



**CENTRALE EOLICA OFFSHORE BRINDISI  
PARCO EOLICO MARINO ANTISTANTE LE COSTE DI BRINDISI -  
SAN PIETRO VERNOTICO E TORCHIAROLO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

ELABORATO	TITOLO
<b>PRO-REL-21</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA</b>

Responsabile Progetto: Prof. Giuseppe Cesario Calò

**Committente**



TG Energie rinnovabili S.r.l.  
Ravenna via Zuccherificio n.10  
P.IVA 02260730391



**Gruppo di progettazione**



ARKE' INGEGNERIA S.r.l.  
Via Imperatore Traiano n. 4  
TEL/FAX 080/2022423  
e-mail: [segreteria@arkeingegneria.it](mailto:segreteria@arkeingegneria.it)

ELABORAZIONE DOCUMENTO A CURA DI

PROF.ING. ALBERTO FERRUCCIO PICCINI  
*(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7288)*

ING. GIOACCHINO ANGARANO  
*(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.5970)*



GESTIONE DOCUMENTO			
Rif. DWG		Prot. n.	
Disk/dir.		Data Prot.	
N° revisione	01	N° edizione	
Data revisione	28-02-2013	Data edizione	

Il presente documento è proprietà riservata di TG S.r.l. Ai sensi dell'art. 2575 C.C. è vietata la riproduzione, la pubblicazione e l'utilizzo senza espressa autorizzazione.

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA.....</b>	<b>4</b>
2.1	Caratterizzazione dei bacini oggetto di studio .....	4
2.2	Analisi regionale di valutazione della precipitazione.....	6
2.2.1	Il metodo VAPI .....	6
2.3	Stima delle portate al colmo di piena .....	10
2.3.1	Metodologia CN SCS.....	10
2.3.2	Determinazione della portata al colmo di piena: l'idrogramma di Mockus.....	13
2.3.3	Determinazione degli idrogrammi di piena .....	16
<b>3</b>	<b>STUDIO IDRAULICO .....</b>	<b>19</b>
3.1	Teoria del modello idraulico.....	19
3.1.1	Descrizione del modello computazionale .....	21
<b>4</b>	<b>STUDIO DEI PROCESSI EROSIVI .....</b>	<b>27</b>
<b>5</b>	<b>MODALITA' ESECUTIVE PER LA REALIZZAZIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI .....</b>	<b>31</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>32</b>

## 1 PREMESSA

La TG S.r.l. Energie Rinnovabili, è la società che, sensibile ai problemi di uno sviluppo sostenibile ed ecocompatibile, sta portando avanti progetti per lo sfruttamento di energia da fonti rinnovabili con particolare riguardo all'energia eolica, compreso il progetto di un impianto eolico OFF-SHORE nel tratto di mare antistante la centrale elettrica di Cerano (Br).

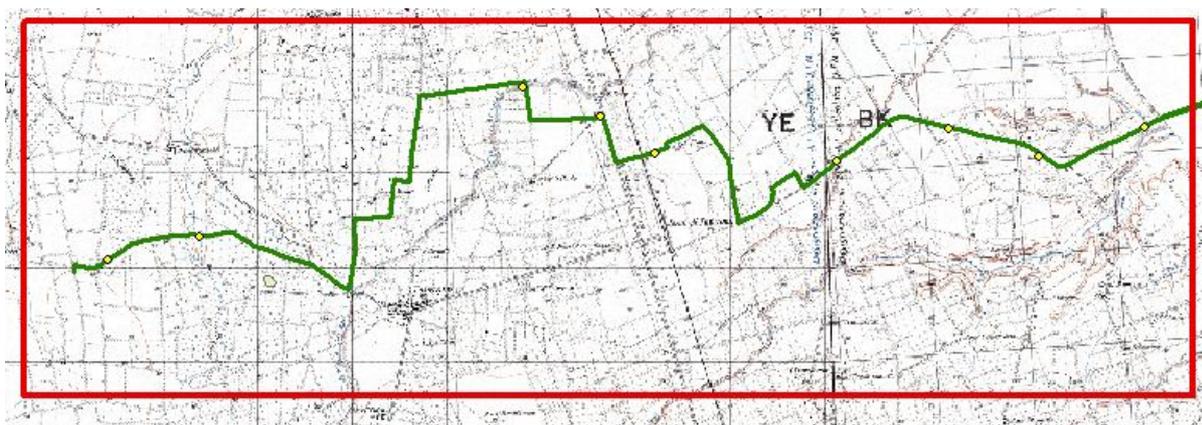
L'intervento oggetto del presente studio prevede l'installazione nella porzione più meridionale del territorio comunale di Brindisi di un cavidotto elettrico posto tra il punto di raccolta dell'impianto situato in località Cerano (immediatamente a sud della Centrale Elettrica "Federico II") e il punto di consegna dell'energia individuato presso la "Cabina Enel" posta in località Bosco di Cerrito Km 3,3, lungo la strada che collega la frazione di Tutturano (Brindisi) a Mesagne (BR). Il tracciato preso in esame in questo lavoro è stato suddiviso in due segmenti complessivamente lunghi 11.460 metri.

Il sito di interesse è ubicato nella porzione più meridionale del territorio comunale di Brindisi, in uno spazio compreso fra località Cerano e la frazione di Tutturano.

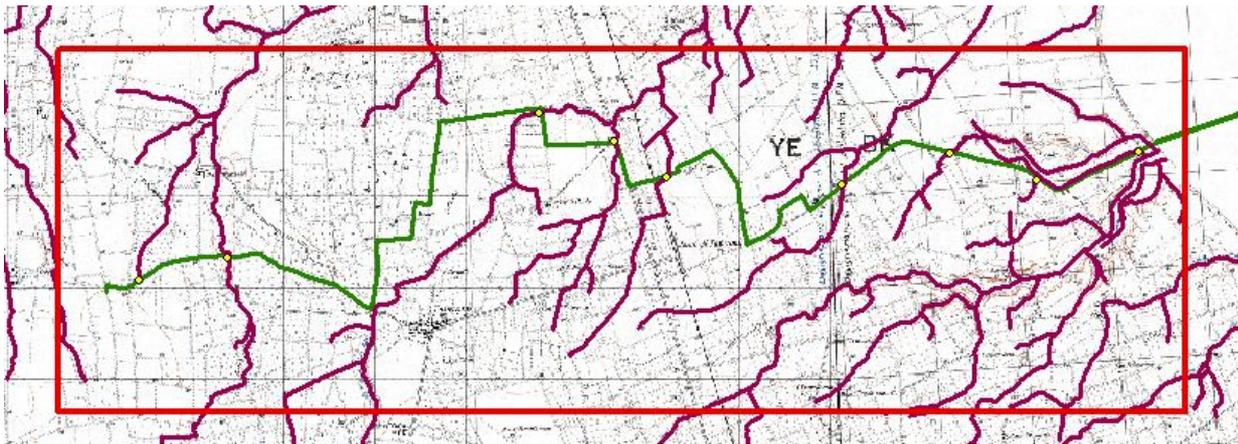
L'elemento morfoidrologico qui analizzato risulta afferire a tre reticoli idrografici ovvero da Sud verso Nord si individua il Canale Siedi, il Canale Foggia di Rau ed il Canale Grande.

Numerose risultano le interferenze tra questi ed il cavidotto a realizzarsi.

Dall'analisi della Carta IGM in scala 1:25.000, che costituisce il riferimento cartografico ufficiale del PAI (Figura 1 **Figura 2**), si denota anche la presenza di diversi reticoli minori afferenti ai reticoli sopra citati. La loro presenza è segnalata anche nell'ambito della nuova Carta Idrogeomorfologica del territorio pugliese, redatta dall'AdB Puglia (Figura 2).



**Figura 1- Stralcio cartografia IGM scala 1:25.000 (in rosso area di studio)**



**Figura 2– Carta idrogeomorfologica della Puglia (in rosso area di studio)**

Molte di questi reticoli, rappresentano delle impercettibili incisioni morfologiche definite nella stessa Carta come "corso d'acqua episodico". Gli elementi della Carta, d'altronde, costituiscono un sostanziale elemento conoscitivo ma non assumono valore formale, in applicazione delle NTA del PAI, poiché risulta ancora in atto il processo di condivisione della stessa con gli Enti portatori di interesse. L'area, quindi, pur non interessata da perimetrazioni PAI, e quindi non classificata quale area a Pericolosità Idraulica, risulterebbe vincolata, per via di alcune intersezioni tra il cavidotto ed il reticolo idrografico, dall'art.6 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI in quanto ricadente nelle aree definite "alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali" ove "vige il divieto assoluto di edificabilità". Le prescrizioni dell'art. 6 si "... applicano alla porzione del territorio a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m".

Inoltre l'area risulta vincolata anche, per alcuni parallelismi del cavidotto con il reticolo idrografico, dall'art.10 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI in quanto ricadente nelle aree definite "fasce di pertinenza fluviale" ove sono consentiti "tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio, a condizione che venga preventivamente verificata la sussistenza delle condizioni di sicurezza idraulica, come definita all'art. 36, sulla base di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica subordinato al parere favorevole dell'Autorità di Bacino". Le prescrizioni dell'art.10 si applicano, quando come in questo caso tale fascia non è arealmente individuata nelle cartografie del PAI, "alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermina all'area golenale, come individuata all'art. 6 comma 8, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m". Pertanto ciò significa che bisogna considerare un buffer dall'asse del corso d'acqua di 150 m sia in sinistra che in destra idraulica.

Quindi, è stato condotto uno studio dei fenomeni erosivi, al fine di poter ritenere in sicurezza idraulica il cavidotto, per eventi di piena con tempo di ritorno fino a 200 anni (Art.36 delle NTA del PAI).

## 2 ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, interessano un bacino idrografico e, di conseguenza, le sue infrastrutture, centri abitati, elementi vulnerabili.

In Puglia le stazioni di misura idrometriche sono in numero assai limitato, se confrontato con quelle di misura pluviometriche; pertanto il calcolo della portata di piena deve spesso essere realizzato attraverso un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

Ai sensi del DPCM 29 settembre 1998, ai fini della perimetrazione e valutazione dei livelli di rischio, "ove possibile, è consigliabile che gli esecutori traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno ... dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal GNDCI-CNR".

Nel presente studio si è fatto quindi ricorso ai risultati del progetto VAPI (VALutazione Plene), per la determinazione delle altezze critiche di precipitazione e delle curve di possibilità pluviometrica, mentre le portate al colmo di piena con i diversi tempi di ritorno sono state stimate con il metodo del Curve Number.

Lo studio che si propone riguarda la stima della portata al colmo di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni.

### 2.1 Caratterizzazione dei bacini oggetto di studio

Il primo step, per poter procedere con lo studio idrologico, consiste nell'individuare il bacino idrografico relativamente alla sezione di chiusura di interesse del reticolo esistente.

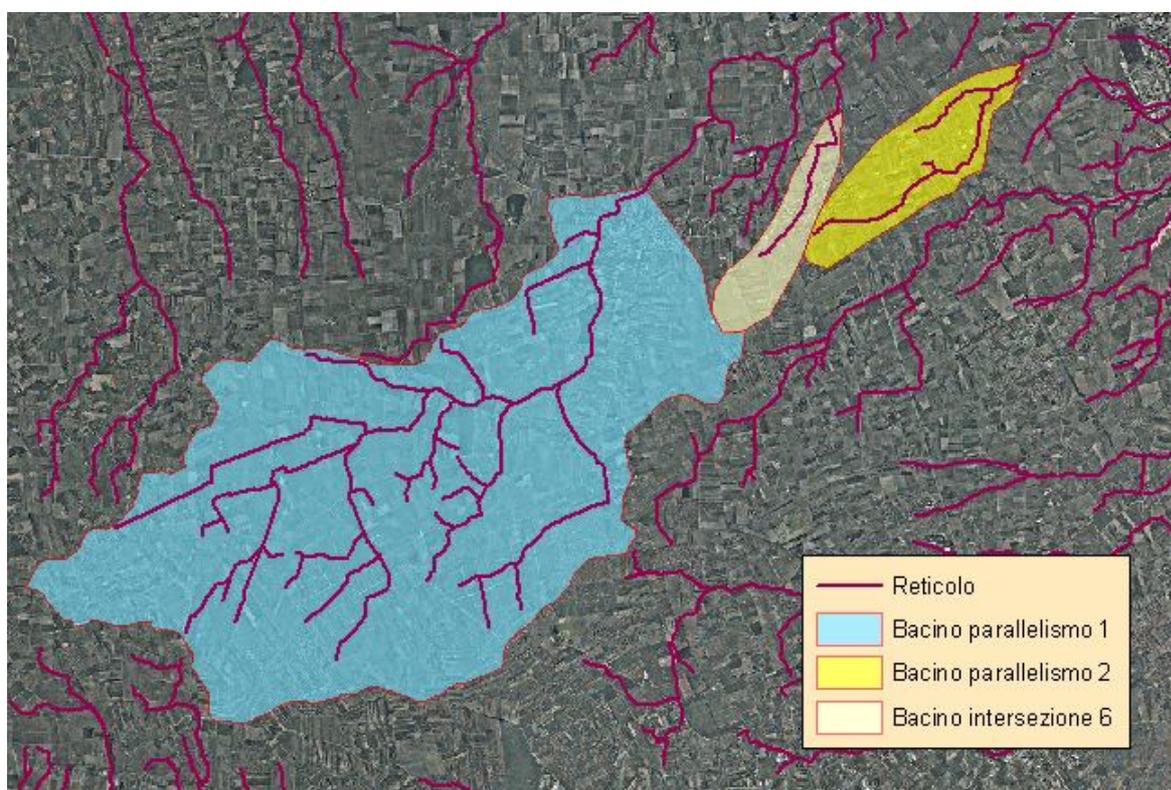
La delimitazione del bacino idrografico relativo alla sezione di chiusura individuata a valle dell'area oggetto di studio, è stata eseguita mediante estrapolazione delle curve di livello e punti quotati dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000.

La determinazione del bacino idrografico, consente di passare all'analisi dello stesso nella direzione della individuazione dei principali parametri morfologici geologici e climatici, utili alla caratterizzazione delle variabili idrologiche utilizzate nei modelli di calcolo per la stima dei deflussi attesi.

Nella tabella seguente si riassumono alcune grandezze caratteristiche dei bacini idrografici oggetto di studio.

**Tabella 1 - Caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici oggetto di studio**

	Area (km <sup>2</sup> )	L asta principale (km)	H media (m s.l.m.)
<b>Bacino intersezione 6</b>	1.85	3.33	40.20
<b>Bacino parallelismo 1</b>	34.24	18.00	63.49
<b>Bacino parallelismo 2</b>	3.23	4.20	32.89



**Figura 3– Bacini idrografici oggetto di studio**

## 2.2 Analisi regionale di valutazione della precipitazione

### 2.2.1 Il metodo VAPI

Nelle applicazioni idrologiche, si presenta spesso la necessità di stimare valori di una determinata grandezza, per esempio la precipitazione, in siti privi di stazioni di misura, oppure con dati misurati che si giudicano insufficienti per numero e qualità.

A ciò rispondono le procedure regionali, sia quelle classiche, sia quelle proposte con i più recenti studi inerenti l'elaborazione statistica di dati spaziali.

Per la stima della precipitazione critica del bacino in esame è stata applicata una procedura di analisi regionale, VAPI, che consente la valutazione dell'altezza di pioggia anche in bacini non strumentati o comunque in aree dove i dati misurati risultano insufficienti.

Nel VAPI si fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione degli estremi idrologici, quindi non esiste un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore (di altezza e/o di portata) viene associata una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. In termini probabilistici, nella metodologia VAPI viene adottata una distribuzione di probabilità a doppia componente, la TCEV (Two Component Extreme Value Distribution), che traduce in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, interpretando gli eventi massimi annuali come il valore estratto da una miscela di due popolazioni distinte (che avrebbero come massimo annuale due diverse funzioni di probabilità di tipo Gumbel): la prima produce gli eventi massimi ordinari, componente ordinaria, più frequenti e meno intensi in media; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, componente straordinaria, meno frequenti e più intensi (Rossi et al. 1984).

In questa distribuzione i parametri fondamentali sono:  $\Theta_1$ ,  $\Lambda_1$ ,  $\Theta_2$ ,  $\Lambda_2$ , che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale  $Y$  (osservazioni idrometriche) provenienti dalla componente ordinaria e dalla componente straordinaria.

La procedura di regionalizzazione si articola quindi su tre livelli:

- **1° livello:** si ricercano zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri  $\Theta^*$ ,  $\Lambda^*$  (con  $\Theta^* = \Theta_2/\Theta_1$ ,  $\Lambda^* = \Lambda_2/\Lambda_1^{1/\Theta^*}$ ). Poiché questi non possono essere stimati da un numero ristretto di serie di dati, si parte dall'ipotesi di una regione molto ampia all'interno della quale si ritiene essere costante il coefficiente di asimmetria. Si considerano inoltre solo le serie storiche più numerose poiché la stima di  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$  è condizionata dalla presenza

di dati di piogge straordinarie che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.

- **2° livello**: anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea in cui però possa ritenersi costante il coefficiente di variazione.
- **3° livello**: a questo livello si parzializzano le aree omogenee individuate con il secondo livello di regionalizzazione e si analizza la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda o mediana) delle serie storiche.

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV, è utile rappresentare la legge  $F(X_t)$  della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata  $X_t$  come prodotto tra il suo valore medio ( $X_t$ ) ed una quantità  $K_{T,t}$ , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $T$  e della durata  $t$ .

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria,  $C_a$ , e dei coefficienti di variazione,  $C_v$ , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di  $K_T$  autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

Per la Puglia, al primo livello di regionalizzazione è stata evidenziata la presenza di un'unica zona pluviometricamente omogenea, mentre al secondo livello di due zone: Puglia Settentrionale e Puglia Centro-Meridionale. L'analisi di terzo livello condotta operando una regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota  $z$ , ha portato all'individuazione di 6 zone pluviometriche omogenee.



**Figura 4 - Zone pluviometriche omogenee della regione Puglia.**

A ciascuna zona è associata una curva di possibilità pluviometrica (funzione, nella maggior parte dei casi, del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare) per mezzo della quale viene valutata l'altezza di pioggia critica per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti:

$$\text{Zona 1} \rightarrow x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 2} \rightarrow x(t) = 22.23 t^{0.247}$$

$$\text{Zona 3} \rightarrow x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 4} \rightarrow x(t) = 24.70 t^{0.256}$$

$$\text{Zona 5} \rightarrow x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 6} \rightarrow x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$$

Ai valori così ottenuti vanno applicati i coefficienti moltiplicativi relativamente al fattore di crescita  $K_T$  (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al fattore di riduzione areale  $K_A$  (funzione della superficie del bacino espressa in  $\text{Km}^2$ , e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore). La dimensione areale dei bacini in studio comporta che il relativo fattore di riduzione tenda all'unità; pertanto, a vantaggio di sicurezza, tale parametro non viene preso in considerazione nella valutazione della Curva di Possibilità Pluviometrica. Il valore di  $K_T$  può essere calcolato, invece, in funzione del tempo di ritorno  $T$  attraverso un'approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T$$

per la Puglia Centro-Meridionale i valori di  $a$  e  $b$  da adottare sono rispettivamente 0,1599 e 0,5166, mentre per la Puglia Settentrionale 0,5648 e 0,415.

Alla luce di quanto detto l'area oggetto di studio ricade, quindi, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale in **zona 6**, pertanto l'equazione da applicare è la seguente:

$$x(t,z) = 33.7t^{[(0.488+0.0002z)/3.178]}$$

Valutate le altezze di pioggia per diverse durate (1, 2, 3, ... 24) e per tempi di ritorno duecentennali sono state costruite le rispettive curve di possibilità pluviometrica i cui parametri sono riportati nella tabella seguente:

**Tabella 2 - Parametri curva possibilità pluviometrica**

	T= 200 ANNI	
	<i>a</i>	<i>n</i>
<b>Bacino intersezione 6</b>	97.63	0.1814
<b>Bacino parallelismo 1</b>	97.63	0.1975
<b>Bacino parallelismo 2</b>	97.63	0.1763

## 2.3 Stima delle portate al colmo di piena

La portata al colmo di piena corrisponde alla massima portata generata da una precipitazione di durata critica tale da mettere in crisi la rete idrografica e dipende fortemente dall'estensione del bacino. Questa circostanza è una logica conseguenza del fenomeno di trasferimento che impone che ogni particella liquida che cade in un punto del bacino deve seguire un suo percorso per giungere alla sezione di chiusura, impiegando, a parità di velocità di trasferimento, un tempo tanto maggiore quanto più lungo è il percorso da effettuare.

La valutazione della portata idrologica (portata al colmo di piena) è stata condotta applicando il metodo *Curve Number*.

### 2.3.1 Metodologia CN SCS

Il metodo usualmente denominato "curve number" ed elaborato dal Soil Conservation Service, è un metodo empirico basato su una semplice equazione secondo la quale il volume specifico (altezza) di pioggia netta, dall'inizio dell'evento meteorico fino all'istante generico  $t$ , risulta legato al volume specifico di pioggia lorda caduta nel medesimo intervallo temporale. Il volume di deflusso superficiale,  $Q$ , è quindi dato dalla seguente espressione:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{(P - I)}$$

in cui:

$F$  = volume specifico infiltrato;

$S$  = volume specifico di saturazione di un terreno;

$P$  = precipitazione;

$I$  = assorbimento iniziale (valore limite che il terreno può trattenere senza che si abbia formazione di deflusso); poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo  $I$  è assunto pari a  $0.2S$ ;

tenendo conto dell'equazione di continuità:

$$F = P - I - Q$$

dalla precedente, si ottiene :

$$Q = \frac{(P - I)^2}{(P - I + S)}$$

Il volume specifico di saturazione  $S$  dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, teoricamente può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superfici perfettamente impermeabili) e infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale). La valutazione di  $S$  viene condotta attraverso la seguente relazione:

$$S = S_0 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

in cui:

- $S_0$  è un fattore di scala, pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm;
- $CN$  è il parametro di cui sopra, che può assumere un valore compreso fra 0 e 100; esso rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso. Tale parametro è funzione della permeabilità, delle condizioni di umidità antecedenti l'evento meteorico in esame e dell'uso del suolo.

Per quanto concerne la natura del suolo, l'SCS ha individuato quattro classi di permeabilità ottenute dal confronto delle formazioni geologiche presenti nel bacino con tabelle di conversione estratte da studi precedenti:

GRUPPO A: capacità di infiltrazione molto elevata, scarsa potenzialità di deflusso; molto permeabile;

GRUPPO B: elevata capacità di infiltrazione, moderata potenzialità di deflusso; poco permeabile;

GRUPPO C: scarsa capacità di infiltrazione e saturazione, potenzialità di deflusso moderatamente alta; quasi impermeabile;

GRUPPO D: scarsissima capacità di infiltrazione e saturazione, potenzialità di deflusso elevata; impermeabile.

Per quanto riguarda le condizioni di umidità antecedenti la precipitazione, sempre l'SCS ha definito tre classi AMC (Antecedent Moisture Condition), funzione della precipitazione nei cinque giorni precedenti:

<b>Classe AMC</b>	<b>Precipitazione nei 5 giorni precedenti (mm)</b>
<b>I</b> Terreno secco	$0 < P < 50$
<b>II</b> Umidità media	$50 < P < 110$
<b>III</b> Terreno da mediamente umido a saturo	$P > 110$

Tenendo conto della stagione in cui ricade l'evento in esame, rispetto al periodo di crescita delle piante, si hanno le seguenti espressioni per la valutazione del CN:

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Il CN(II) è definito da una tabella di letteratura a doppio ingresso, uso del suolo-permeabilità, definita da Maione.

**Figura 5 - Valori tabellati di CN(II).**

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m <sup>2</sup> (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m <sup>2</sup> (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000=1500 m <sup>2</sup> (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500=2000 m <sup>2</sup> (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000=5000 m <sup>2</sup> (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000=10000 m <sup>2</sup> (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ....	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Per lo studio in oggetto, attraverso l'utilizzo di tecniche GIS, considerata la permeabilità del suolo e l'uso dello stesso, per ciascun bacino idrografico sono stati calcolati i seguenti valori relativi alle diverse condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento (AMC I, II e III):

**Tabella 3 - Valori del Curve Number per ciascun bacino in esame**

	CN (I)	CN (II)	CN (III)
<b>Bacino intersezione 6</b>	58.38	76.96	88.48
<b>Bacino parallelismo 1</b>	58.59	77.11	88.57
<b>Bacino parallelismo 2</b>	59.17	77.53	88.81

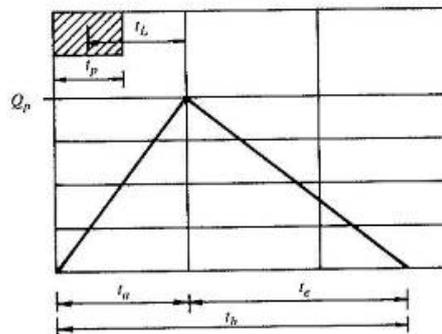
### 2.3.2 Determinazione della portata al colmo di piena: l'idrogramma di Mockus

Per il calcolo della portata al colmo, si è utilizzata la metodologia proposta dal Soil Conservation Service. Questo metodo considera un idrogramma approssimato

di forma triangolare con una fase crescente di durata  $t_a$  (tempo di accumulo) ed una fase di esaurimento di durata  $t_e$  (tempo di esaurimento) e il cui volume  $V$ , in  $m^3$ , ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{2} (t_a + t_e) = \frac{Q_p \cdot t_b}{2}$$

con  $t_b$  durata dell'evento di piena.



**Figura 6 - Idrogramma triangolare utilizzato per il calcolo della portata al colmo con il metodo SCS.**

A seguito di analisi sperimentali dell'SCS è stato stabilito che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale  $V$  di deflusso; ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento di piena  $t_b$  e pertanto:

$$t_b = 2.67 \cdot t_a$$

Di conseguenza è possibile esprimere la portata al colmo secondo la relazione qui di seguito riportata:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{V \cdot A}{t_a}$$

in cui:

$V$  = volume di deflusso espresso in  $mm$ ;

$A$  = area del bacino espressa in  $Km^2$ ;

$t_a$  = tempo di accumulo espresso in ore.

La determinazione di  $t_a$ , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante, di durata  $t_p$  e indicando con  $t_L$  il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello istogramma ed il picco dell'idrogramma triangolare), si effettua con la semplice relazione:

$$t_a = 0.5 \cdot t_p + t_L$$

Per la determinazione del tempo di ritardo, espresso in ore, si utilizza la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \cdot \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

in cui  $s$  è la pendenza del bacino espressa in percentuale,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale, prolungata fino alla displuviale espressa in Km.

Sulla base di determinazioni empiriche effettuate dall'SCS, è possibile affermare che il rapporto  $t_L/t_c$  è pari a 0,6, con  $t_c$  tempo di corrivazione del bacino.

Le piogge critiche per tempo di ritorno duecentennale si individuano attraverso le curve di possibilità climatiche precedentemente definite, una volta calcolato il tempo di corrivazione del bacino idrografico in esame (Tabella 4).

**Tabella 4 - Altezze critiche di pioggia**

	<b>t<sub>c</sub> (ore)</b>	<b>Hmax (mm)</b>
<b>Bacino intersezione 6</b>	3.29	47.60
<b>Bacino parallelismo 1</b>	11.74	80.00
<b>Bacino parallelismo 2</b>	3.03	46.61

Si ricava, quindi, il valore della pioggia netta, dell'afflusso netto al bacino e della portata al colmo di piena attraverso l'applicazione del metodo Curve Number-SCS già descritto. Il valore del Curve Number usato è relativo a condizioni cautelative di umidità del bacino antecedenti l'evento, ovvero quelle relative al CN (III).

**Tabella 5 - Portata al colmo di piena**

	<b>CN (III)</b>	<b>Q 200 (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>Bacino intersezione 6</b>	88.48	9.45

<b>Bacino parallelismo 1</b>	88.57	69.09
<b>Bacino parallelismo 2</b>	88.81	17.61

### 2.3.3 Determinazione degli idrogrammi di piena

Definite le portate al colmo di piena si è passati a definire la forma dell'idrogramma di piena.

Gli idrogrammi di piena sono stati ricostruiti a partire dall'idrogramma adimensionale di Mockus (Figura 7) ossia una curva dimensionale ricavata da numerosi idrogrammi unitari ottenuti da idrogrammi di piena registrati in bacini di differente estensione e posizione geografica, che mette in relazione il rapporto tra la generica portata  $Q$  all'istante  $t$  e la portata al colmo  $Q_p$  che si verifica all'istante  $t_a$  (tempo di accumulo: durata della fase di crescita) con la variabile  $t/t_a$ .

La determinazione degli idrogrammi di piena (Figura 8) è consistita quindi nell'amplificare l'ascissa e l'ordinata dell'idrogramma unitario di Mockus mediante due fattori, rispettivamente pari a  $t_a$  e  $Q_p$  caratteristici del bacino analizzato e calcolati come descritto al paragrafo 1.3.2.

$t/t_a$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
$Q/Q_p$	0.03	0.1	0.19	0.31	0.47	0.66	0.82	0.93
	0.99	1	0.99	0.93	0.86	0.78	0.68	0.56
$t/t_a$	1.7	1.8	1.9	2	2.2	2.4	2.6	2.8
	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4	4.5	5
$Q/Q_p$	0.46	0.39	0.33	0.28	0.207	0.147	0.107	0.077
	0.055	0.04	0.029	0.021	0.015	0.011	0.005	0

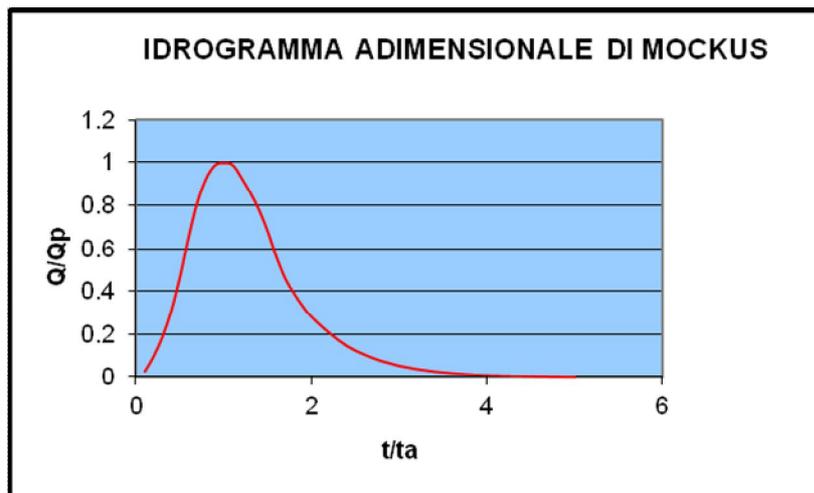
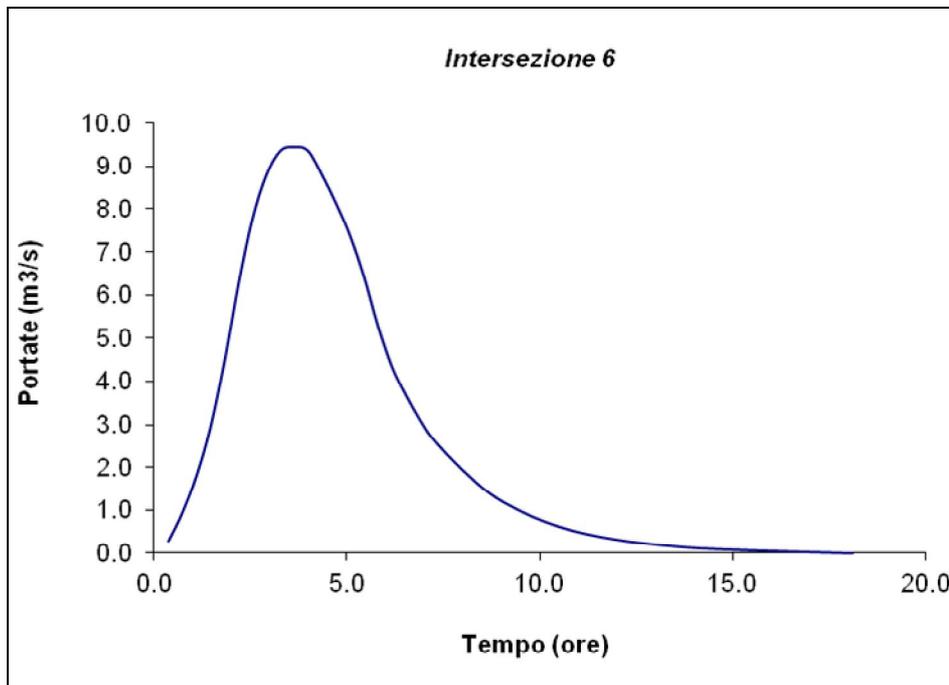
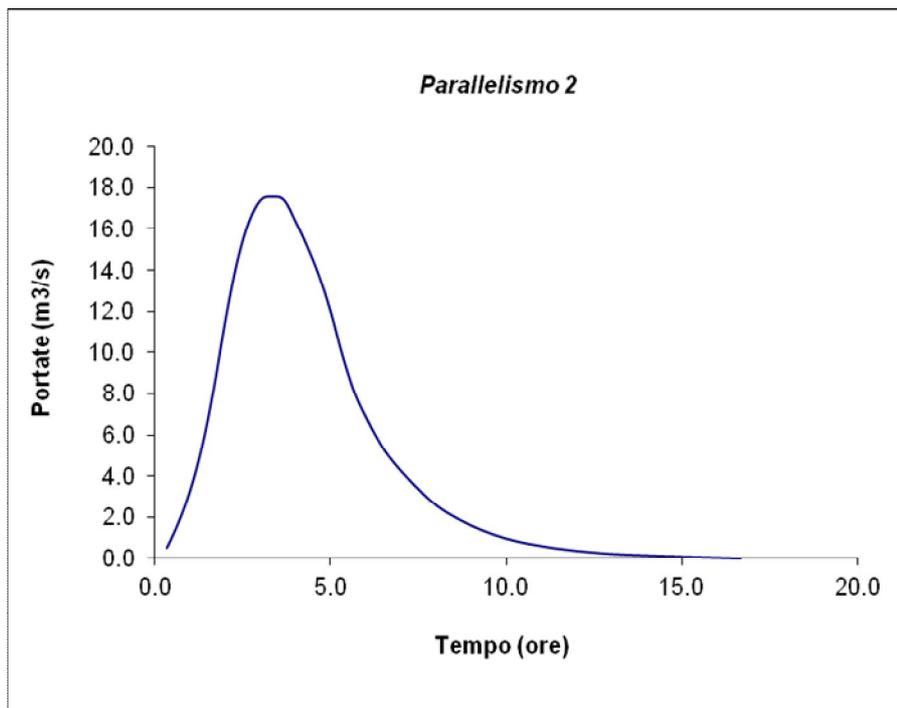
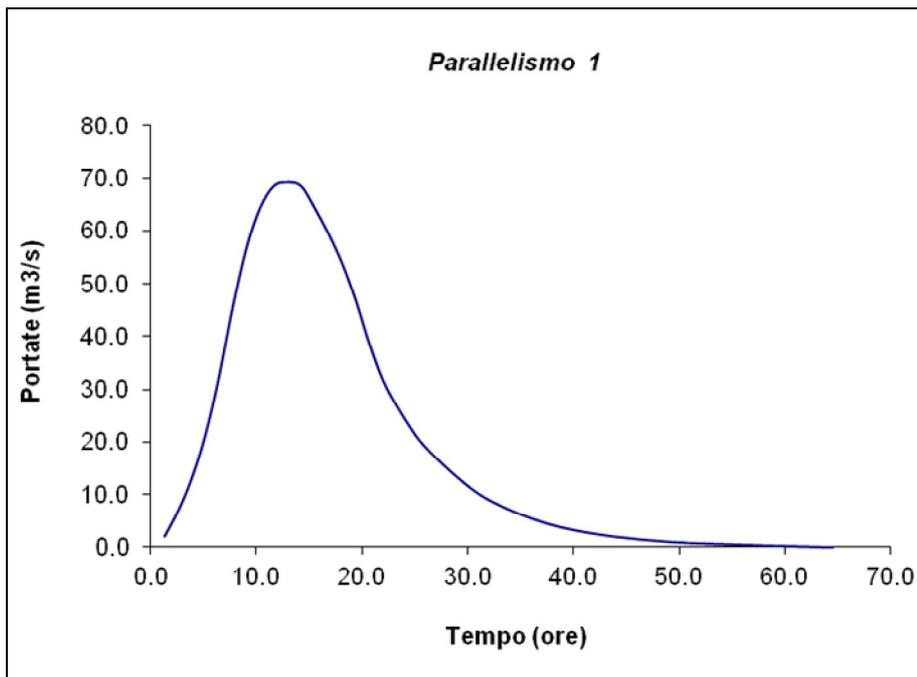


Figura 7 - Idrogramma adimensionale di Mockus.





**Figura 8 – Idrogrammi di piena per tempo di ritorno 200 anni.**

### 3 STUDIO IDRAULICO

Definito il valore delle altezze critiche di pioggia, delle portate e dell'idrogramma di piena relativamente al tempo di ritorno di 200 anni, si è proceduto all'analisi del comportamento idraulico dei solchi erosivi, nonché all'individuazione delle aree di allagamento nella zona di interesse attraverso l'utilizzo di un modello di calcolo bidimensionale, ed in particolare al modello Flo2D ( il solo studio monodimensionale non avrebbe permesso di riprodurre lo stato effettivo del sistema, trattandosi di un'area pressoché pianeggiante dove non si rilevano particolari evidenze morfologiche).

Nei paragrafi successivi verranno descritti gli elementi principali del modello idraulico utilizzato ed esposti i risultati delle modellazioni finalizzate alla rappresentazione dello scenario attuale (nel tempo di ritorno duecentennale).

#### 3.1 Teoria del modello idraulico

Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere, colate fangose e detritiche.

Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, che è fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena.

Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per predire il procedere dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

Questo software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico e richiede per ogni simulazione di inondazione principalmente due tipi di informazione: quella associata alle quote (modello digitale del terreno, DTM) e quella idrologica.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di griglie quadrate. Agli elementi di griglia sono assegnati le quote ricavate da un'interpolazione dei punti del DTM.

Attraverso il programma di pre-processor GDS (Grid Developer System), presente nel pacchetto FLO-2D, si genera il sistema a griglia assegnando le quote alle singole celle. Il GDS sovrappone le griglie sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento di griglia.

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione) e gli altri dati per cominciare una simulazione.

Il procedere dell'onda di piena sul dominio di flusso è controllato dalla topografia e dalla resistenza al deflusso.

La simulazione dell'inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un'integrazione numerica delle equazioni del moto e quella di continuità.

Le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

1. l'equazione di continuità;

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hv_x}{\partial x} = i$$

2. l'equazione del moto (equazione del momento di un'onda dinamica).

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

dove h è la profondità di flusso e  $V_x$  è la componente della velocità mediata lungo la profondità. L'eccesso di pioggia può essere diverso da zero sulla superficie di flusso. La componente di attrito del pendio  $S_{fx}$  è basata sull'equazione di Manning.

Gli altri termini includono la pendenza del letto  $S_{ox}$ , variazione di pressione e termini di accelerazione convettivi e locali.

Le equazioni del moto in FLO-2D sono definite meglio come un quasi bidimensionale. L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta.

Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nordest, sudest, nordovest, sudovest).

Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni.

La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale".

La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante.

Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

– Termini dell'equazione:	$S_o$	$\delta y/\delta x$	$V\delta V/g\delta x$	$\delta V/g\delta t$
– Grandezza (ft/mi):	26	0.5	0.12-0.25	0.05

dove  $S_o$  rappresenta la pendenza del fondo,  $\delta y/\delta x$  è il gradiente di pressione,  $V\delta V/g\delta x$  è l'accelerazione convettiva,  $\delta V/g\delta t$  è l'accelerazione locale.

Egli dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'applicazione dell'onda cinematica ( $S_o=S_f$ ) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato.

L'aggiunta del gradiente di pressione migliorerà la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia.

L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche.

I termini dell'accelerazione locale e convettiva sono importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (secche) o con pendenze molto elevate.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del calcolo effettuato attraverso la modellazione con il FLO-2D.

### 3.1.1 Descrizione del modello computazionale

Il primo step di applicazione dei modelli idraulici ha riguardato la ricostruzione del modello plano-altimetrico dell'area di studio.

Considerata l'estensione dell'area di studio e i numerosi reticoli idrografici (come da Carta Idrogeomorfologica) in interferenza con l'opera a realizzarsi (cavidotto), si è ritenuto opportuno procedere alla definizione di tre domini computazionali: Dominio intersezione 6, Dominio Parallelismo 1 e Dominio Parallelismo 2.

Per ciascuno di questi, sulla base di un processo iterativo di simulazione, sono stati definiti i limiti ottimali del dominio di calcolo (Figura 9).

Per ciascun modello è stata inoltre definita la dimensione della cella della griglia di calcolo, valutata in relazione al livello di dettaglio ricercato (Tabella 6).



**Figura 9 – Dominio di calcolo (in rosso)**

**Tabella 6 - Dimensioni cella dominio di calcolo**

	Lato cella dominio di calcolo (m)
Bacino intersezione 6	8
Bacino parallelismo 1	10

<b>Bacino parallelismo 2</b>
------------------------------

8
---

Definito il modello digitale del terreno si è ricostruita la conformazione dei luoghi attraverso l'impiego di alcune funzioni del modello di calcolo.

Nel seguito si definiscono, per ciascuno dei domini di calcolo suddetti, le principali funzioni impiegate:

### **DOMINIO INTERSEZIONE 6**

Il "Dominio intersezione 6" (Figura 9) è stato definito al fine di individuare le possibili interferenze tra il cavidotto e le aree inondabili generate dal transito della piena duecentennale nel reticolo.

Pertanto, nel dominio computazionale è stata inserita, in **una sola cella** (inflow element), l'idrogramma di piena duecentennale. La dimensione del dominio computazionale, confrontata con l'estensione del bacino idrografico, permette di intuire la chiara intenzione di ridurre al minimo l'effetto laminazione del bacino di monte.

Infine in diverse celle è stata inserita la funzione di uscita di flusso dal sistema (outflow element) necessaria per consentire il deflusso al di fuori del dominio computazionale evitando erronei punti di accumulo.

Per quanto attiene i valori di scabrezza questi sono stati assunti pari a 0,04 s/m<sup>1/3</sup> per tutte le aree interne al dominio di studio.

La simulazione dell'evento è stata condotta per una durata pari a 19 ore, superiore alla durata dell'idrogramma inserito.

I risultati ottenuti hanno permesso di condurre le verifiche all'erosione descritte al paragrafo 4 della presente relazione.

### **DOMINIO PARALLELISMO 1**

Il "Dominio parallelismo 1" (Figura 9) è stato definito al fine di individuare le possibili interferenze tra il cavidotto e le aree inondabili generate dal transito della piena duecentennale nel reticolo.

Pertanto, nel dominio computazionale è stata inserita, in **quattro celle** (inflow element), l'idrogramma di piena duecentennale. La dimensione del dominio computazionale, confrontata con l'estensione del bacino idrografico, permette di

intuire la chiara intenzione di ridurre al minimo l'effetto laminazione del bacino di monte.

Infine in diverse celle è stata inserita la funzione di uscita di flusso dal sistema (outflow element) necessaria per consentire il deflusso al di fuori del dominio computazionale evitando erronei punti di accumulo.

Per quanto attiene i valori di scabrezza questi sono stati assunti pari a 0,04 s/m<sup>1/3</sup> per tutte le aree interne al dominio di studio.

La simulazione dell'evento è stata condotta per una durata pari a 65 ore, superiore alla durata degli idrogrammi inseriti.

I risultati ottenuti hanno permesso di condurre le verifiche all'erosione descritte al paragrafo 4 della presente relazione.

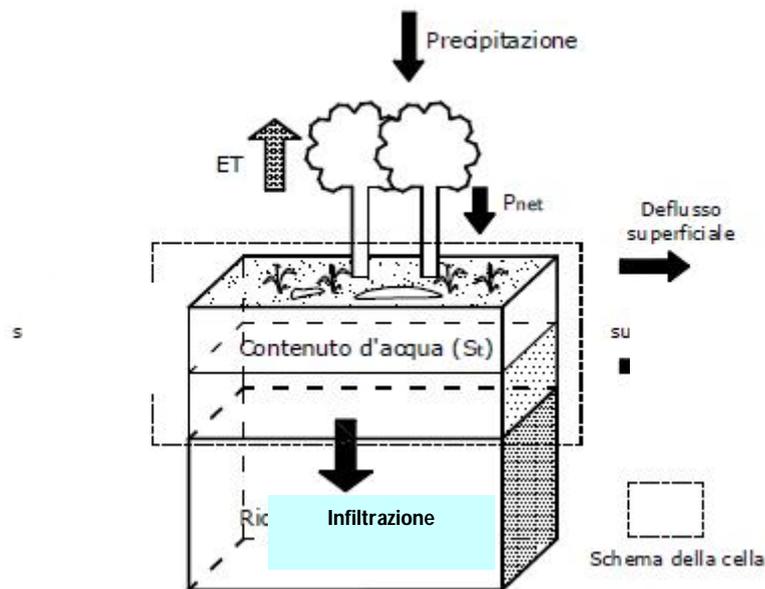
## **DOMINIO PARALLELISMO 2**

Il "Dominio parallelismo 2" (Figura 9) è stato definito al fine di individuare le possibili interferenze tra il cavidotto e le aree inondabili generate dal transito della piena duecentennale nel reticolo.

Essendo un'area sub pianeggiante, nella quale le incisioni fossili risultano poco significative, si è deciso di utilizzare un approccio di calcolo a parametri distribuiti al fine di individuare le vie preferenziali di deflusso superficiale delle piogge duecentennali che interessano il bacino.

Nel modello idrologico fisicamente basato a parametri distribuiti la complessità del sistema viene rappresentata attraverso tutti i fenomeni fisici coinvolti. Oltre a rappresentare la relazione input- output, sono riprodotte le relazioni interne fra le variabili idrologiche.

Adottando la schematizzazione spaziale a griglia (raster), è possibile infatti attribuire ad ogni cella le informazioni relative a morfologia del bacino, sviluppo del reticolo idrografico, caratteristiche idrogeologiche del suolo, afflusso meteorico, ecc. che vengono utilizzate nelle varie equazioni di bilancio e di trasferimento.



Il modello restituisce una descrizione dei processi funzionanti in un sistema idrologico in maniera puntuale, mediante la ricerca della soluzione delle equazioni differenziali, esprimenti i bilanci di massa, di quantità di moto e, quando necessario, di energia, che governano i processi medesimi.

Nel caso in oggetto, la variabili che concorrono alla definizione del problema sono:

- pioggia lorda (determinata dall'equazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto);
- durata della precipitazione;
- perdita iniziale (relativa all'intercettazione e evapotraspirazione =  $I_a$ );
- coefficiente di immagazzinamento del suolo ( $S$ )
- perdita di infiltrazione.

I primi due parametri sono riconducibili allo ietogramma di progetto, mentre gli ultimi 3 sono deducibili dal coefficiente CN che nel caso in oggetto è adottato per condizioni di saturazione più gravose del suolo (CNIII).

I parametri di input sono inseriti in ogni cella del bacino tributario in funzione della distribuzione spaziale (CN) e temporale (ietogramma di progetto).

Il dato di output per ogni cella risulta essere il deflusso superficiale, che viene elaborato nel suo insieme nel modello idraulico su dominio bidimensionale in funzione delle equazioni di moto ed energia che regolamentano il suo trasferimento in funzione delle condizioni morfologiche del percorso.

Nel caso in questione la verifica è stata effettuata :

- inserendo il valore del CNIII ponderato del bacino in tutte le celle (88.81) e inserimento dei valori di perdita iniziale ( $I_a = 6.40$  mm)
- applicando, per i differenti tempi di ritorno, lo ietogramma di progetto ricostruito dal programma di calcolo in funzione della durata di precipitazione (posta pari al tempo di corrivazione del bacino pari a 3.03 ore);

Le durate delle simulazioni sono state assunte pari a 17 ore ossia pari a più di cinque volte il tempo di durata della precipitazione.

Infine, lungo l'intero sviluppo perimetrale del dominio computazionale è stata inserita la funzione di uscita di flusso dal sistema (outflow element) necessaria per consentire il deflusso al di fuori del dominio computazionale evitando erronei punti di accumulo.

Per quanto attiene i valori di scabrezza questi sono stati assunti pari a 0,04 s/m<sup>1/3</sup> per tutte le aree interne al dominio di studio.

I risultati ottenuti hanno permesso di condurre le verifiche all'erosione descritte al paragrafo 4 della presente relazione.

## 4 STUDIO DEI PROCESSI EROSIIVI

In questo paragrafo si intende affrontare la problematica dell'erosione causata al seguito del verificarsi di piena bicentenari, come richiesto dall'Autorità di Bacino della Puglia. Tale studio ha il fine di individuare, nel caso di un evento di piena bicentenario, se il terreno è soggetto ad erosione e, nel caso lo fosse, ha il fine di definire, valutando l'entità del materiale mobilizzato dalla spinta idrodinamica dell'acqua, la profondità di posa dei cavidotti in interferenza con i reticoli idrografici garantendo in tal modo la sicurezza degli stessi.

A tale scopo, sulla scorta dell'analisi della Carta Idrogeomorfologica, di un rilievo di campo e dell'analisi della cartografia IGM 1:25000 sono state individuate le intersezioni tra il cavidotto ed il reticolo idrografico (Allegato 21/b).

A tal proposito si riporta una sintesi delle interferenze. Dove le intersezioni del cavidotto interessano strutture idrauliche quali tombini e ponti, è stata rilevata la sezione come riportato nell'allegato 21/c. In tale allegato sono riportate anche le distanze da rispettare tra il fondo canale e l'estradosso del cavidotto. Tale distanze sono state ottenute attraverso lo studio descritto nel seguito.

Le interferenze sono 10 alle quali si aggiungono due parallelismi tra reticolo e cavidotto (Allegato 21/d). Si precisa, che nel caso di parallelismi con cavidotto sotto sede stradale asfaltata, non si è proceduto alla verifica dei fenomeni erosivi, assegnando tuttavia una profondità di posa di almeno 1,50 m.

L'intersezione 1, come verificato durante i sopralluoghi, non esiste. Per le intersezioni n. 2-3-4-5-7-8-9-10 i fenomeni erosivi sono stati ritenuti trascurabili, poiché coinvolgono canali in cemento. Tuttavia, a vantaggio di sicurezza, si è fissata una distanza minima di 1,50 m tra il fondo canale e l'estradosso del cavidotto (cfr. Allegato 21/c). Per l'intersezione 6 e per i parallelismi, si è effettuato uno studio dei fenomeni erosivi al fine di determinare, al verificarsi di un evento di piena bicentenario, la profondità massima di erosione. Tale profondità, come richiesto dall'AdB Puglia, dovrà essere incrementata di almeno un metro (franco di sicurezza).

Le verifiche sono state effettuate fissando un diametro caratteristico dei grani ( $d_{car}$ ) tipico dei limi di pari a 0.05 mm, in quanto ritenuto cautelativo: si ricorda infatti che il diametro che determina il passaggio tra limi e sabbia è di 0.06 mm. Inoltre, è stato usato un peso specifico del materiale molto basso per sabbie-limose, e pari a  $\gamma_s = 1500 \text{ kg/m}^3$ .

Sulla scorta dello studio idraulico svolto e descritto nei capitoli precedenti sono state individuate le aree allagabili che, sovrapposte alle intersezioni tra cavidotto e reticolo cartografato, hanno consentito non solo di individuare le reali situazioni di

rischio, ma anche di definire i dati idraulici utili per lo studio dell'erosione, quali: tirante idrico  $h$  (m), pendenza media dell'asta principale  $[i_{med}]$ , e velocità della corrente nel punto di verifica.

$$\tau = \gamma * i_{med} * h$$

$$\tau = \gamma * i_{med} * R = 1000 * 0,014 * 0,7 = 9,8 \frac{kg}{m^2}$$

**Equazione 1 - Spinta idrodinamica dell'acqua nelle zone di esondazione.**

Per definire l'effettivo grado di erosione cui è soggetto il terreno interessato dall'evento di piena si è utilizzata la teoria di Shields. Tale teoria si basa sull'ipotesi che la spinta esercitata dalla corrente sulla particella solida è proporzionale alla superficie investita, a sua volta funzione del diametro delle particelle solide e sull'assunzione che la forza resistente dipende esclusivamente dalla forma del terreno soggetto ad esondazione. A seguito di tale teoria è stato definito l'Abaco di Shields, nel quale è messo in relazione il parametro di Shields  $[Y_c]$  con il numero di Reynolds di attrito  $[Re^*]$ . Tale Abaco assume:

- un andamento lineare decrescente di  $Y_c$  per un  $[Re^* < 1]$  a flusso laminare;
- un andamento costante per  $[Re^* > 400]$  con  $[Y_c = 0,056]$  a flusso turbolento;
- un andamento non lineare di  $Y_c$  per un  $[1 < Re^* < 400]$  zona intermedia.

$$Re_* = \frac{\sqrt{\tau} * d_{car}}{v}$$

**Equazione 2 - Calcolo del numero di Reynolds di attrito  $[Re^*]$ .**

Nelle verifiche in oggetto i valori ottenuti si dispongono nella zona intermedia dell'Abaco di Shields dove il legame analitico tra il parametro di Shields  $[Y_c]$  ed il numero di Reynolds di attrito  $[Re^*]$  è definito attraverso la legge seguente dove  $[x = Re^*/11,6]$ .

$$Y_c = \frac{0,009148}{x} + 0,05449 * [1 - e^{(-0,5661 * x^{0,5224})}]$$

**Equazione 3: Parametro di Shields  $[Y_c]$**

Definito il parametro di Shields è possibile ricavare la tensione tangenziale di moto incipiente che rappresenta il valore limite delle resistenze del terreno, dopo di cui il materiale subisce erosione.

$$\tau_{cri} = Yc * (\gamma_s - \gamma) * d_{car}$$

**Equazione 4: Tensione tangenziale critica di moto incipiente.**

Confrontando il valore di tensione tangenziale della spinta idrodinamica dell'acqua nelle zone di esondazione (Equazione 4) è evidente che il materiale nelle zone di esondazione è soggetto ad erosione, come riepilogato nella tabella seguente.

Nome intersezione	h (m)	v <sub>max</sub> (m/s)	i (m/m)	τ (kg/m <sup>2</sup> )	Re*	x	τ <sub>cri</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
6	0.19	0.51	0.008	1.52	6.10	0.53	0.000888
Parallelismo 1	0.31	0.61	0.004	1.24	5.51	0.48	0.000915
Parallelismo 2	0.24	0.05	0.003	0.72	4.20	0.36	0.001017

Dopo aver dimostrato, al verificarsi di un'onda di piena con tempo di ritorno di 200 anni, che le zone assoggettate ad esondazione sono soggette ad erosione, si quantifica il materiale eroso al fine di determinare la massima profondità a cui tale erosione può arrivare. A tal fine si utilizza lo studio di Du Boys, le cui equazioni mettono in conto l'eccesso di tensione tangenziale rispetto al valore critico [τ<sub>cri</sub>]. Il modello di trasporto proposto da Du Boys considera un volume avente lunghezza, nella direzione del fluido, ed una larghezza d'alveo unitaria. In questo modo è possibile definire la massima profondità a cui può arrivare l'erosione del terreno, definita come portata solida volumetrica. Al fine di definire tale portata solida volumetrica è necessario calcolare il parametro [ψ] definito come coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys e dedotto dalle esperienze di Zeller in funzione del diametro caratteristico del materiale e del suo peso per unità di volume.

$$\psi = \frac{1,8143}{\gamma_s * d_{car}^{0,7453}}$$

**Equazione 5: Coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys.**

$$q_s = \psi * \tau * (\tau - \tau_{cri})$$

**Equazione 6: Portata volumetrica erosa.**

Per passare dalla portata solida volumetrica alla quantità di materiale eroso, facciamo riferimento ad una velocità media del fluido in m/s, desunta dal modello idraulico bidimensionale (involuppo delle velocità); il modello utilizzato da Du Boys considera un volume di osservazione avente lunghezza e larghezza unitaria, quindi l'unica incognita (X) rimane la profondità.

$$V_{mat.solido} = lung * larg * prof = 1 * 1 * X = X \text{ m}^3$$

**Equazione 7: Volume del materiale solido con il modello di Du Boys.**

È necessario sottolineare alcune delle assunzioni del modello, ossia che il materiale solido a contatto con il fluido assume la stessa velocità e l'andamento della velocità con la profondità decresce linearmente, fino ad una profondità a cui il materiale solido non è soggetto ad erosione. Quindi la velocità del materiale solido eroso varia da quella del fluido al valor nullo.

$$v_{M \text{ mat.solido}} = \frac{v_{MAX} + v_{MIN}}{2} = \frac{v_{fluido} + 0}{2}$$

**Equazione 8: Velocità media del materiale solido trasportato con variazione lineare e valor massimo pari alla velocità del fluido e valor minimo nullo.**

Partendo dalla portata solida volumetrica possiamo ricavare la profondità a cui il materiale è soggetto ad erosione.

$$q_s = v_{M \text{ mat.solido}} * larg * prof = 1 * 1 * X = X \text{ m}^3/s$$

**Equazione 9: Portata volumetrica erosa.**

$$X = \frac{q_s}{v_{M \text{ mat.solido}} * larg}$$

**Equazione 10: Profondità massima a cui il materiale solido è soggetto ad erosione.**

In base al modello di trasporto, sopra citato, la portata volumetrica è stata calcolata con una lunghezza e larghezza unitaria tale da rendere incognita solo la profondità

del volume trasportato. Quest'ultima, dunque coinciderà con la profondità (in metri) della materia erosa

Pertanto di seguito si riporta la sintesi dei risultati; la "profondità da calcolo" rappresenta la massima erosione dal piano campagna già comprensiva di 1 m di franco, così come richiesto dall'Autorità di Bacino della Puglia. Possiamo quindi definire il materiale al di sotto di tale profondità stabile e non soggetto ad alcun tipo di erosione.

Si sottolinea che nello studio dei fenomeni erosivi condotto, si è ipotizzato il terreno di tipo monogranulare. La presenza, invece, di materiale più grossolano anche se in quantità minori, tende a fornire un effetto di schermatura sulle particelle fini. In considerazione di tale erosione selettiva sarebbe stato possibile introdurre parametri correttivi che in questa analisi sono stati omessi, quindi si ritiene che tale studio sia cautelativo.

In sintesi, anche dove l'erosione è trascurabile si è fissata una distanza tra fondo canale e generatrice superiore del cavo pari ad 1,50 metri, scelta per un'ulteriore sicurezza dal punto di vista geomorfologico (cfr. Allegato 21/c). La tabella seguente riassume i risultati delle verifiche, indicando come "profondità di progetto" la distanza tra fondo canale e generatrice superiore della condotta.

Nome intersezione	$\psi$ ( $m^6/kg^2*s$ )	X (m)	Franco AdB (m)	Profondità da calcolo (m)	Profondità progetto (m)
6	0.011279	0.10	1.00	1.10	<b>1.50</b>
Parallelismo 1	0.011279	0.06	1.00	1.06	<b>1.50</b>
Parallelismo 2	0.011279	0.23	1.00	1.23	<b>1.50</b>

I parallelismi non sono riportati nell'allegato 21/c in quanto non vi è né un canale rappresentabile né alcuna incisione morfologica.

## 5 MODALITA' ESECUTIVE PER LA REALIZZAZIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI

Per la realizzazione degli attraversamenti in sub alveo si prevede di adottare la tecnologia del Horizontal Directional Drilling (HDD) con l'esecuzione della perforazione eseguita mediante utensile direzionabile. La capacità di controllo della traiettoria piano altimetrica è data dall'impiego contemporaneo di un sistema di guida e di una testa perforante direzionabile. La posizione della testa di scavo è monitorata in continuo grazie alla presenza di una sonda: è così possibile controllare il tracciato della perforazione con il profilo di progetto, riscontrare e correggere in tempo reale eventuali deviazioni. Il controllo elettronico piano

altimetrico della perforazione in uno all'utilizzo di tubazioni flessibili (tipo in PEAD) permettono la realizzazione di tracciati di notevole curvatura.

Operativamente la realizzazione dell'attraversamento prevede tre macro fasi che sinteticamente si riportano nel seguito:

1. Esecuzione della postazione di partenza dove viene posizionato l'impianto di perforazione. Realizzazione di un foro pilota di piccolo diametro che, rispettando il profilo di progetto, avrà il suo punto di approdo sul lato opposto a quello di immissione ovvero oltre l'infrastruttura oggetto di interferenza. Il foro in questione, è eseguito mediante lancia di perforazione e l'inserimento nel terreno della batteria di aste mentre, l'asportazione del terreno scavato avviene per mezzo di fanghi bentonitici a circolazione continua.

2. Alesatura del foro mediante allargamento del foro pilotato al fine di raggiungere il diametro richiesto per l'alloggiamento della condotta. L'operazione viene eseguita con l'ausilio di getti di fango che consentono l'asportazione del terreno e la stabilizzazione delle pareti del foro mentre gli alesatori-compattatori ruotano per effetto del moto trasmesso dalle aste ed esercitano un'azione fresante allargando il foro.

3. Tiro della tubazione – procedendo nella stessa direzione della alesatura il tubo in PEAD di attraversamento viene agganciato all'alesatore e viene trainato fino ad occupare l'intera lunghezza della perforazione. Un apposito giunto evita che il moto rotatorio dell'alesatore possa indurre nella tubazione una sollecitazione di tipo torsionale.

La tecnologia utilizzata (HDD) permette di limitare i punti di intervento al punto di lancio e di arrivo in cui si effettueranno gli scavi per posizionare la strumentazione. Prima di effettuare la perforazione verranno eseguite una serie di indagini, quali ad esempio l'introspezione mediante radar della natura del sottosuolo e della presenza di altri impianti (indagine litologica) che consentano di ricostruire la situazione del sottosuolo nel tratto interessato dalla posa dei tubi.

## 6 CONCLUSIONI

Il presente studio ha riguardato la verifica della compatibilità idraulica con le NTA del PAI Puglia del progetto di un cavidotto elettrico a servizio dell'impianto eolico OFF-SHORE da realizzare nel tratto di mare antistante la centrale elettrica di Cerano (Br).

Tale verifica, come già precisato in premessa, è stata necessaria in quanto il progetto in oggetto risulta vincolato dagli artt. 6 e 10 delle NTA del PAI Puglia. Per tali verifiche, è stato effettuato uno studio idrologico dell'area in esame per un tempo di ritorno di 200 anni. Il metodo utilizzato per trasformazione degli afflussi in deflussi è quello del Curve Number, mettendosi in condizioni cautelative di umidità del bacino antecedente l'evento ovvero quelle relative al CNIII.

Per quanto attiene la modellazione idraulica per l'individuazione dei tiranti e delle velocità da utilizzare per lo studio dei fenomeni erosivi dovuti ad un evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni, vista la morfologia sub-pianeggiante dei luoghi, si è effettuato uno studio bidimensionale con il software FLO2d.

Le modellazioni effettuate hanno permesso di dare delle prescrizioni a riguardo degli eventuali fenomeni erosivi che potrebbero verificarsi in corrispondenza degli attraversamenti. Per il calcolo della potenziale erosione sono stati utilizzati valori granulometrici molto cautelativi; infatti pur avendo a che fare con una sabbia in matrice limo-argillosa si è scelto un valore del diametro caratteristico pari a 0.05 mm.

Le verifiche all'erosione sono state effettuate per il tempo di ritorno di 200 anni, come richiesto dall'AdB Puglia. Alle profondità di erosione è stato aggiunto un franco superiore a quello di 1 m come prescritto dall'AdB Puglia. Infatti, a vantaggio di sicurezza, anche laddove i fenomeni erosivi sono stati ritenuti trascurabili si è adottata una distanza minima tra fondo canale e generatrice superiore del cavidotto pari ad 1,5 m.