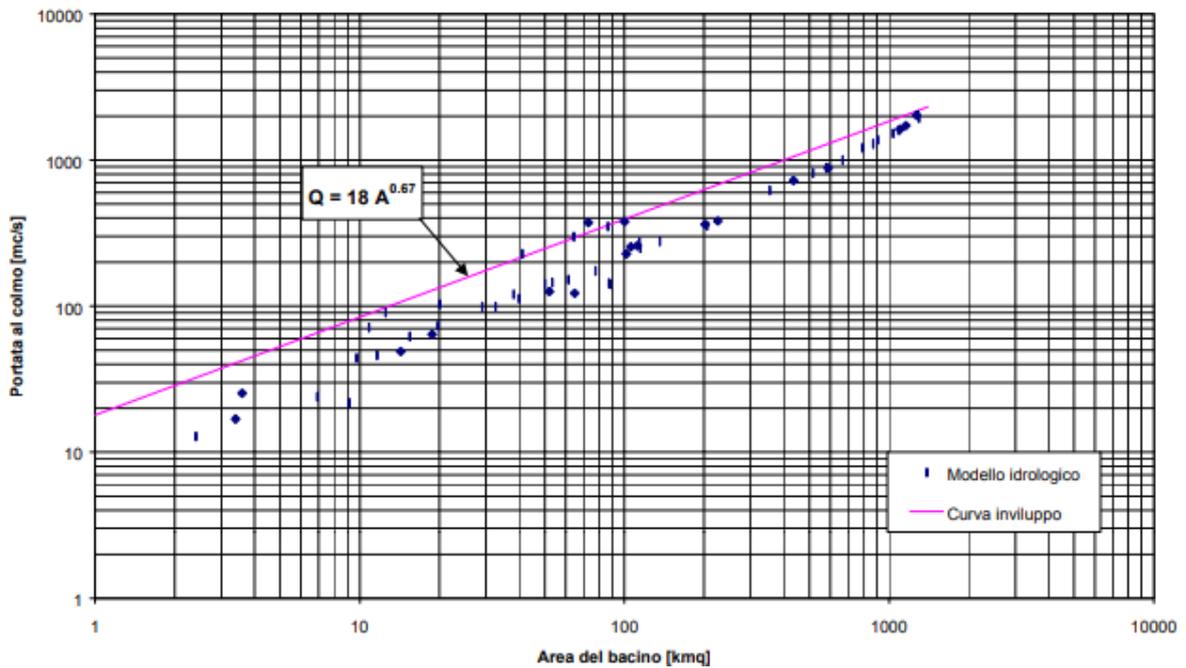


FIGURA – Curva inviluppo per il bacino del Biferno Tr = 30 anni



Bacino del F. Biferno e minori - Tr = 100 anni



Bacino del F. Biferno e minori - Tr = 200 anni

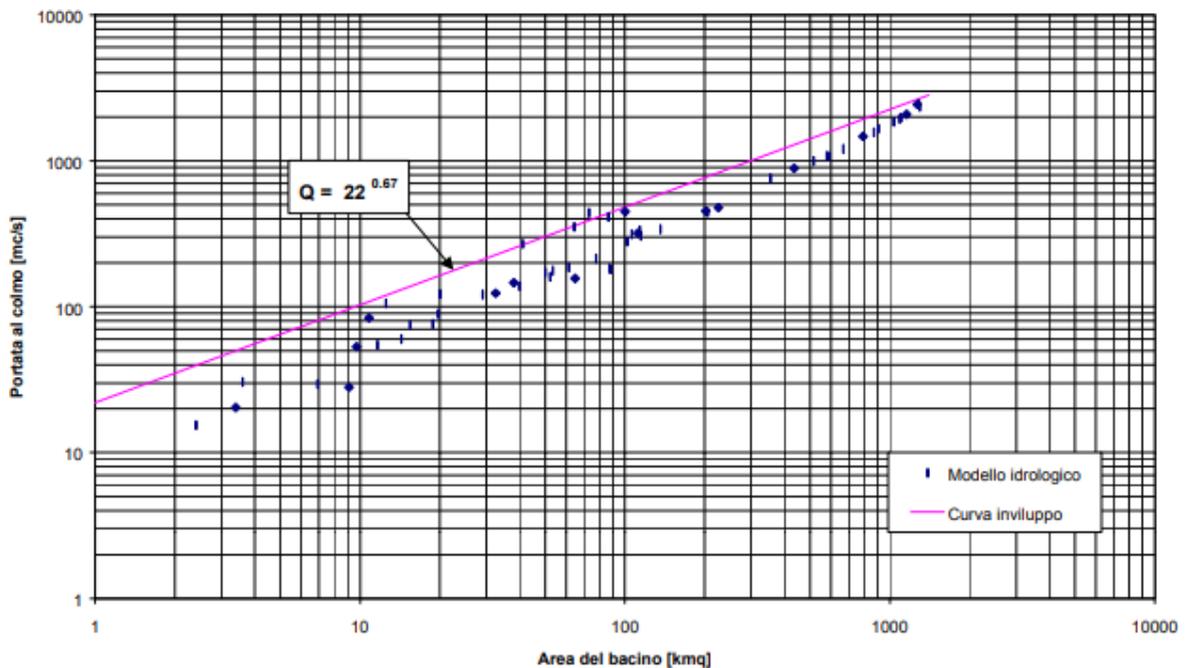


FIGURA – Curva inviluppo per il bacino del Biferno Tr = 100 anni

FIGURA – Curva inviluppo per il bacino del Biferno Tr = 200 anni



Valori della portata di colmata validi per il bacino idrografico di interesse

PORTATA DI COLMATA			
tr		A (km ²)	Q (mc/sec)
30 anni	13	10	60.81
100 anni	28	10	130.97
200 anni	22	10	102.90

VERIFICA DI COPMPATIBILITA IDRAULICA

Il valore della portata di progetto **Q_p = 67.56 mc/sec** calcolato, confrontato con quello della portata di colmata relativa ai tr = 30-100-200 anni

PORTATA DI COLMATA			
tr		A (km ²)	Q (mc/sec)
30 anni	13	10	60.81
100 anni	28	10	130.97
200 anni	22	10	102.90

Indica che una situazione di rischio per il tr = 30 anni.

Il passo successivo consiste nella simulazione idraulica delle portate transittanti con l'impiego del codice **HEC – RAS** secondo lo schema di moto permanente monodimensionale.



5 VERIFICA DI STABILITA' DEL VERSANTE

GENERALITÀ SULL'ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI

L'analisi di stabilità di un pendio, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consiste nella stima di un coefficiente di sicurezza (F_s) alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra o roccia compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica. I metodi di calcolo di F_s impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette LIMIT EQUILIBRIUM METHOD (che di seguito indicheremo sempre come LEM), (Duncan 1996; Krahn 2003). Nei metodi LEM (LIMIT EQUILIBRIUM METHOD) il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bidimensionale(2D) della superficie di potenziale scivolamento. Nell'applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.



Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato “ T_m ”(domanda) e la resistenza al taglio disponibile “ T_f ”(capacità) e quindi è possibile definire F_s :

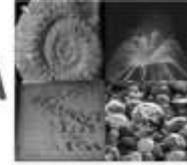
$$F_s = \frac{T_f}{T_m}$$

Usando ad esempio il criterio di rottura Mohr-Coulomb: F_s è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

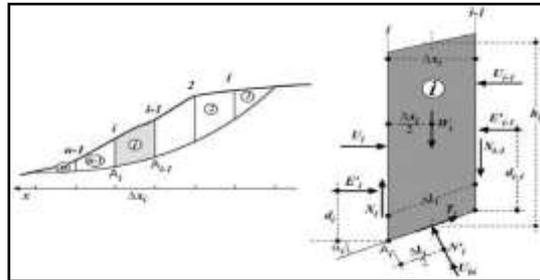
$$T_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F_s}$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità. Se $F_s > 1.0$ siamo in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene F_s possa essere in realtà localmente variabile, si assume che F_s sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

Il "FATTORE DI SICUREZZA" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso. Tale superficie è detta anche "SUPERFICIE CRITICA". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (vedi figura). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.



L'equazione permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.



Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti. Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci delimitate da superficie verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato in figura. Queste forze sono W =Peso del concio, T =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, N =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale interconco, X =Forza orizzontale interconco. F_s può essere determinato mediante gruppi di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi. In pratica tutto il sistema di forze verticali, orizzontali e dei momenti devono garantire una somma 0. Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di F_s . L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti



nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al " General equilibri unmethod" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema.

METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

L'analisi di stabilità è stata condotta mediante il programma di calcolo Geostru-Slope, basato sulla teoria dell'equilibrio limite, che effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. Questa teoria studia l'equilibrio di un corpo rigido (pendio e superficie di scorrimento) calcolandone le tensioni di taglio e la resistenza disponibile, valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Quindi il fattore di sicurezza F_s è espresso da: Il grado di sicurezza ritenuto accettabile deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana. Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). In alternativa, la stabilità può essere verificata ricercando un campo di tensioni statisticamente ammissibile oppure impiegando il metodo degli elementi finiti.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura, si basano tutti su due ipotesi fondamentali: Il coefficiente di sicurezza (F_s) è definito come rapporto tra la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento; Il coefficiente di sicurezza (F_s) è considerato costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;

In questo caso lo studio del fattore di sicurezza è stato effettuato con i metodi:

PAGINA 34 di 47

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA

GEOLOGO VINCENZO CORTESE

INDIRIZZO: VIA BARCELLONA N° 20 - 86021 BOJANO (CB)

TELEFONO: 0874/783120 FAX: 0874/773186 MOBILE: 328.6429991

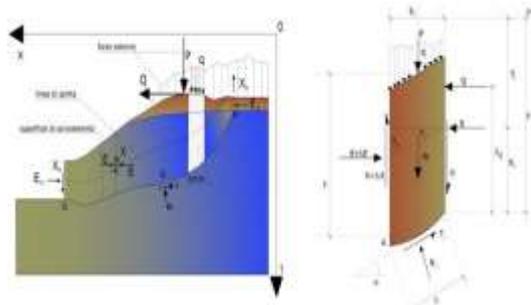
E-MAIL: vincenzocortese@live.it



Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \left\{ \frac{c_i}{b + (W_i - u_i)} + \frac{\Delta_i \times \varphi_i}{b_i + X_i} \right\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

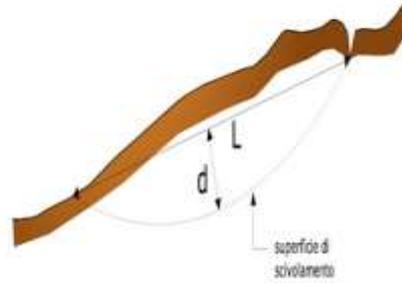
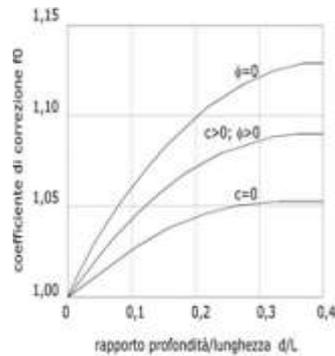


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.



Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.



ANALISI STABILITA'

La verifica di stabilità è stata condotta sulla Sezione litologica A (con direzione NO-SE) finalizzata a valutare, le condizioni di stabilità del versante oggetto di studio.

La verifica è stata eseguita sulla base del livello di conoscenza raggiunto, l'affidabilità dei risultati dipende quindi dalla loro corrispondenza alle reali condizioni presenti in sito.



Per ottenere una più veritiera e raffinata verifica di stabilità del versante si necessiterebbe di informazioni geotecniche dirette ottenute da prove di laboratorio su campioni indisturbati prelevati alle varie quote d'interesse, nonché di un'esatta localizzazione della piezometrica.



La scelta dei parametri geotecnici assegnati agli strati è stata eseguita tenendo conto dei risultati delle prove eseguite:

- Prove DPSH eseguita in sito;
- indagini geognostiche
- Prova MASW e Rifrazione eseguita in sito;
- Bibliografia e letteratura scientifica in merito.

Nello specifico i dati inseriti nel modello sono riassunti nella tabella riportata in seguito.

Assemblando tutti i dati a disposizione è stato possibile ricostruire un modello plausibile per il versante in esame:

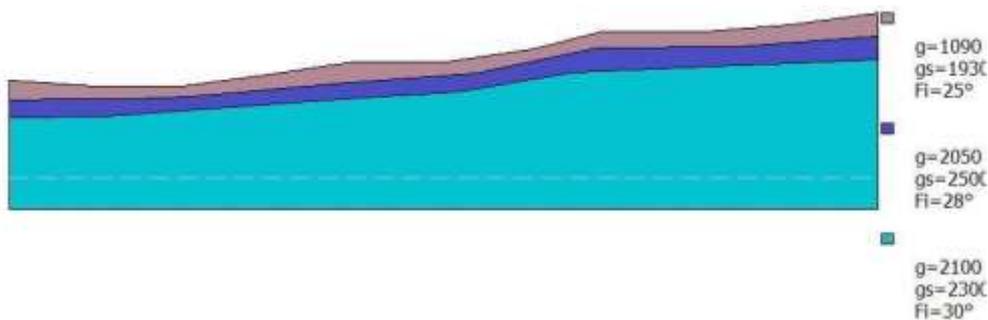


Fig. 11: modello geotecnico del versante in esame



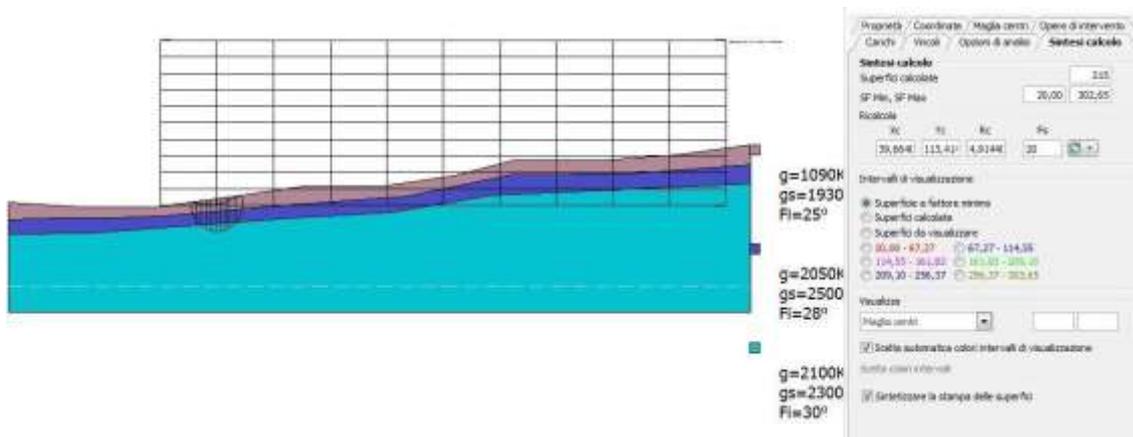
CONDIZIONI

- E' stata verificata la stabilità del pendio nelle condizioni attuali, considerando le sezioni e le ipotesi più sfavorevoli, nonché i sovraccarichi determinati dalle opere da realizzare.
- Le indagini geologiche hanno preso in esame la circolazione idrica superficiale, ipodermica e profonda.
- Le indagini, le valutazioni sono state estese ad un intorno significativo all'area oggetto dei lavori, e sono state evidenziate le eventuali azioni degli scavi, dei riporti e delle opere in progetto su manufatti, quali costruzioni, strade ed altre infrastrutture, su sorgenti e su altre emergenze significative ai fini idrogeologici, quali aree di frana o di erosione, alvei od impluvi.



VERIFICA DI STABILITA' SUL VERSANTE NATURALE

metodo JAMBU (1967)



Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	41,805155/14,919112
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	28,93 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	113,41 m
Ascissa vertice destro superiore xs	136,29 m
Ordinata vertice destro superiore ys	144,85 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	101,0 [anni]
Vita di riferimento:	202,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento



Categoria sottosuolo:
Categoria topografica:

B
T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	122,0	1,07	2,51	0,32
S.L.D.	203,0	1,33	2,52	0,33
S.L.V.	1917,0	3,23	2,44	0,36
S.L.C.	2475,0	3,53	2,44	0,36

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,284	0,24	0,0314	0,0157
S.L.D.	1,596	0,24	0,0391	0,0195
S.L.V.	3,4836	0,28	0,0995	0,0497
S.L.C.	3,7018	0,28	0,1057	0,0528

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,031
Coefficiente azione sismica verticale 0,016

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25
Coesione efficace 1,25
Coesione non drenata 1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno No

Stratigrafia

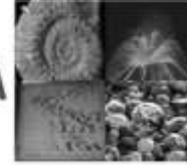
Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	1.09	0	25	1090	1930	Limo o limo con sabbia
2	5.92	0	28	2050	2500	Argilla o argilla limosa consistente
3	6	3	30	2100	2300	Argilla o argilla limosa consistente



Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	20,0
Ascissa centro superficie	39,66 m
Ordinata centro superficie	113,41 m
Raggio superficie	4,91 m

xc = 39,665 yc = 113,414 Rc = 4,914 Fs=20,00



6 CONCLUSIONI

Il sottoscritto:

Geologo Vincenzo CORTESE, nato a Mugnano di Napoli (NA) il 28/12/1983 (C.F. **CRTVCN83T28F799C**) e residente in Bojano (CB) alla Via Gino di Biase n° 32, iscritto all'Albo Professionale dell'*Ordine dei Geologi della Regione Molise* al n° **155** - sez. A “**Geologi Specialisti**”,

con STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA è stato incaricato da ECAP SOLUTIONS di eseguire uno studio di carattere geologico-tecnico nel tenimento del Comune di LARINO (CB) a corredo del PROGETTO denominato “**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE PARI A 11.980,65 kWp DENOMINATO LARINO 6 – UBIcato IN LOCALITA' PIANE DI LARINO NEL COMUNE DI LARINO E IN LOCALITA' FORCONI NEL COMUNE DI URURI E SAN MARTINO IN PENSILIS**”.

E' stato effettuato un primo sopralluogo per constatare lo stato di fatto della zona di studio.

In seguito, sono stati compiuti ulteriori sopralluoghi, sia sull'area interessata dall'intervento che nelle aree adiacenti, allo scopo di ottenere una visione globale del territorio in cui si trova la zona interessata.



Il lavoro, nel rispetto delle **N.T.C. 2018**, ha avuto lo scopo di:

- *definire le condizioni morfologiche, idrogeologiche dell'area;*
- *valutare l'assetto litostratigrafico di dettaglio dell'area;*
- studiare i tipi di terreni interessati, di conoscere l'assetto geostrutturale e stratigrafico delle formazioni geologiche, le condizioni morfologiche dell'area e di valutare le misure per la mitigazione del rischio geologico **nel rispetto delle N.T.C. 2018 e vigenti norme.**

In sede preliminare è stato dato un quadro topografico e geomorfologico del territorio in cui ricade il sito in esame. E' stata poi analizzata la morfologia e la geologia dell'area allo studio.

Per quel che concerne la **caratterizzazione geomorfologica di dettaglio** sono state individuati e caratterizzati i processi gravitativi insistenti nell'area.

Per quel che concerne la **caratterizzazione idrogeologica di dettaglio del lotto in esame**, dalla lettura dei dati di Letteratura, supportati da un rilievo idrogeologico dell'area di studio e dai dati delle prospezioni geotecniche **DPSH** eseguite in situ **non è stata rilevata la presenza di una falda idrica superficiale.**



Alla luce della valutazione derivanti dalle indagini Geologiche, geomorfologiche, geotecniche e Geofisiche, nonché della verifica IDRAULICA e della STABILITA' DI VERSANTE sui terreni annessi all'intervento progettuale,

Si ottiene che non ci sono indizi di fenomeni gravitativi in atto ne vi sono le condizioni che si possano verificare in futuro.

La verifica idraulica mostra una situazione di potenziale esposizione ad esondazione per il $t_r = 30$ anni

Certi di aver, con la presente, ottemperato a quanto richiesto, si rimane a disposizione per un futuro completamento dell'incarico di consulenza geologica.

IL GEOLOGO

Dott. Vincenzo CORTESE