

"PARCO EOLICO FLORINAS (SS)"

Progetto per la realizzazione di un parco eolico con potenza pari a 48 MW
sito nel Comune di Florinas (SS)

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy



TITOLO ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

SCALA

COMMESSA

SVIL-1000183613

CODIFICA DOCUMENTO

FLO-PD-REL-019-R00

4					
3					
2					
1					
0	PRIMA EMISSIONE	Dicembre 2023	FC	EG	MG
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

Questo disegno non può essere riprodotto, nè utilizzato altrove, nè ceduto a terzi in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori

INDICE

INDICE.....	2
1 PREMESSA.....	3
2 IL SITO	4
2.1 <i>RIFERIMENTI CARTOGRAFICI.....</i>	<i>4</i>
3 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE	9
3.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE.....	9
3.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO	9
3.3 OPERE IDRAULICHE	11
4 INFORMAZIONE IDROLOGICA.....	15
4.1 METODO TCEV SARDEGNA	15
4.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO.....	20
4.3 CALCOLO DELLA C.P.P.	21
4.4 SUPERFICI DI INFLUENZA	22
5 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI	24
5.1 METODO DEL CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO	24
5.2 STIMA DEL CURVE NUMBER (CN)	28
5.3 IL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA E DEL COEFFICIENTE UDOMETRICO	29
6 VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE.....	31
6.1 PRE-DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA	31
6.2 VERIFICA FOSSI DI GUARDIA.....	32
7 PROGETTO ATTRAVERSAMENTI.....	35
7.1 CARATTERISTICHE DEL BACINO E MODELLO IDRAULICO DI PROPAGAZIONE.....	36
7.2 IETOGRAMMA DI PROGETTO, TIPO CHICAGO.....	36
7.3 MODELLAZIONE IDRAULICA CON HEC-RAS.....	38
7.4 EQUAZIONI DI BASE DEL MODELLO	38
7.5 IMPOSTAZIONI DI SIMULAZIONE	41
7.6 RISULTATI DI SIMULAZIONE	42
8 CALCOLO IDRAULICO DI DIMENSIONAMENTO DELLA SAVANELLA DI GUADO	44
8.1.1 <i>Attraversamento tipologico AT.....</i>	<i>45</i>

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Florinas (SS)" composto da 8 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6,0 MW, per una potenza complessiva di 48 MW, ubicato nel comune di Florinas(SS) e proposto dalla società Edison Rinnovabili S.p.A., facente parte del Gruppo Edison, con sede legale in Milano via Foro Buonaparte 31, 20121.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 6,0 MW, con diametro rotore fino a 155 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto. Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori ricadono nelle contrade Sa Pedraia (FLO-01), Sadde Senida (FLO-02), Sa Punta de Sas Baddes (FLO-03 e FLO-04), Coladolzos (FLO-05 e FLO-06), Banzos (FLO-07), Peru Saddu (FLO-08).

Oltre che degli aerogeneratori, il progetto si compone dei seguenti elementi:

- elettrodotto interrato MT da 30 kV, di collegamento tra gli aerogeneratori e la stazione di trasformazione utente 30/150 kV ed ubicato nei Comuni di Florinas in via Roma 96-102
- stazione elettrica di trasformazione 30/150 kV;
- un cavidotto interrato AT a 150 kV lungo circa 500 m che collegherà al SSE, con la stazione TERNA RTN "Florinas";
- futuro ampliamento (previsto da Piano di Sviluppo Terna) della Stazione Elettrica (SE) di Smistamento a 150 kV della RTN denominata "Florinas".

Si precisa che la progettazione del futuro ampliamento della stazione elettrica di Terna 150 KV "Florinas" (previsto da Piano di Sviluppo Terna) riportata nella documentazione progettuale, sarà integrata al seguito del benestare Terna.

La seguente relazione riporta lo studio idrologico ed idraulico relativo alla progettazione delle opere idrauliche di parco.

2 IL SITO

2.1 RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori ricadono nelle contrade Sa Pedraia (FLO-01), Sadde Senida(FLO-02), Sa Punta de Sas Baddes (FLO-03 e FLO-04), Coladolzos (FLO-05 e FLO-06), Banzos (FLO-07), Peru Saddu (FLO-08).

Di seguito cartografie e fogli di mappa catastali interessati dalle opere:

IGM 25 K:

- 193_IV_NE Florinas

CTRN 10K WGS84:

- 459120
- 459160
- 460090
- 460130

Catastali

Comune di Florinas

- 10, 19, 20, 21

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 32 WGS84 degli aerogeneratori:

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
FLO-01	472074,70	4497973.91	Florinas Foglio 21, p.la: 3
FLO-02	472926,00	4496121,00	Florinas Foglio 26, p.la: 31-35
FLO-03	472205,42	4496375,64	Florinas Foglio 20, p.la: 52
FLO-04	471714,61	4496061,13	Florinas Foglio 20, p.lle: 38
FLO-05	471260,49	4496453,93	Florinas Foglio 19, p.la: 52
FLO-06	471016,28	4496918,36	Florinas Foglio 19, p.la: 39
FLO-07	471005,12	4497406,34	Florinas

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
			Foglio 19, p.la: 7
FLO-08	469893,85	4498678.45	Florinas Foglio 10, p.la: 77

Tabella 1 - Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84

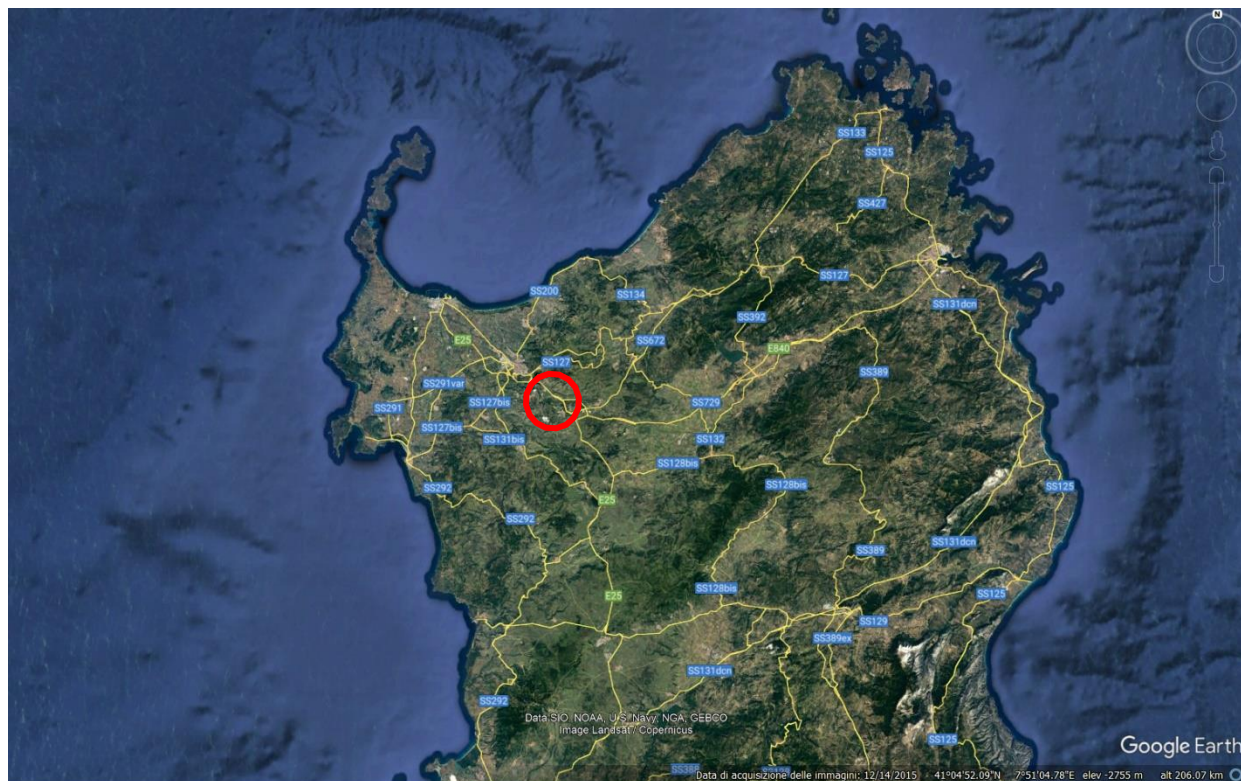


Figura 1 - Ubicazione area di impianto da satellite

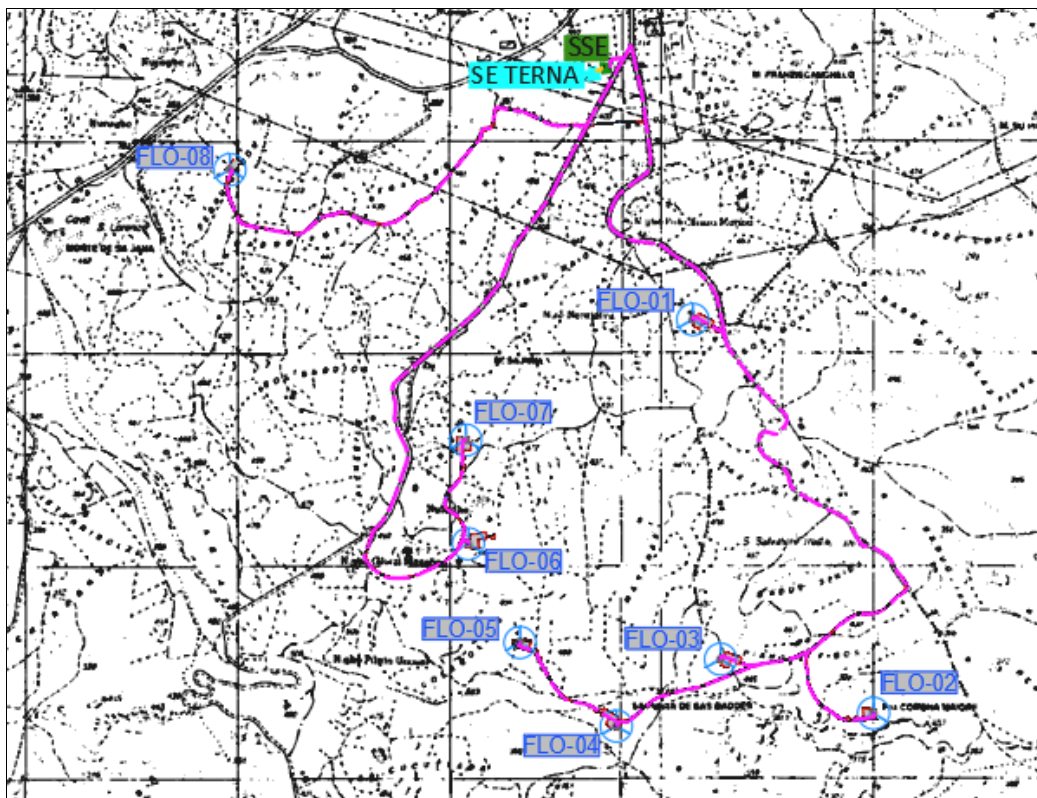


Figura 2 - Inquadramento impianto su IGM 1:25.000

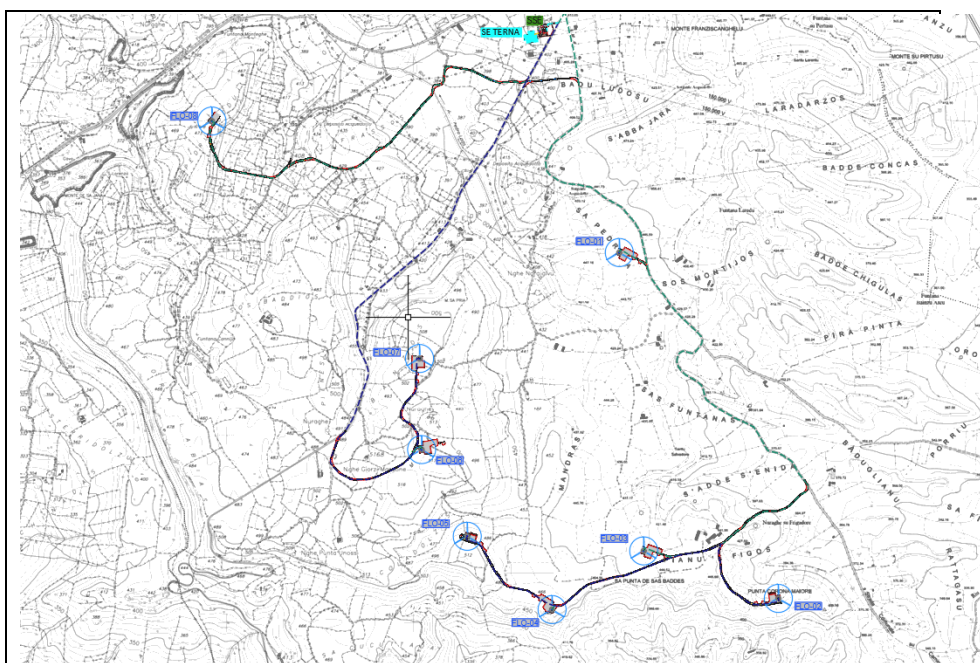


Figura 3 - Inquadramento impianto su CTR 1:10.000

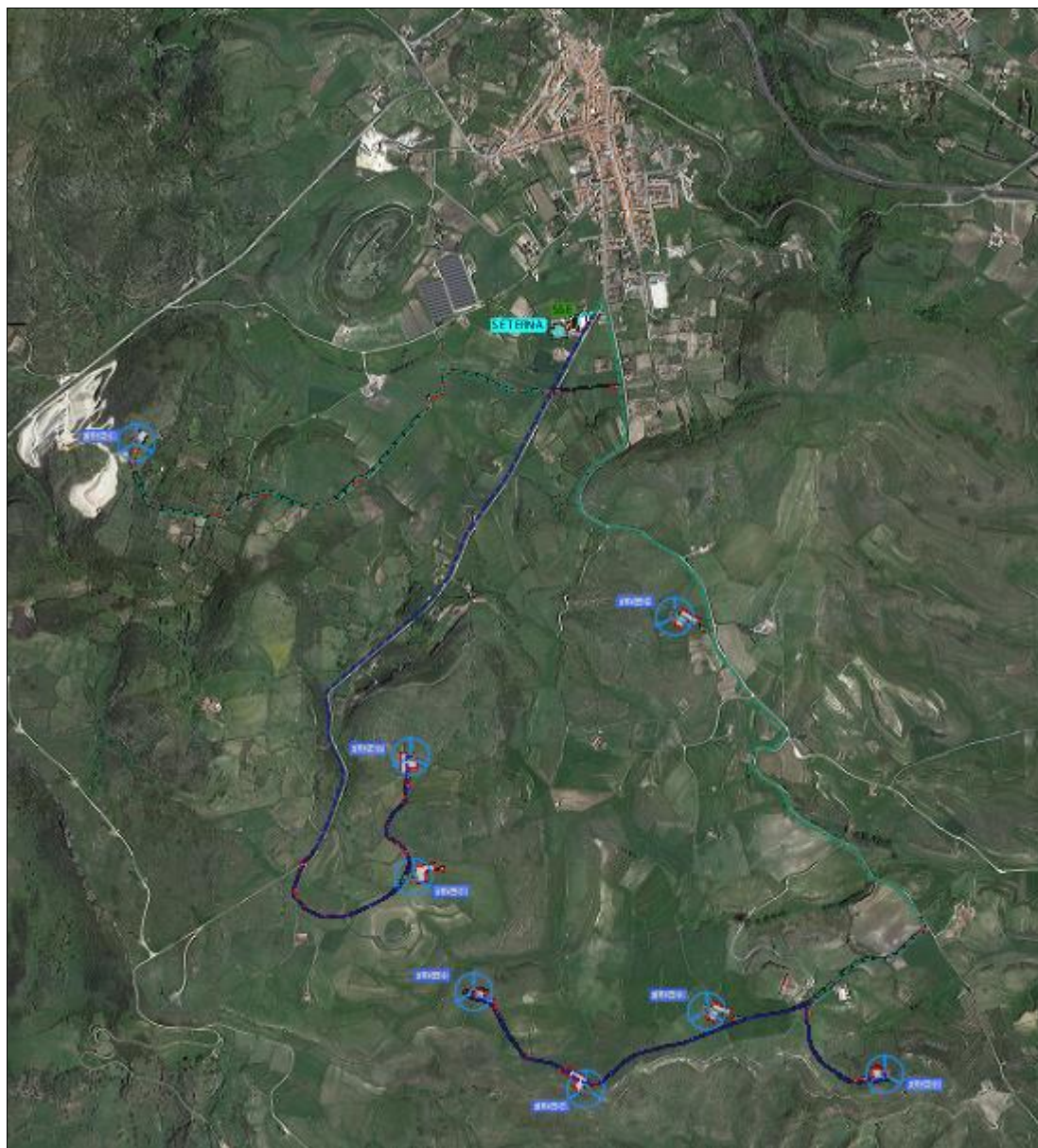


Figura 4 - Inquadramento impianto su ortofoto



Figura 5 - Inquadramento impianto su google 3D

3 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE

3.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE

La durabilità delle strade e delle piazzole del parco eolico “Florinas” è garantita da un efficace sistema idraulico di drenaggio delle acque meteoriche. Gli interventi da realizzarsi nell’area in esame sono stati sviluppati secondo due differenti linee di obiettivi:

- **garantire l’invarianza idraulica**, attraverso il mantenimento delle condizioni di “equilibrio idrogeologico” esistenti *ante operam*: le opere in progetto determineranno un incremento trascurabile o nullo della portata di piena dei corpi idrici riceventi i deflussi superficiali originati dalle aree interessate dagli interventi. Tale approccio consentirà di preservare e proteggere i sistemi idrologici naturali nel sito e di garantire la resilienza del sistema per far fronte ai cambiamenti climatici futuri.
- **drenare il sito efficacemente**, attraverso la regimazione e controllo delle acque che defluiscono lungo la viabilità del parco in progetto, mediante una adeguata rete drenante, volta a proteggere le infrastrutture del parco eolico.

Il tracciato delle opere di regimazione è stato definito a partire dal DTM con maglia 10 m e dalla progettazione della viabilità del parco, individuando le vie preferenziali di deflusso, gli impluvi (ed i solchi di erosione) interessati dalle opere in progetto nonché le caratteristiche plano-altimetriche dei tracciati.

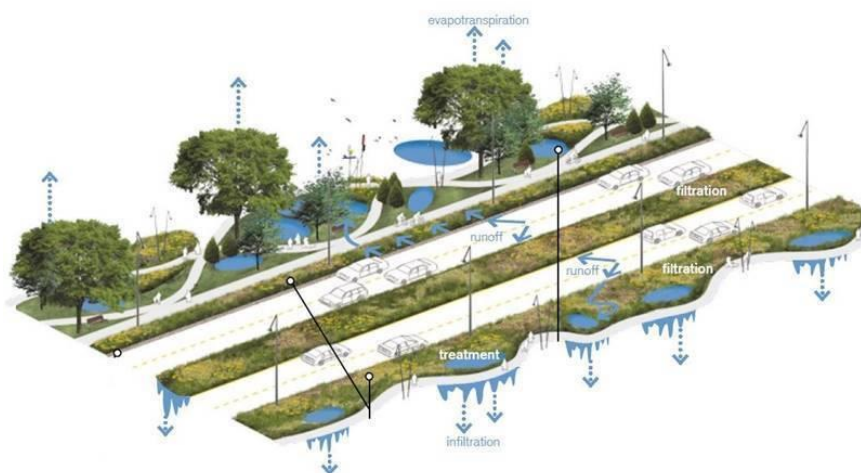


Figura. 6 - Esempio progettazione stradale in ottica SuDS (Sustainable Drainage Systems), ripensata secondo i principi di invarianza idraulica. Fonte: Huber, J., 2010. *Low Impact Development: a Design Manual for Urban Areas*.

3.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO

Come anticipato, la realizzazione delle opere in progetto mantiene **inalterata, a scala globale, l’equilibrio tra afflussi e deflussi dei bacini sottesi ai punti di immissione nei**

corpi idrici ricettori. Le nuove opere a servizio del parco eolico (nuova viabilità e nuove piazzole) rispettano infatti i principi dell'invarianza idraulica; in particolare:

1. le caratteristiche di permeabilità dei diversi bacini interessati dalle opere subiscono modifiche pressoché nulle e, pertanto, la variazione tra la situazione *ante* e *post* interventi è irrilevante e trascurabile. Il coefficiente di afflusso dei bacini (con il quale determinare l'aliquota di afflussi infiltrati) si mantiene infatti sostanzialmente invariato, data la minima (o nulla) variazione della permeabilità delle aree in seguito alla realizzazione degli interventi¹.
2. La realizzazione dell'impianto non prevede elementi impermeabili sul terreno ma opere con inerti, altamente permeabili, in corrispondenza delle piazzole e della viabilità di servizio. In ogni caso, si sottolinea come le aree occupate da strade e piazzole hanno dimensioni trascurabili rispetto ai bacini ove esse scolano (0,2%-4%).
3. Dal momento che la viabilità di progetto non sottende di norma alcun bacino scolante di dimensioni apprezzabili - e considerando che la nuova viabilità presenta dei punti di minimo che coincidono con punti di minimo orografici del terreno - si può affermare che le infrastrutture viarie di parco non modificano la risposta di ciascun bacino per tutti gli aspetti che riguardano i meccanismi di formazione dei deflussi (morfometria, percorsi di corrivazione, permeabilità, etc.) e non determinano alcun aumento di portata, ΔQ , sui corpi idrici ricettori.
4. Le opere idrauliche previste in progetto rispettano il regime idraulico *ante operam*: le acque meteoriche, infatti, vengono sempre recapitate presso gli impluvi naturali ove esse erano già precedentemente e naturalmente convogliate per ragioni orografiche².

I punti di scarico dei fossi di guardia saranno realizzati, ove necessario, in uno con opere di dissipazione finalizzate al rallentamento della corrente idraulica ed alla limitazione dei fenomeni erosivi. Lungo la viabilità di progetto, non si verranno a creare interferenze con impluvi demaniali esistenti o con affluenti di impluvi demaniali esistenti: gli scarichi avverranno in corrispondenza di impluvi naturali (di modesta entità e non censiti).

Come detto, tali immissioni saranno dotate di sistemi di dissipazione che consentiranno puntualmente l'annullamento dei rischi di fenomeni erosivi nel rispetto dell'equilibrio idrogeologico esistente: verrà garantito il convogliamento delle acque di scarico, prestando attenzione che l'immissione in piccoli impluvi esistenti e/o piccoli solchi di erosione esistenti avvenga con angoli inferiori o uguali ai 30°.

¹ Per effetto della presenza di misto stabilizzato compattato, utilizzato come strato di finitura per la nuova viabilità, e le piazzole il coefficiente di afflusso ϕ_p è compreso in un range 0.30-0.35 (strato drenante, da letteratura). **Le caratteristiche di permeabilità delle nuove aree risultano pressoché identiche a quelle del terreno naturale esistente.**

² Si evidenzia che tali scarichi delle acque meteoriche negli impluvi naturali sono di modesta entità in riferimento agli apporti dell'intero bacino scolante.

A tal scopo, nell'elaborato grafico *FLO-PD-D58_00_Opere idrauliche del parco planimetria*, facente parte del presente progetto definitivo, è riportata una planimetria con l'individuazione dei punti di scarico, dei bacini idrografici interessati dalle opere e del reticolo idrografico esistente da CTR, IGM ed elementi idrici della Regione Sardegna.

Le opere in progetto, pertanto, non alterano in nessun modo né il reticolo idrografico esistente né le portate che dagli impluvi esistenti arrivano verso i “canali naturali” presenti a valle.

3.3 OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche previste in progetto sono di seguito elencate; per i particolari costruttivi ed ulteriori dettagli si rinvia agli elaborati grafici dedicati.

Fosso di guardia “Tipo A”, in terra e rivestito con geostuoia antiersione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,30
Larghezza in superficie [m]	0,50
Altezza [m]	0,30

Tabella 1: Caratteristiche geometriche FdG Tipo A

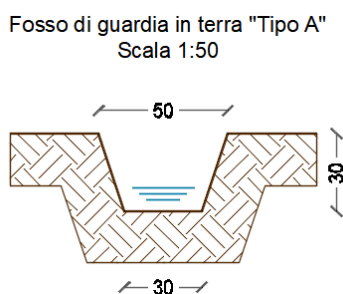


Figura 7 – Fosso di guardia “Tipo A”

La geostuoia di rivestimento è ad alto indice di vuoti, in monofilamenti di polipropilene fissati termicamente nei punti di contatto (con spessori variabili).

Fosso di guardia “Tipo B”, in terra e rivestito con geostuoia antiersione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,40
Larghezza in superficie [m]	0,60
Altezza [m]	0,40

Tabella 2 - Caratteristiche geometriche FdG Tipo B

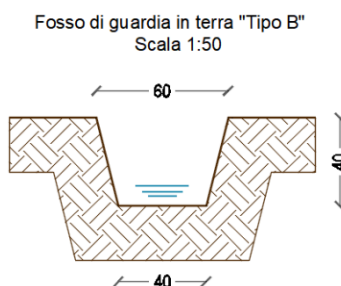


Figura 8 – Fosso di guardia "Tipo B"

Fosso di guardia "Tipo C", in terra, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	0,80
Altezza [m]	0,60

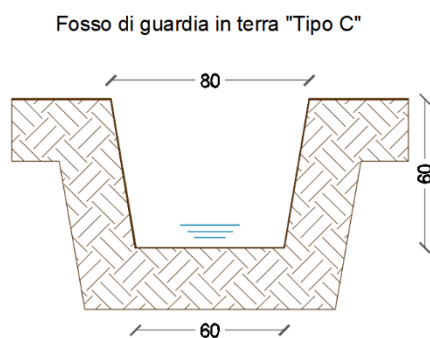


Figura 9 – Fosso di guardia "Tipo C"

Opere di dissipazione: tali opere sono poste al termine degli scarichi, in modo tale da ridurre l'energia della corrente idrica reimpressa negli impluvi naturali e limitare quindi l'erosione dei versanti. Sono previste opere di dissipazione con pietrame di grandi dimensioni ($D > 40$ cm), con differente geometria in funzione delle caratteristiche della corrente in uscita e del corpo idrico ricettore.

Arginelli in terra aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	0,30
Altezza [m]	0,25

Tabella 4 - Caratteristiche geometriche arginello in terra

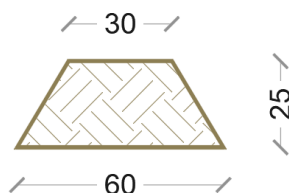


Figura 10 – Arginelli in terra

Attraversamenti “Tipo A” in corrispondenza dei punti di scarico: tale tipologia di attraversamento è necessaria per lo scarico delle acque meteoriche (di piattaforma ed eventualmente provenienti dai versanti) intercettate dai fossi di guardia.

Gli attraversamenti (individuazione nell’elaborato grafico *FLO-PD-D58_00_Opere idrauliche del parco planimetria*) sono realizzati con tubazioni in HDPE CRG SN8 (DE variabile) e prevedono (i) *in ingresso* un pozzetto per ispezione e raccordo con il fosso di guardia ed (ii) *in uscita* lo scarico diretto presso gli impluvi esistenti (od un altro pozzetto), previa opera di dissipazione in pietrame.

Di seguito (Figura 12 -) si riportano le sezioni longitudinali e trasversali dell’*attraversamento tipo* ed una pianta dello stesso attraversamento.

Pozzetti in cls prefabbricato, aventi dimensioni interne 100x100 cm e spessore delle pareti pari a 0,15 m; l’altezza sarà variabile in funzione delle peculiarità delle quote dei fossi di guardia (o delle tubazioni in HDPE CRG) in ingresso e uscita.

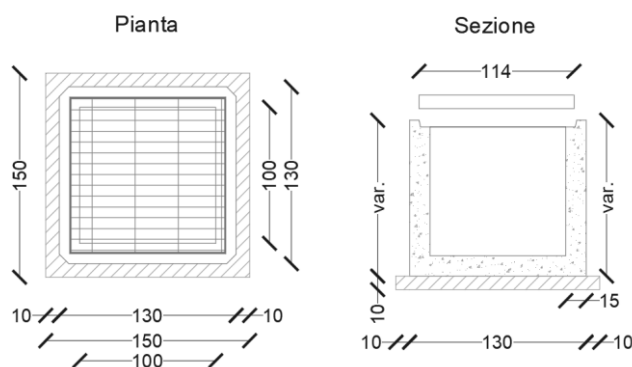


Figura 11- Pozzetto in calcestruzzo prefabbricato

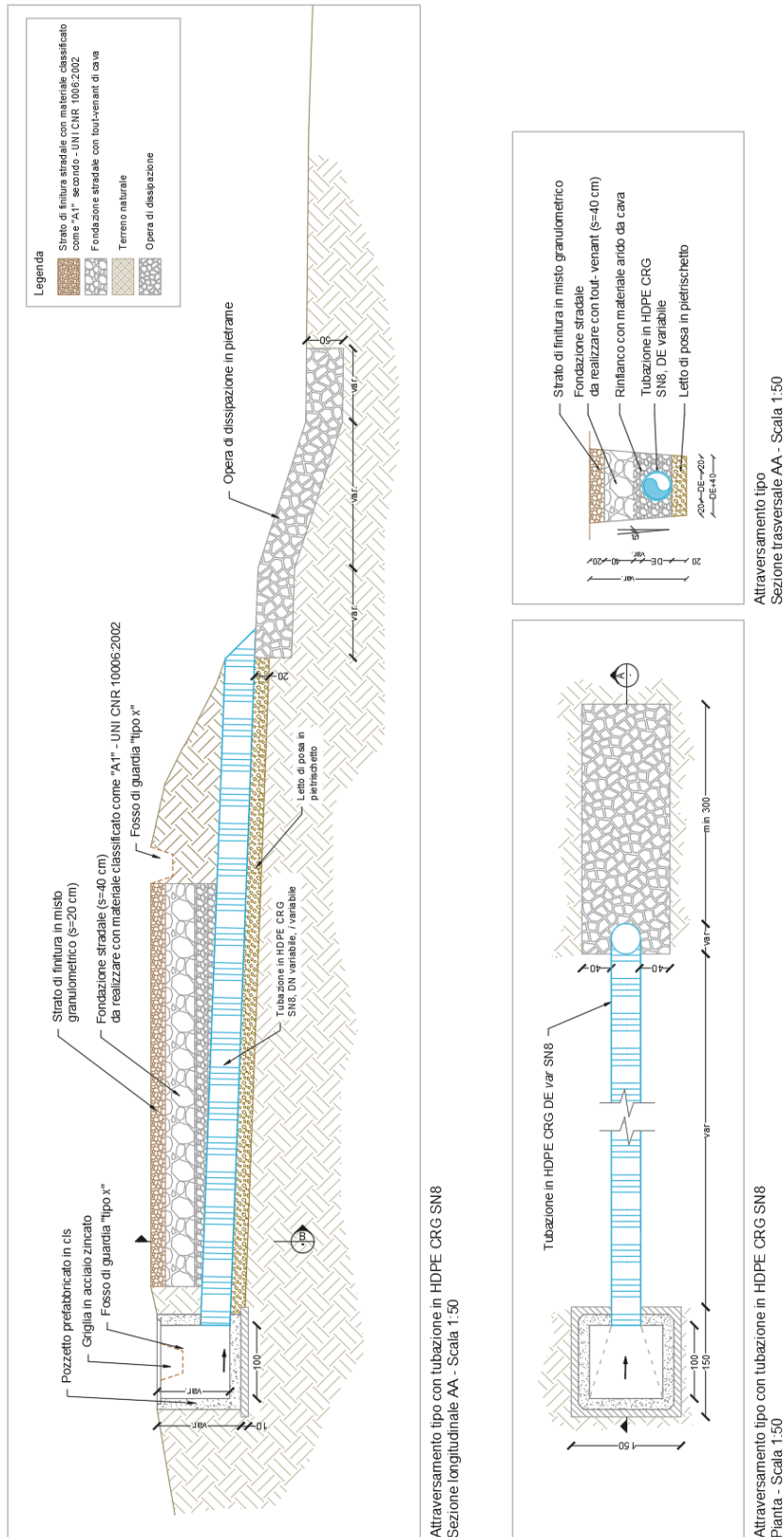


Figura 12 - Sezioni longitudinali, trasversali e pianta dell'attraversamento tipo

4 INFORMAZIONE IDROLOGICA

Il presente capitolo ha l'obiettivo di definire la curva di probabilità pluviometrica necessaria alla progettazione delle opere idrauliche per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche dalle superfici stradali e dalle piazzole del parco eolico *Florinas*.

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nei bacini idrografici relativi all'area in esame. I fenomeni metereologici che generano le precipitazioni sono talmente complessi da non potere essere trattati come un processo deterministico a partire da condizioni iniziali e al contorno note. Pertanto, sotto il profilo pratico, lo studio delle piogge si limita ad utilizzare metodologie statistiche basate sulle osservazioni pluviometriche.

Nel caso in esame, la risposta idrologica dei bacini è condizionata da brevi tempi di corrivazione e, pertanto, le precipitazioni rilevanti sono quelle d'intensità elevata e breve durata.

La maggior parte dei metodi che l'idrologia propone per ricostruire eventi di piena sono metodi indiretti, ossia metodi che stimano l'idrogramma di piena utilizzando un modello di trasformazione piogge-portate che prevede, come input, la definizione di un particolare evento di pioggia.

Nel caso in oggetto, infatti, non sono disponibili dati di registrazione delle portate; né, tantomeno, potrebbero essere utilizzati, dal momento che l'obiettivo dell'analisi non è studiare il comportamento idrologico/idraulico dei corsi d'acqua presenti nel territorio, ma approfondire le tematiche idrologiche per il dimensionamento di tutte le opere idrauliche del parco eolico "*Florinas*".

In particolare, volendo stimare eventi di piena di dato tempo di ritorno, bisogna prima ricostruire l'evento di pioggia di pari tempo di ritorno (assumendo come vera l'ipotesi che un evento di pioggia di tempo di ritorno T genera un evento di piena con la stessa probabilità di non superamento).

4.1 METODO TCEV SARDEGNA

Il modello TCEV (*Two Component Extreme Value Distribution*) permette di determinare le altezze di pioggia h e le relative intensità i , seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici messa a punto dal progetto VAPI³.

La regionalizzazione delle piogge mira a superare i limiti relativi alla scarsa informazione pluviometrica (spesso costituita da singole serie di durata limitata e poco attendibili per le elaborazioni statistiche), utilizzando in modo coerente tutta l'informazione pluviometrica

³ Il Progetto VAPI (VALutazione PIene) sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche*, ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e delle piogge intense secondo criteri omogenei.

disponibile sul territorio, per individuare la distribuzione regionale delle caratteristiche delle precipitazioni.

La peculiarità del modello TCEV è quella di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità del tipo Gumbel. La prima, denominata *componente base*, assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda (*componente straordinaria*) genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti (appartenenti ad una differente fenomenologia meteorologica).

La TCEV rappresenta pertanto la distribuzione del massimo valore di una combinazione di due popolazioni ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (Gumbel, Log-Normale, etc.) riescono a rendere conto.

Per il calcolo delle curve di probabilità pluviometrica si farà pertanto riferimento alla procedura descritta nel progetto VAPI Sardegna (*GNDCI Linea 1. Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia*).

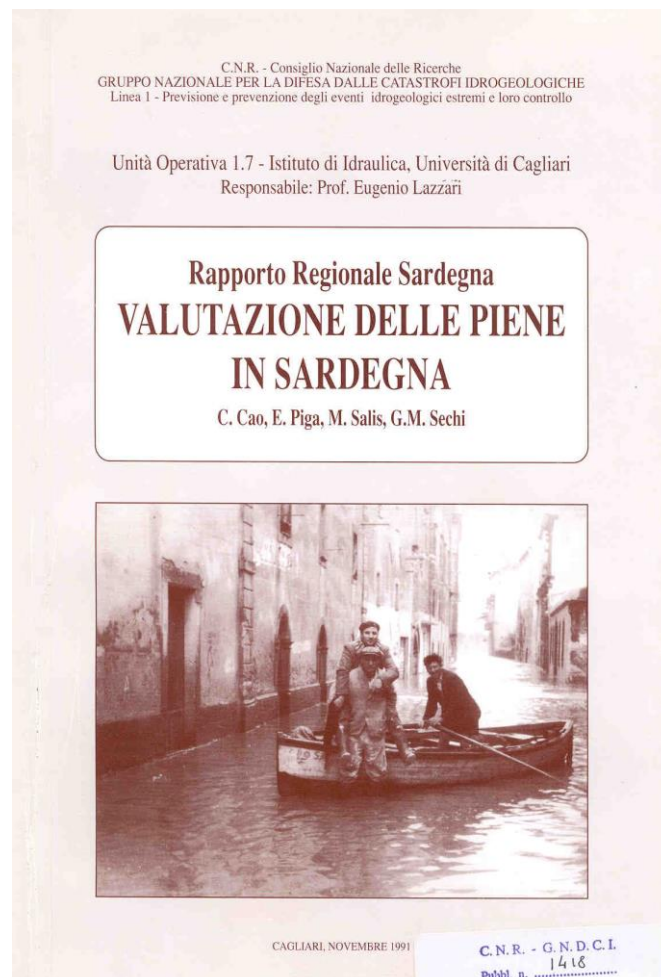


Figura 13 – Progetto VAPI Sardegna

La procedura gerarchica di regionalizzazione si articola su tre livelli successivi in ognuno dei quali è possibile ritenere costanti alcuni statistici.

Nel *primo livello di regionalizzazione* si ipotizza che tutto il territorio regionale ricada in una unica Zona Omogenea, caratterizzata dalla costanza in tutti i punti del territorio del coefficiente d'asimmetria e dei parametri di modello Λ^* e Θ^* . Le loro stime, effettuate col metodo di massima verosimiglianza (MV), sono risultate le seguenti: $\Theta^* = 2.207$ e $\Lambda^* = 0.5717$.

Il *secondo livello di regionalizzazione* riguarda l'individuazione di sottozone omogenee, interne a quella individuata al primo livello, nelle quali risultino costanti, oltre al coefficiente di asimmetria, anche il coefficiente di variazione della legge teorica ed il parametro Λ_1 .

Al secondo livello di regionalizzazione la Sardegna è suddivisa in n°3 sottozone pluviometriche omogenee (SZO), Fig. 14.

L'aggregazione delle stazioni in gruppi omogenei è stata condotta con tecniche di *cluster analysis*. La stima dei parametri è stata condotta dapprima col metodo di massima verosimiglianza ed è stata in seguito affinata variando iterativamente i valori dei parametri sino ad ottenere nelle serie generate sinteticamente gli stessi coefficienti di variazione (CV) osservati in media in ciascuna SZO.

La delimitazione territoriale delle SZO è stata effettuata utilizzando anche i dati delle 111 stazioni con minor numero di osservazioni, le quali sono state attribuite ai tre gruppi mediante tecniche di analisi discriminante, ed è semplicemente basata sull'aggregazione dei topoi dei delle stazioni appartenenti ad una medesima SZO.

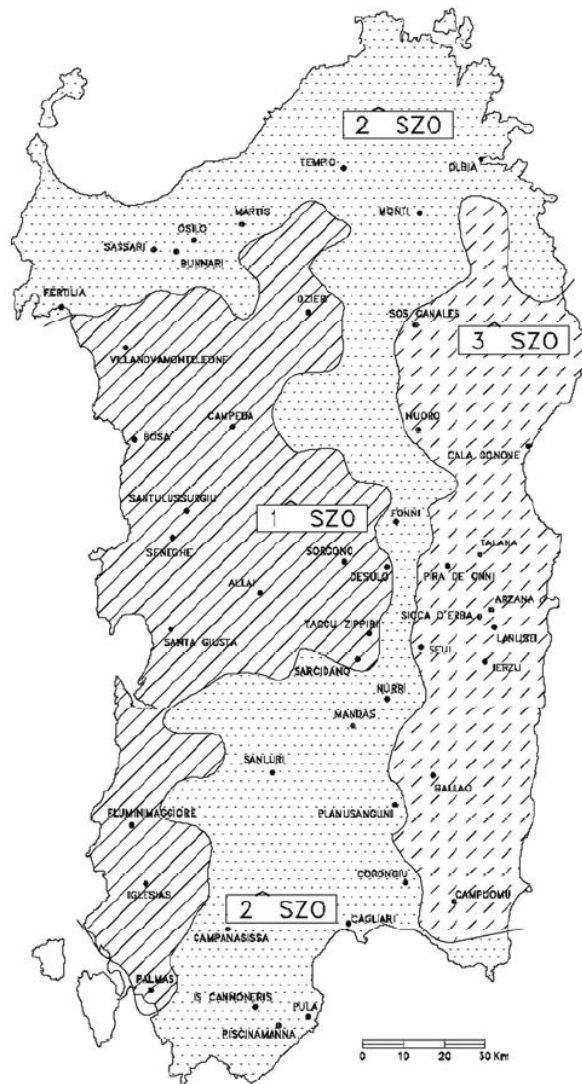


Figura 2 - Sottozone pluviometriche omogenee SZO per la regione Sardegna.

Per le piogge brevi ed intense (cui si fa riferimento nella presente analisi) per quanto riguarda i parametri Λ^* , Θ^* e Λ_1 l'indagine VAPI ha evidenziato una stretta dipendenza dei loro valori dalla durata dell'evento. Il valore di K_T , *fattore di crescita*, per tempi di ritorno T superiori a 10 anni può essere espresso attraverso una formula monomia del tipo:

$$K_T(t) = a_2 \cdot t^{n_2}$$

K_T misura la variabilità relativa degli eventi estremi alle diverse frequenze. Esso è dunque dipendente dalla durata della precipitazione e funzione sia della collocazione geografica del sito per il quale si vogliono calcolare le altezze di pioggia (a mezzo dei coefficienti a e b) che del tempo di ritorno T dell'evento meteorico.

Per tempi di ritorno T superiori a 10 anni, le espressioni per il calcolo dei coefficienti a_2 e n_2 sono riportate nell'immagine sottostante.

SZO 1	$a_2 = 0.46378 + 1.0386 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.18449 + 0.23032 \text{ Log}_{10} T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 2	$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log}_{10} T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 3	$a_2 = 0.41273 + 1.1370 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.19055 + 0.25937 \text{ Log}_{10} T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)

Tabella 5: Formule per il calcolo del coefficiente di crescita al variare della durata e della sottozona.

Il terzo livello di regionalizzazione prevede, infine, la ricerca di relazioni regionali tra il parametro centrale della distribuzione di probabilità μ e le grandezze - prevalentemente geografiche (altitudine, distanza dal mare, superficie del bacino idrografico) - relative al sito di misura.

Pertanto, l'espressione della curva di probabilità pluviometrica sarà:

$$h_{t,T} = K_T \cdot \mu(t)$$

in cui $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia di assegnata durata t e fissato tempo di ritorno T .

Nello specifico, per la regione Sardegna, al terzo livello di regionalizzazione, viene presa in considerazione come pioggia indice la media del massimo annuale dell'altezza di precipitazione giornaliera $\mu[g]$.

Per le piogge brevi ed intense, il legame tra la pioggia indice $\mu(t)$ e la durata t è risultato ben descritto in tutti i siti considerati da una espressione monomia analoga a quella impiegata per rappresentare le curve di crescita:

$$\mu(t) = a_1 \cdot t^{n_1}$$

dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera $\mu[g]$. Nello specifico, le relazioni sono le seguenti:

$$a_1 = \mu_g / (0.886 \cdot 24^{n_1})$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log_{10} \mu_g$$

La pioggia indice giornaliera $\mu[g]$ viene stimata sulla base della carta delle isoiete riportata in figura 15.

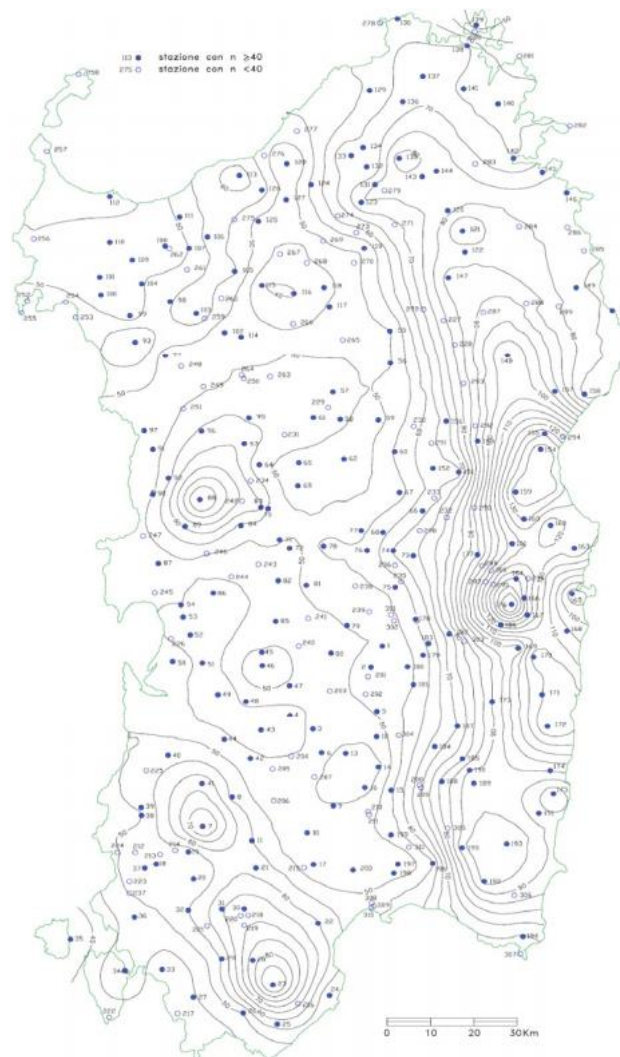


Figura 15 – Carta delle isoiete per l'identificazione della pioggia indice giornaliera $\mu[g]$.

Sono quindi stati calcolati, per i tempi di ritorno di interesse e per l'area considerata, i valori delle altezze di pioggia massima di assegnata durata $h_{t,T}$ e le leggi di probabilità pluviometrica.

4.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il tempo di ritorno, per la sua definizione, è un parametro legato alla vita utile dell'opera e al potenziale rischio (e conseguente danno) relativo al verificarsi di eventi con probabilità di accadimento superiori. Il tempo di ritorno T adottato per il dimensionamento delle opere idrauliche è stato considerato pari a 30 anni. Il tempo di ritorno T1, invece, utilizzato come parametro di dimensionamento per le opere di attraversamento/interferenza della viabilità in progetto con il reticolo idrografico è stato posto pari a 200 anni, come richiesto dalla normativa vigente in merito agli attraversamenti AT delle viabilità dei reticoli idrografici, NTC 2018.

4.3 CALCOLO DELLA C.P.P.

I bacini oggetto del presente studio si trovano nella sottozona pluviometrica omogenea SZO2: il fattore di crescita è calcolato attraverso l'espressione in tabella 2.1, utilizzando gli appropriati valori dei coefficienti a_2 e n_2 (per T e t variabili).

Fissato il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica di progetto - pari a 30 e 200 anni - ed individuato il valore della pioggia indice giornaliera dalla carta delle isoiete in fig.15, è quindi possibile determinare i coefficienti per il calcolo delle altezze di pioggia di data frequenza di accadimento e di fissata durata. In particolare, risulta:

T = 30:

sottozona SZO2

μg	55	mm/h
a_1	21.3791	
a_2	2.03962	
n_1	0.335	
n_2	-0.012	$t > 1ora$

sottozona SZO2

μg	55	mm/h
a_1	21.3791	
a_2	2.03962	
n_1	0.335	
n_2	0.095	$t < 1ora$

T = 200:

sottozona SZO2

μg	55	mm/h
a_1	21.3791	
a_2	2.93084	
n_1	0.335	
n_2	-0.015	$t > 1ora$

La c.p.p sarà data, pertanto, dalla seguente espressione:

$$h_{t,T} = a_1 a_2 \cdot t^{n_1 n_2}$$

È quindi possibile definire la curva di probabilità pluviometrica per l'area in esame, (corrispondente ad un tempo di ritorno T=30 anni e T1 = 200 anni).

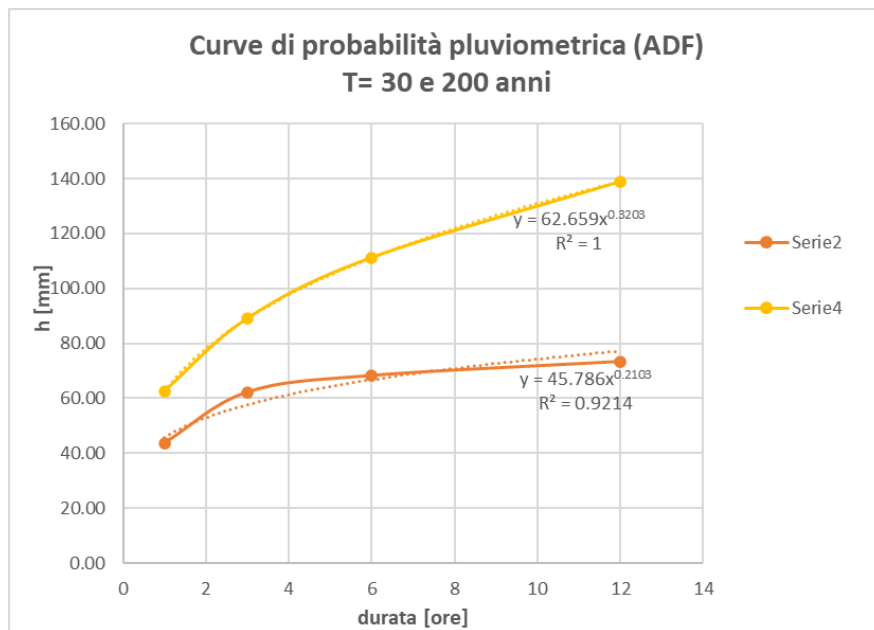


Figura 16 - CPP per i tempi di ritorno 30 (rosso) e 200 (in giallo) anni

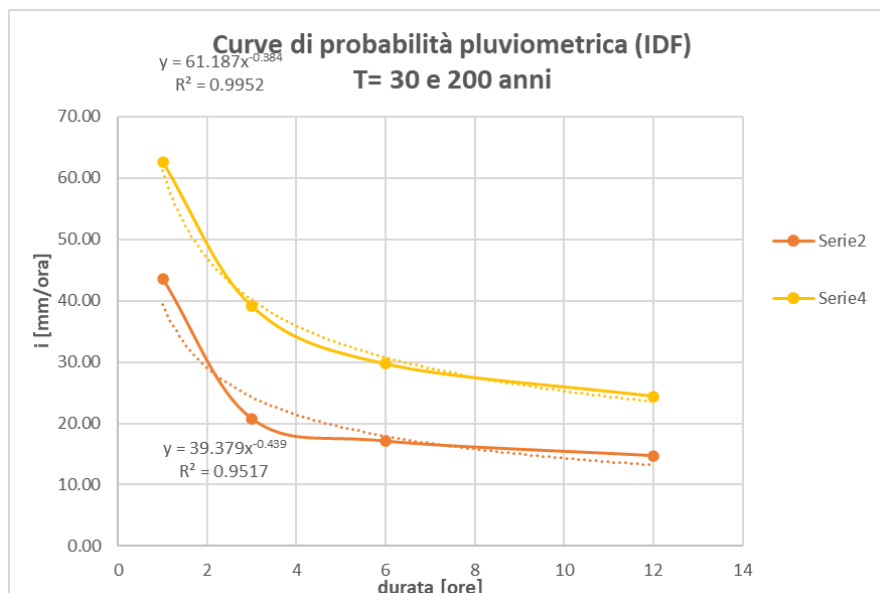


Figura 17 - IDF per i tempi di ritorno 30 (rosso) e 200 (in giallo) anni

4.4 SUPERFICI DI INFLUENZA

La principale caratteristica delle misure di precipitazione è di essere *puntuali*, cioè di riferirsi al punto in cui è posizionato lo strumento. La quantità di precipitazione che affluisce in un fissato intervallo di tempo in una data *area* deve essere valutata, in linea di principio, a partire dalle misure puntuali effettuate dalle stazioni di misura ricadenti nell'area o in essa limitrofe.

Tuttavia, data la vicinanza della stazione considerata ai bacini scolanti e le ridotte dimensioni di tali bacini, non si individuano le superfici di influenza nell'ipotesi che le caratteristiche di precipitazione all'interno del bacino siano legate esclusivamente a quelle della stazione pluviometrica in esame.

Inoltre, date le ridotte dimensioni dei bacini ($S < 10 \text{ km}^2$), non verrà effettuato il ragguglio spaziale delle precipitazioni ($ARF=1$).

5 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI

Le portate di progetto per il dimensionamento dei FdG ($T = 30$ anni) sono state calcolate attraverso *metodi indiretti*, che consentono la determinazione delle portate di piena a partire dalle precipitazioni che si abbattano sui diversi bacini. Nello specifico, si è valutata la portata di piena con il *metodo SCS-CN (Soil Conservation Service)*.

Il metodo del *Soil Conservation Service* è una procedura che consente la ricostruzione delle piene nei bacini idrografici di superficie non superiore a 15-20 km². Il metodo consente sia la semplice determinazione del volume della piena o della sua portata al colmo sia la completa ricostruzione dell'idrogramma di piena.

Tale metodo si colloca a metà strada fra i modelli basati sul calcolo delle perdite per infiltrazione in un punto, quindi coerentemente utilizzabili solo in approcci distribuiti e semi-distribuiti, ed i modelli formulati in maniera da essere specificatamente utilizzati in approcci integrati. Dal punto di vista matematico, si fa riferimento al calcolo del flusso superficiale come differenza fra precipitazione e perdite, inglobando però adesso in un unico termine di perdita anche gli altri fattori, oltre all'infiltrazione (*Soil Conservation Service, 1968*).

5.1 METODO DEL CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

La determinazione delle portate di piena, il metodo si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

avendo indicato con V il volume di deflusso, con P_n la precipitazione netta, con W l'invaso del suolo, cioè il volume idrico effettivamente immagazzinato nel suolo, e con S il valore massimo del suddetto invaso.

La precipitazione netta si ottiene sottraendo alla precipitazione totale P le perdite iniziali I_a dovute *all'immagazzinamento superficiale*, imputabili per esempio, alla presenza sulla superficie del bacino di zone che, per la loro morfologia, consentono l'accumulo di volumi idrici, *all'intercettazione* operata dalla copertura vegetale presente e *all'infiltrazione* prima della formazione del deflusso. La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

Sostituendo il valore di W ricavato in precedenza, si ottiene:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S}$$

Poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo (relazione, in pratica, costante per ogni bacino) $I_a = 0.2S$, e tenendo conto che $P_n = P - I_a$, si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

L'applicazione dell'espressione ottenuta presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale P la stima del massimo invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) e infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S viene condotta mediante la seguente relazione:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

in cui figura un parametro CN , denominato *curve number*, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima, sulla base dei valori riportati in un'apposita tabella, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino.

La stima del CN presuppone, inizialmente, la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l'appropriato CN sulla base di quelli riportati in letteratura; il valore di CN_b dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Per la stima del CN si distinguono i seguenti quattro gruppi idrologici denominati A, B, C e D.

- Gruppo A: *Bassa capacità di formazione del deflusso. 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.*
- Gruppo B: *Suoli con modesta infiltrabilità se saturi. Discretamente drenati e profondi sono caratterizzati da una tessitura medio-grossa e da una conducibilità idrica non molto elevata.*
- Gruppo C: *Suoli con bassa infiltrabilità se saturi. 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 e bassa infiltrabilità. La conducibilità idrica è bassa.*
- Gruppo D: *Suoli ad elevata capacità di formazione del deflusso. 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.*

La stima del valore di CN è stata condotta a partire dalla classificazione delle aree secondo il CLC (*Corine Land Cover 2018*), rilievi geologici e l'utilizzo della carta geolitologica. Inoltre è stata anche consultata la carte del CN in formato vettoriale SHP della regione Sardegna. Il valore di CN scelto è stato quello maggiore e dunque gravoso tra i due ricavati, per considerare la situazione più gravosa per il sistema di deflusso.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'inizio dell'evento (*Antecedent Moisture Conditions, AMC*) e a tal fine va precisato che i valori di CN riportati si riferiscono a condizioni medie del parametro AMC denominate AMCII.

La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta nei cinque giorni precedenti l'evento in esame che consente di definire la condizione di umidità antecedente l'evento (AMCI, AMCII, AMCIII).

Periodo vegetativo	Riposo vegetativo	AMC
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, minore di 35 mm.	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, minore di 13 mm.	I
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, tra 35 e 53 mm.	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, tra 13 e 28 mm.	II
Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, maggiore di 53 mm	Altezza di precipitazione, caduta nei cinque giorni precedenti l'evento, maggiore di 28 mm.	III

Nel caso in cui si ricada nella condizione AMCI (secca) o in quella AMCIII (umida), i valori di CN devono essere corretti utilizzando adeguati fattori di correzione. Nel caso in esame, si considerano condizioni "elevate" di umidità del suolo antecedenti l'evento (AMCIII).

Tipologia di Uso del Suolo	Tipo idrologico di suolo			
	A	B	C	D
Area Urbana (tessuto denso) ¹	77	85	90	92
Area Urbana (tessuto rado) ²	61	75	83	87
Aree industriali ³	89	92	94	95
Autostrade, ferrovie ⁴	87	91	93	94
Porti, aeroporti ⁵	98	98	98	98
Aree in trasformazione ⁶	77	86	91	94
Zone verdi urbane ⁷	39	61	74	80
Aree sportive e ricreative ⁸	49	69	79	84
Seminativo in aree non irrigue ⁹	55	69	78	83
Vigneti ¹⁰	67	78	85	89
Frutteto ,Uliveto ¹¹	62	71	78	81
Prati stabili ¹²	30	58	71	78
Zone agricole eterogenee ¹³	67	78	85	89
Zone boscate ¹⁴	25	55	70	77
Area a Pascolo naturale e praterie d'alta quota ¹⁵	49	69	79	84
Aree a vegetazione sclerofilla ¹⁶	30	51	63	70
Aree a vegetazione bosc. e a arbus. in evoluzione ¹⁷	45	66	77	83
Spiagge, dune , sabbie ¹⁸	98	98	98	98
Rocce nude falesie, rupi, affioramenti ¹⁹	77	86	91	94
Aree con vegetazione rada ²⁰	63	77	85	88
Aree percorse da incendi ²¹	45	66	77	83
Paludi interne	25	25	25	25
Paludi salmastre	25	25	25	25
Saline	25	25	25	25
Corsi d'acqua canali e idrovore	98	98	98	98
Bacini d'acqua	25	25	25	25
Lagune	55	55	55	55

¹Zone residenziali, lotti fino a 500 m2 (area imp. 65%)
²Zone residenziali,lotti da 500 a 1000 m2 (area imp. 38%)
³Zone commerciali e industriali (area imp. 72%)
⁴Autostrade ferrovie
⁵Strade, ferrovie, porti, aeroporti.
⁶Suoli rimaneggiati, discariche, aree estrattive (terreno nudo)
⁷Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 e il 75%
⁸Spazi aperti con manto erboso maggiore del 75%
⁹Leguminose o prato a rotazione per traverso in buone condizioni
¹⁰Filari a ritocchino in buone condizioni
¹¹Filari per traverso in buone condizioni
¹²Prato protetto dal pascolo e soggetto a fienaggione
¹³Filari a ritocchino in buone condizioni
¹⁴Bosco in buone condizioni
¹⁵Pascolo in discrete condizioni
¹⁶Macchia arbustiva in discrete condizioni
¹⁷Bosco in cattive condizioni
¹⁸Spiagge, dune , sabbie
¹⁹Maggese nudo o arato a ritocchino
²⁰Vegetazione desertica in cattive condizioni
²¹Bosco in cattive condizioni

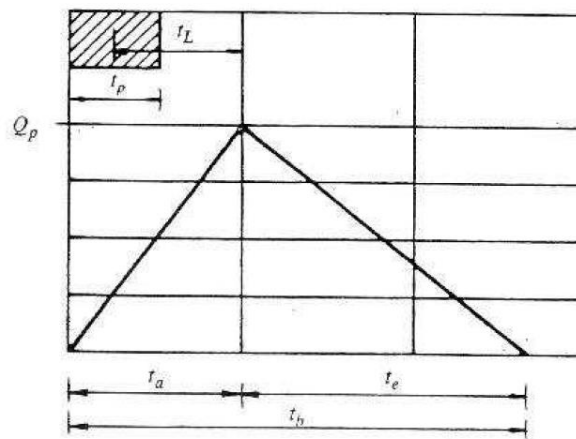
Tabella 6 - Valori caratteristici del parametro CN per i suoli

Per il calcolo della portata al colmo Q_p si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata t_a (*tempo di accumulo*) e una fase di esaurimento di durata t_e (*tempo di esaurimento*) e il cui volume V ha la seguente espressione:

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

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente 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 $t_b = 2,67 t_a$.



Utilizzando tali espressioni, esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo t_a in ore, l'area A del bacino in km^2 , si ottiene:

$$Q_p = 0.208 \frac{VA}{t_a}$$

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

$$t_a = 0.5t_p + t_L$$

Nel metodo SCS-CN il rapporto t_L/t_p è costante e pari a 0,6. Per la determinazione del tempo di ritardo, espresso in ore, si utilizza la formula di Mockus:

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

in cui s è la pendenza del bacino espressa in % ed L è la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in km.

5.2 STIMA DEL CURVE NUMBER (CN)

In accordo con quanto riportato nel paragrafo precedente (cfr. paragrafo 5.1) la stima del CN presuppone, inizialmente, la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino (si fa riferimento a quattro gruppi: A, B, C e D) e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica.

Per la scelta del CNII sono stati selezionati i valori utilizzati dalla Regione Sicilia per il Piano di Assetto Idrogeologico. In particolare, è stato considerato il valore medio assunto dal CNII all'interno dei bacini individuati per lo studio idrologico e idraulico per ciascuna area di intervento, attraverso il software QGIS. Gli stessi sono risultati conformi rispetto all'analisi della geologia, della idrogeologia e dell'agronomia condotta in sede di progettazione e l'uso del suolo individuato mediante l'analisi del CLC. In questo caso, il CNII è stato posto pari a 81 e 90.

Questo risulta in accordo con il gruppo idrologico, individuato mediante una classificazione delle aree secondo il *Corine Land Cover 2012*, rilievi geologici e l'utilizzo della carta geolitologica. Nel caso in esame il gruppo idrologico risulta compatibile con il gruppo C.

Inoltre, il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'inizio dell'evento (*Antecedent Moisture Conditions, AMC*) e a tal fine va precisato che i valori di CN riportati si riferiscono a condizioni medie del parametro AMC denominate AMCII. I valori, infatti, risultano anche compatibili con i terreni di interesse all'impianto che risultano "aree agricole", particolare "seminativi in aree non irrigue" e "vigneti".

Nel caso in esame, come già detto nel paragrafo 5.1, è stata considerata la condizione "elevata" di umidità del suolo antecedente l'evento di precipitazione, in accordo con il parametro AMCIII. Il CN corrispondente con tale condizione di umidità (CNIII) è stato calcolato con la seguente relazione:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057 CN(II)}$$

I valori di CNIII, per ogni sottorete, sono riportati nelle tabelle presenti nel paragrafo seguente.

5.3 IL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA E DEL COEFFICIENTE UDOMETRICO

Per la verifica dei fossi di guardia Tipo A, B e C sono stati selezionati tre bacini *rappresentativi*⁴ tra quelli presenti nel progetto e in relazione ai valori di CNIII; per tali bacini i valori delle portate corrispondenti al tempo di ritorno di interesse (T=30 anni), insieme agli altri parametri posti alla base del calcolo, sono riassunti nelle tabelle sottostanti.

Nello specifico, le grandezze caratteristiche poste a base dei calcoli, insieme alle rispettive U.M. sono:

- ID Bacino (la perimetrazione ha riguardato i bacini che insistono su viabilità e piazzole del Parco Eolico "Florinas");

⁴ I bacini "*rappresentativi*" (BV) sono quelli, tra i bacini afferenti alla viabilità di progetto, che determinano il valore maggiore di portata di deflusso, in funzione della loro superficie/pendenza; con riferimento a tale portata, ogni fosso di guardia risulta idraulicamente e tecnicamente compatibile.

- Superficie del bacino drenante S (sia in m^2 , che in ha e che in km^2);
- Lunghezza dell'asta principale, L (in m);
- Quota massima dell'asta principale, H_{max} (m);
- Quota minima dell'asta principale, H_{min} (m);
- Dislivello geodetico tra gli estremi dell'asta, Δh (m);
- Pendenza media del percorso, i (%);
- Parametro CNII;
- Parametro CNIII;
- Tempo di ritardo, t_L (hr);
- Tempo di corrivazione, t_p (hr);
- Tempo di accumulo, t_a (hr);
- Tempo di esaurimento, t_b (hr);
- Precipitazione lorda, P_{lorda} (mm);
- Massimo invaso del suolo, S (mm);
- Precipitazione netta, P_{netta} (mm)
- Coefficiente udometrico, u_d (l/s*ha);
- Portata al colmo della piena, Q_p (in m^3/s);

Le tabelle che seguono sono pertanto relative al calcolo della portata di progetto (relativa a ciascun bacino BV) causata da un evento pluviometrico critico di fissato tempo di ritorno T.

ID Bacino	Superficie S			Lunghezza asta L	H max	H min	Δh	Pendenza media /	Pendenza media /	CNII	CNIII	t_L	t_p	t_a	t_b	Piorda	S	Pnetta	Coefficiente udometrico u_d	Portata Q_p
	[m^2]	[ha]	[km^2]																	
BV1	454267	45.43	0.4543	940.3	101.3	84.6	16.65	1.77	0.02	60	78	0.63	1.05	1.16	3.09	54.57	72.81	14.19	25.53	1.16
BV2	159550	15.96	0.1596	718.3	119.4	107.0	12.35	1.72	0.02	62	79	0.49	0.82	0.91	2.42	54.57	66.94	15.69	36.02	0.57
BV3	14494.2	1.45	0.0145	350.2	105.3	97.18	8.07	27.75	0.28	66	82	0.06	0.11	0.12	0.31	22.71	56.26	1.94	34.64	0.050

6 VERIFICA DELLE OPERE PROGETTATE

6.1 PRE-DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA

Il dimensionamento delle opere idrauliche è stato condotto in due differenti fasi: una prima fase di pre-dimensionamento e una seconda di verifica.

Nella fase di pre-dimensionamento è stata assegnata una sezione “tipo” a ciascuna opera idraulica, in funzione dell’orografia, della pendenza, delle necessità tecniche e della estensione delle superfici scolanti sottese alla sezione di scarico. Tale assegnazione è stata effettuata anche grazie a un grafico $Q(i)$ nel quale, in funzione della superficie del bacino drenato (S) e della pendenza i del fosso di guardia, è possibile individuare la sezione tipo dell’opera idraulica da prevedere (dimensioni, caratteristiche del rivestimento e presenza di salti di fondo).

Per il caso in studio, tale grafico è stato definito tenendo in considerazione le caratteristiche dei bacini scolanti e la geometria dei fossi di guardia selezionati, ed è riportato in fig. 18.

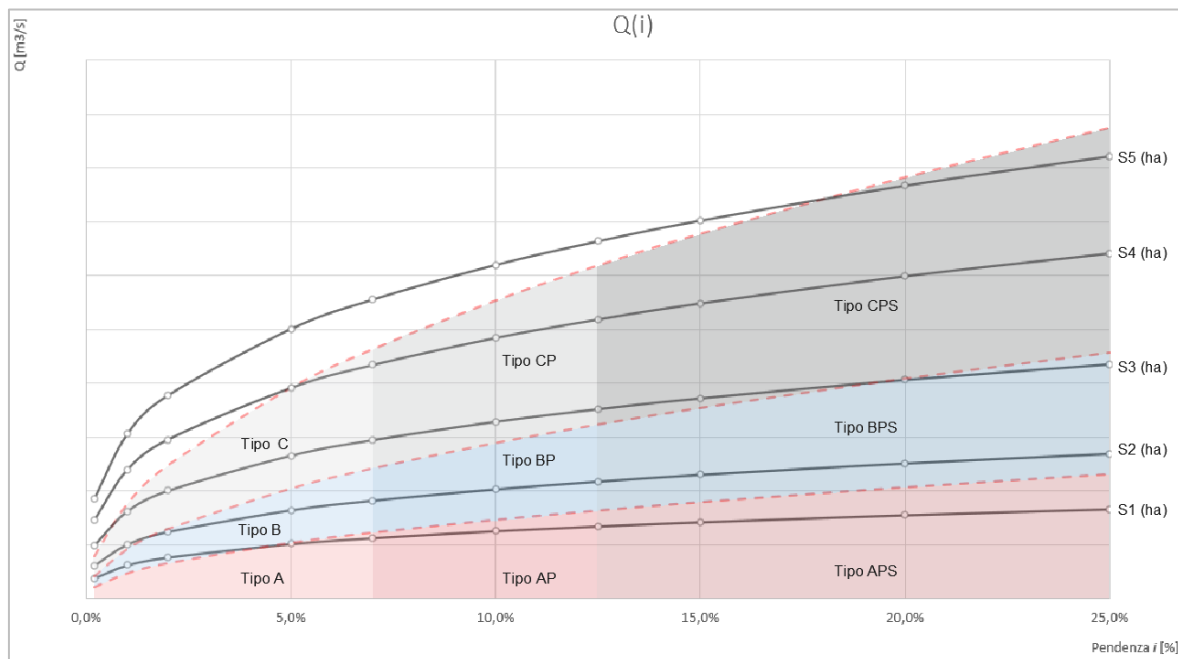


Figura 18 - Tipologia di grafico $Q(i)$ con individuazione delle zone omogenee per il pre-dimensionamento dei fossi di guardia

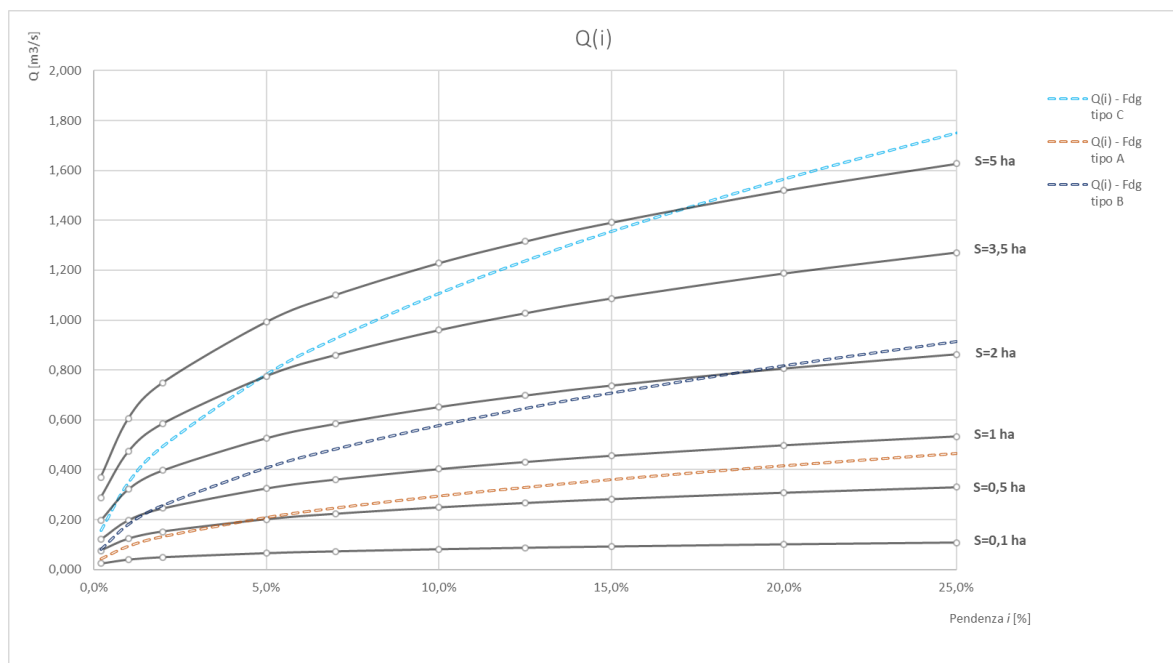


Figura 19 - Definizione del grafico $Q(i)$ per il caso in studio, con riferimento ad un tempo di ritorno T pari a 30 anni

6.2 VERIFICA FOSSI DI GUARDIA

La seconda fase prevede la verifica della capacità idraulica dei canali, prevedendo un franco minimo di 4 cm per ragioni di sicurezza. La verifica della capacità idraulica delle opere è stata effettuata in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- Q è la portata che defluisce nel fosso di guardia (m^3/s);
- χ è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata (in m^2);
- R è il raggio idraulico (in m), dato dal rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato P ;
- i è la pendenza del canale.

Per il valore del coefficiente χ , si è scelto di usare la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

in cui k_s è l'indice di scabrezza di *Gauckler-Strickler*, (in $\text{m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$); in questo caso l'espressione della scala delle portate di moto uniforme si semplifica, risultando particolarmente adeguata ai problemi di progetto:

$$Q = k_s \cdot A \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

La scelta della formula per il calcolo del coefficiente χ ha un'importanza marginale rispetto alla possibilità di scegliere un valore adeguato dell'indice di scabrezza che vi figura; i valori sono stati desunti da Chow W.T. (*Applied hydrology*, 1988). Per i fossi di guardia è stato scelto un indice di scabrezza k_s pari a $37 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ nell'ipotesi di canale in terra con fondo in ciottoli e sponde pulite.

Le verifiche sono risultate positive, rispettando gli opportuni franchi di sicurezza; le tipologie di opere idrauliche individuate in fase di pre-dimensionamento sono risultate aderenti alle necessità di controllo e di smaltimento delle acque meteoriche verso gli impluvi naturali del sito in esame⁵.

A scopo esemplificativo, si riportano i calcoli effettuati per le portate relative ai bacini BV1 – BV2 e BV3 con i quali sono state dimensionate le tre tipologie (geometriche) di fossi di guardia previste nel presente progetto.

Tipologia sezione	Bacino scolante	Pendenza del canale, i	Portata di progetto, Q_p	Tirante idrico h	Area A	Perimetro bagnato P	Raggio idraulico R	Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	Velocità v	Grado di riempimento h/H	Franco f
		[%]	[m ³ /s]								
C	BV1	6.28%	1.160	0.51	0.35	1.64	0.21	1.160	3.32	0.85	0.09
B	BV2	8.40%	0.575	0.37	0.18	1.17	0.16	0.575	3.13	0.93	0.03
A	BV3	5.00%	0.050	0.11	0.04	0.52	0.07	0.049	1.38	0.35	0.19

In particolare, per ciascun bacino di riferimento, sono riportati i seguenti elementi:

- Tipologia del fosso di guardia adottato;
- Bacino scolante;
- Tirante idrico h (m), sezione idrica A (m²), contorno bagnato P (m), raggio idraulico R (m) con riferimento alla portata di progetto;
- Pendenza i dell'opera idraulica (%)
- Portata di progetto $Q_{max,T}$ in m³/s;
- Velocità con cui defluisce la portata di progetto (m/s);
- Grado di riempimento del fosso di guardia, dato dal rapporto tra il tirante idrico di

⁵ Si evidenzia che la scelta delle tipologie di opere, sia in termini di geometria che di materiali, non è legata ad un mero dimensionamento di tipo idraulico. Sono state tenute in considerazione infatti, anche se non direttamente esplicitate nei calcoli, caratteristiche come (i) l'interrimento fisiologico delle opere idrauliche (benché mantenute con regolarità), (ii) il carattere delle precipitazioni in accordo al *climate changing* (precipitazioni di notevole intensità e breve durata con tempi di ritorno elevati) e (iii) le dimensioni "minime" legate alle effettive funzioni alle quali le opere devono assolvere (indipendentemente, quindi, dal tirante idrico di moto uniforme derivante dal calcolo).

- progetto e l'altezza della sezione;
- Franco (espresso in m) dato dalla differenza tra l'altezza della sezione ed il tirante corrispondente alla portata di progetto.

7 PROGETTO ATTRAVERSAMENTI

Si premette, in modo analogo a quanto detto per i fossi di guardia, che la scelta delle tipologie di opere, sia in termini di geometria che di materiali, non è legata ad un mero dimensionamento di tipo idraulico. Sono state tenute in considerazione, infatti, anche se non direttamente esplicitate nei calcoli, caratteristiche come (i) l'interrimento fisiologico delle opere idrauliche (benché mantenute con regolarità), (ii) il carattere delle precipitazioni in accordo al *climate changing* e (iii) le dimensioni “minime” legate alle effettive funzioni alle quali le opere devono assolvere.

Dall'analisi dell'interazione della nuova viabilità in progetto con il reticolo idrografico esistente è emersa la necessità di progettare sette attraversamenti idraulici tipo AT.

Per il dimensionamento idraulico dei nuovi attraversamenti dei corsi d'acqua si fa riferimento, come già anticipato, al D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) ed alla Circolare esplicativa del 11/02/2019 – Punto C5.1.2.3 “Compatibilità idraulica”.

I disposti normativi appena citati prevedono che il tombino abbia un tirante idrico, con riferimento ad evento con Tempo di ritorno pari a 200 anni, non superiore ai 2/3 dell'altezza della sezione, con un franco minimo pari a 0.5 m.

L'ubicazione planimetrica dei punti di interferenza e attraversamento è visibile all'elaborato grafico FLO-PD-D57_00_Opere idrauliche del parco_planimetria.

Nel caso in esame, si prevede di realizzare tutti gli attraversamenti idrici con tipologia “a guado” dati i modesti valori di portata degli impluvi oggetto di attraversamento. Inoltre, si vuole specificare come attualmente in corrispondenza degli attraversamenti di progetto esistano già delle stradelle sterrate che presumibilmente permettono il deflusso delle acque degli impluvi alla stessa identica maniera. Sarebbe stato dunque impossibile prevedere il classico schema di attraversamento con pozzetto di raccolta e tubazione a causa delle scarse pendenze degli impluvi (impossibilità di scarico oltre la viabilità per questioni di quote) nonché la pressoché assenza di sezioni di impluvio ben definite in corrispondenza di tali punti di attraversamento. Infine, si puntualizza come la quasi totalità degli attraversamenti si trovi nelle sezioni di monte degli impluvi. I bacini pertanto sottesi dagli stessi punti di interferenza idraulica della viabilità sottendono bacini di modeste dimensioni che producono portate di deflusso poco elevate e dunque coerenti con la tipologia di attraversamento a guado adottata. Le caratteristiche geometriche della tipologia di attraversamento in progetto sono mostrate di seguito.

Sezione triangolare

Larghezza base [m]	0
Larghezza in superficie [m]	5
Altezza [m]	0,20

Tabella 7 - Caratteristiche geometriche savanella di guado

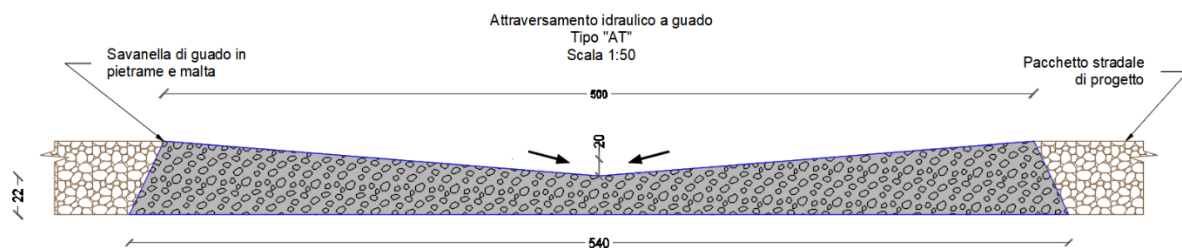


Figura 20 - Sezione dell'attraversamento stradale a guado

7.1 CARATTERISTICHE DEL BACINO E MODELLO IDRAULICO DI PROPAGAZIONE

La portata di progetto, con riferimento ad un tempo di ritorno $T=200$ anni, è stata calcolata attraverso la valutazione della massima portata registrata per tutti i punti oggetto di attraversamento. Tali portate sono state desunte a seguito di modellazione idraulica bidimensionale.

Con riferimento ai parametri descritti al paragrafo 5.3, si riporta la tabella relativa al calcolo della portata di progetto (per il bacino rappresentativo dell'area) causata da un evento pluviometrico critico di fissato tempi di ritorno T e per CNIII considerando una tipologia di suolo C. Si vuole specificare che il bacino di progetto in questo caso è rappresentato da un bacino estratto da DEM considerando come sezione di chiusura proprio il punto di attraversamento sull'impluvio che produce un bacino di deflusso più grande fra tutti quelli studiati. In questo modo è stato dunque utilizzato come bacino di progetto degli attraversamenti quello che consente di ottenere il tempo di corrivazione più grande. Avendo infatti posto la durata dell'evento meteorico di progetto pari al suddetto tempo di corrivazione, è stata scelta il più gravoso degli eventi zenitali possibili.

ID Bacino	Superficie S		Lunghezza asta L	H max	H min	Δh	Pendenza media /	Pendenza media /	CNII	CNIII	tL	tp	ta	tb	Piorda	S	Pnetta	
	[m ²]	[ha]	[km ²]	[m]	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[-]	[hr]	[hr]	[hr]	[hr]	[mm]	[mm]	[mm]	
B_AT01	397781	39.78	0.3978	793.0	444.1	402.6	41.55	5.24	0.05	66	82	0.28	0.47	0.52	1.39	62.66	57.10	24.23

Tabella 8 - Calcolo della portata di progetto a T 200 anni

7.2 Ietogramma di progetto, tipo Chicago

Lo ietogramma, spesso noto come pioggia di progetto, rappresenta una distribuzione temporale della precipitazione fondamentale nell'ingegneria idraulica. È utilizzato per la progettazione e la verifica di opere specifiche, come condotti fognari e vasche volano, all'interno di una rete di drenaggio. Trova applicazione anche nei sistemi di deflusso naturali, come l'impluvio di un bacino.⁴

Per la modellazione in esame è stato utilizzato lo Ietogramma Chicago.

Derivato da Keifer e Chu nel 1957 per la progettazione della fognatura di Chicago, questo ietogramma è in sintonia con la curva di probabilità pluviometrica. La sua denominazione

"Chicago" è un omaggio alla città in cui è stato originariamente adottato. Rispetto all'ietogramma rettangolare, spesso è preferito in quanto può generare portate al colmo relativamente più elevate, considerando condizioni di maggiore sicurezza.

Per ottenere l'ietogramma di Chicago, è possibile partire dalla curva di possibilità pluviometrica descritta nei paragrafi precedenti. In questa rappresentazione, t rappresenta la durata della precipitazione di progetto (pari al tempo di corrivazione del bacino rappresentativo di progetto descritto al paragrafo precedente, t_a), h è l'altezza di pioggia corrispondente, mentre a ed n sono i parametri della curva, con valori specifici per la regione considerata (ad esempio, a_1 , a_2 , n_1 , n_2 per la regione Sardegna).

$$h(t_1) = a n \left(\frac{rt - t_1}{r} \right)^{n-1} \quad \text{quando } t_1 < rt$$

$$h(t_1) = a n \left(\frac{t_1 - rt}{1 - r} \right)^{n-1} \quad \text{quando } t_1 > rt$$

t_1 rappresenta l'istante i -esimo, t la durata.

Il valore di r può variare tra 0 e 1, ma comunemente si utilizzano valori compresi tra 0.3 e 0.5. Nonostante la possibilità di singolarità quando $t_1 = t r$, nella pratica ingegneristica tale problema è mitigato dalla necessaria discretizzazione della curva di possibilità pluviometrica.

Per l'ottenimento dell'effettiva pioggia netta e dunque dell'effettivo ietogramma netto di progetto è stato depurato lo ietogramma lordo dalle perdite idrologiche stimate tramite il CN (sezione 5.2) considerando una perdita costante per tutti i minuti dello ietogramma.

Lo ietogramma netto di progetto è riportato di seguito.

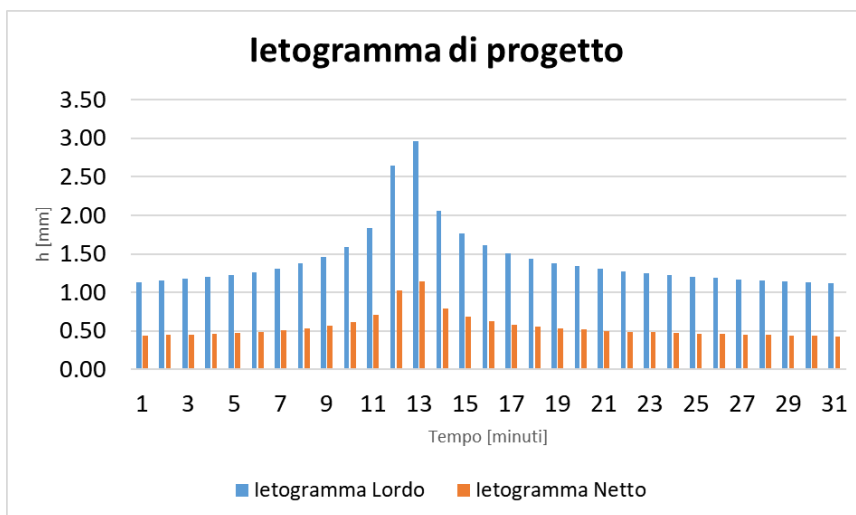


Figura 21 – Ietogramma lordo e netto di progetto – Chicago

7.3 MODELLAZIONE IDRAULICA CON HEC-RAS

Il modello di simulazione HEC-RAS (River Analysis System) è stato inizialmente sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center per lo studio delle reti di canali aperti, attraverso la ricostruzione dei profili idraulici di moto permanente in regime subcritico e supercritico, operando nell'ipotesi di flusso monodimensionale.

La versione attuale, utilizzata nel presente lavoro, è HEC-RAS v.6.0.0, rilasciata dall'USACE nel 2020.

Attualmente il modello costituisce un sistema integrato per l'analisi idraulica di reti di canali a maglie aperte e chiuse, operante in regime di moto permanente o vario, che sfrutta le medesime informazioni relative alla geometria dei corsi d'acqua e dei manufatti idraulici presenti

Il modello può essere applicato per la soluzione di sistemi dalla geometria complessa che includono congiunzioni, biforcazioni, reti chiuse, con la possibilità di simulare gli effetti dovuti alla presenza di strutture, quali paratoie, sistemi di pompaggio, ponti, salti di fondo, ecc. Inoltre, il modello è dotato di ulteriori algoritmi che permettono di indagare in dettaglio alcuni fenomeni di interesse nell'ingegneria idraulica, quali ad esempio fenomeni erosivi intorno alle pile ed alle spalle dei ponti senza platea ed effetti causati dalla parziale ostruzione di una sezione di deflusso a causa dei depositi alluvionali, oppure tenere in conto gli effetti dell'eventuale formazione di ghiaccio sulla superficie libera. Di particolare interesse, la funzionalità adoperata per la presente analisi, la possibilità di fornire come forzante di input la pioggia zenitale e propagare nel dominio di calcolo il deflusso risultante.

L'utilizzo del modello nell'ipotesi di moto vario aggiunge la capacità di analizzare i fenomeni di propagazione di un'onda di piena e valutare gli effetti di laminazione dovuti alla naturale conformazione del corso d'acqua o alla presenza di dispositivi artificiali.

Il codice di calcolo HEC- RAS permette:

- Il calcolo simultaneo di profili di corrente lenta e veloce;
- La simulazione del flusso attraverso i ponti e tombinature;
- Il dimensionamento di interventi di ottimizzazione della sezione di deflusso e della pendenza del fondo del canale;
- Il calcolo dei presidi arginali;
- Il calcolo dello scalzamento alla base delle pile e delle spalle dei ponti;
- L'analisi delle aree di esondazione;
- L'analisi di ponti e tombinature ad apertura multipla;
- L'analisi di scolmatori, diversivi e casce di espansione;
- L'analisi in presenza di copertura di ghiaccio;
- L'interazione con sistemi informativi geografici (GIS).

7.4 Equazioni di base del modello

Le principali caratteristiche della corrente (livello idrico e velocità media) vengono calcolate a

partire da una sezione alla successiva, posta a monte o a valle, a seconda che il regime sia rispettivamente supercritico o subcritico, risolvendo, con la procedura iterativa dello standard step method, l'equazione che esprime il bilancio di energia della corrente tra le medesime sezioni:

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} + \Delta H$$

dove, indicando con i pedici 1 e 2 le grandezze che si riferiscono alle due sezioni che individuano il volume di controllo:

- h_1 e h_2 sono le altezze idriche;
- z_1 e z_2 sono le quote del fondo alveo rispetto ad un riferimento prefissato;
- V_1 e V_2 sono le velocità medie;
- α_1 e α_2 sono i coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche o coefficienti di Coriolis;
- ΔH è la perdita di carico tra le due sezioni.

L'equazione esprime il ben noto principio per cui la variazione tra due sezioni dell'energia specifica della corrente è pari alle perdite distribuite, derivanti dagli attriti interni dovuti all'esistenza di strati a diversa velocità nell'interno della massa liquida, ed alle perdite localizzate, in genere dovute alla presenza di strutture in alveo che inizialmente producono un restringimento della corrente e un successivo allargamento con formazione di vortici.

La perdita di carico tra le due sezioni viene, infatti, valutata come la somma di due termini: una componente di attrito h_f , dovuta alla scabrezza di fondo, calcolata per mezzo dell'equazione di Manning, e una componente h_0 che rappresenta le perdite dovute a contrazioni ed espansioni della vena fluida, calcolata come frazione del carico cinetico:

$$\Delta H = h_f + h_0 = L \cdot \bar{S}_f + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} \right|$$

con \bar{S}_f cadente della linea dei carichi totali e C coefficiente di contrazione/espansione.

Per illustrare lo standard step method utilizzato da HEC-RAS per la soluzione dell'equazione si possono descrivere i passi necessari per il calcolo del profilo relativo a condizioni di moto subcritico con l'equazione dell'energia.

Si suppongano quindi due sezioni di cui si conosca la quota della superficie libera della sezione di valle; il problema che si vuole risolvere è la conoscenza della quota corrispondente alla sezione di monte.

Assumendo che la geometria delle sezioni sia nota, i termini incogniti dell'equazione sono h_1 , V_1 e ΔH . V_1 è desumibile direttamente dal valore di h_1 , per cui le incognite possono essere ridotte a due.

Con due incognite è necessaria una seconda equazione, riguardante le perdite di energia ed

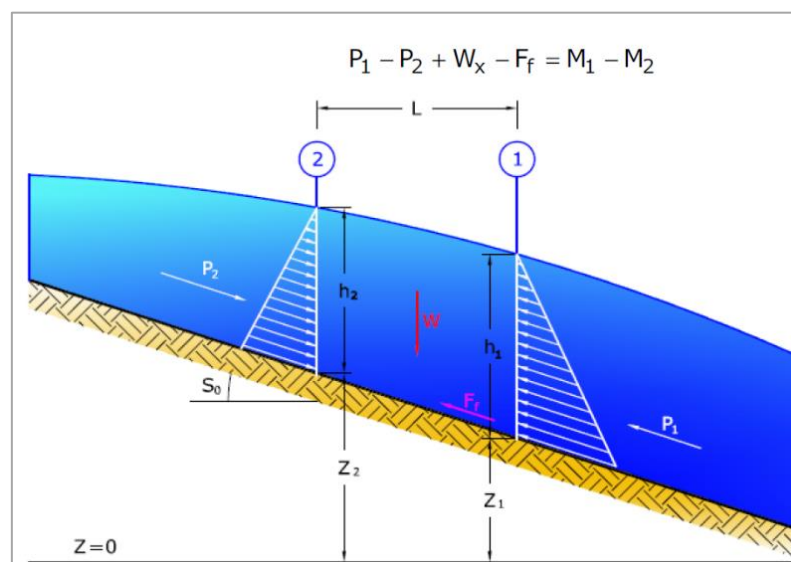
espressa da $h_e = hf + h_o$, per poter ottenere una soluzione. Stante la tipologia delle equazioni, la ricerca della soluzione sarà del tipo “trail and error”, per successivi tentativi.

I passi attraverso cui avviene il calcolo sono i seguenti:

1. Viene supposta una quota di pelo libero per la sezione di monte. Un primo tentativo può essere fatto imponendo la pendenza della linea dell'energia pari alla pendenza del tronco d'alveo; quindi, $\Delta h = (Q/K)^2 L$, dove Δh rappresenta la variazione nella quota del pelo libero, Q è la portata, K il termine di trasporto e L la distanza dalla sezione a monte.
2. Sulla base della quota di pelo libero assunta e della geometria della sezione, vengono determinati i termini cinetico e il trasporto totale per la sezione a monte.
3. Con i valori calcolati del termine cinetico e di trasporto del passo 2, viene calcolato il valore di h_e .
4. Con il valore calcolato di h_e , viene calcolata l'altezza di pelo libero della sezione a monte utilizzando l'equazione dell'energia.
5. Viene fatto un confronto fra il valore calcolato al passo 4 e il valore impostato al passo 1. Se la differenza non è inferiore a una prefissata tolleranza (di default pari a 3 mm), il ciclo riprende cambiando il valore al passo 1.

Questa tecnica richiede tempi di elaborazione brevissimi e non incontra problemi di convergenza nemmeno in presenza di discontinuità geometriche o idrauliche.

In corrispondenza di particolari situazioni localizzate, per le quali il moto non può, a rigore, essere considerato gradualmente variato, come avviene in corrispondenza di ponti, tombini, stramazzi, risalti idraulici ecc. (passaggio attraverso lo stato critico), per il calcolo dei profili idrici viene utilizzata l'equazione di bilancio della quantità di moto:



dove:

- P_1 e P_2 sono le spinte agenti in corrispondenza delle sezioni 1 e 2;
- W_x è la componente della forza peso del volume di controllo nella direzione del moto;

- F_f è la forza resistente dovuta all'attrito;
- M_2 e M_1 sono i flussi della quantità di moto entranti ed uscenti dalle sezioni 2 e 1.

Esplicitando i vari termini si ottiene la formula funzionale dell'equazione di conservazione della quantità di moto utilizzata da HEC-RAS:

$$\frac{\beta_2 \cdot Q_2^2}{g \cdot \Sigma_2} + \Sigma_2 \cdot h_2 + \left(\frac{\Sigma_1 + \Sigma_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_0 - \left(\frac{\Sigma_1 + \Sigma_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f = \frac{\beta_1 \cdot Q_1^2}{g \cdot \Sigma_1} + \Sigma_1 \cdot h_1$$

7.5 Impostazioni di simulazione

Operativamente una volta caricato il DEM di progetto (risoluzione di 10 m) della Regione Sardegna è stato definito il contorno dell'area di studio "2D Flow Area".

Il valore di risoluzione della mesh di calcolo sia in x che in y sono stati mantenuti pari al valore di risoluzione del DEM ovvero 10 m.

Sono stati inoltre settati i parametri (fig 6.2) che fanno riferimento:

- Scabrezza di Manning, il quale si ipotizza valido per tutta l'area di calcolo. Si è scelto un valore pari a 0,05, in quanto si osserva che la maggior parte del territorio del bacino risulta non antropizzato: tale valore viene scelto in ottemperanza alle tabelle di Manning;

Descrizione del corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning ($m^{-1/3} \times s$)	ks Strickler ($m^{1/3} \times s^{-1}$)	m Kutter ($m^{1/2}$)	y Bazin ($m^{1/2}$)
<i>Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo</i>	0.040÷0.033	25÷30	3.50÷3.00	3.00÷2.30
<i>Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo</i>	0.033÷0.028	30÷35	3.00÷2.00	2.30÷1.75
<i>Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione</i>	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
<i>Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati</i>	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
<i>Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo</i>	0.025÷0.022	40÷45	1.50÷1.35	1.30÷1.00
<i>Tratti tombinati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto</i>	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60
<i>Aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni</i>	0.050÷0.040	20÷25	≥3.50	≥3.00
<i>Aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi</i>	0.033÷0.025	30÷40	3.00÷1.50	2.30÷1.30
<i>Aree urbane adibite a parcheggio o con strade abbastanza ampie</i>	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60

- I parametri seguenti servono a costruire le tabelle idrauliche.

In seguito, sono state definite le sezioni di contorno, per le quali sono state imposte le condizioni al contorno che servono per risolvere le DSV (equazioni di De Saint Venant) in ogni punto del dominio di calcolo. Tramite il Tool *SA/2D area BC* è possibile tracciare la *boundary condition* di uscita dei contenuti idrici dal dominio. Avendo tracciato la sezione al contorno si è proceduto dunque creando le condizioni al contorno, in formato *Unsteady Flow Data*.

Si settano dunque:

1. *BC Down*: di tipo *normal depth*, per la quale si imposta il valore di *friction slope*, il quale fa riferimento all'equazione di Manning. Tale valore è necessario per calcolare l'altezza del tirante in ogni sezione della *boundary condition*; tale fattore lo si assume pari alla pendenza dell'area in prossimità della sezione di valle: 0.01;
2. *2dArea – SA/2D*: si utilizza la *precipitation*, la quale consente di inserire la forzante zenitale di progetto. Il software genera dunque il deflusso direttamente a partire dalla pioggia in input durante la *run*.

Per simulare la propagazione dell'onda di piena dell'evento meteorico studiato ($T = 50$ anni) è stata eseguita la *Run, Unsteady Flow Analysis* avendo settato correttamente gli opportuni parametri di simulazione. In particolare, sono stati ottenuti degli output ogni 10 secondi di simulazione con una *runtime* di 1 secondo. Per la stabilità dell'algoritmo di risoluzione delle equazioni è stato impostato il controllo tramite la condizione di *Courant* (minimo valore pari a 0.01 e massimo valore pari a 0.6).

Il risultato ottenuto dalla modellazione, che mostra la mappa di propagazione dei tiranti massimi di deflusso, è riportato nella figura di seguito.

7.6 Risultati di simulazione

A valle della modellazione mediante software HEC - RAS sono state ricavate le mappe che evidenziano le aree delle aste fluviali interessate dalla propagazione della portata di riferimento. Da quest'ultima è stato possibile estrapolare i valori di portata in corrispondenza di ogni punto di attraversamento. La massima portata registrata per tutti i punti studiati è stata utilizzata come portata di progetto per il dimensionamento della savanella di guado degli attraversamenti.

I sette punti di attraversamento della viabilità sul reticolo idrografico assieme ai risultati della simulazione HEC-RAS sono mostrati in figura 22.

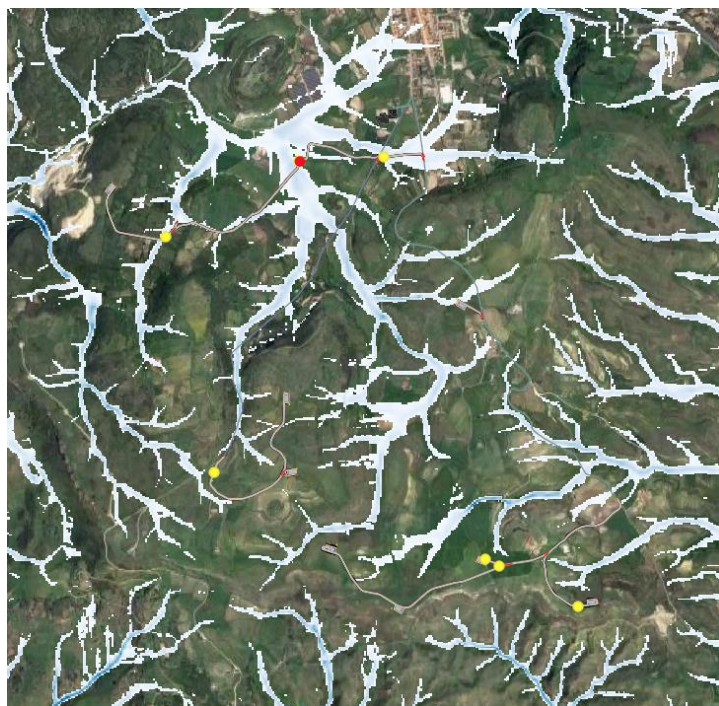


Figura 22 – Risultato di simulazione di deflusso HEC-RAS con indicazione degli attraversamenti

Il valore massimo di portata al picco è stato registrato in corrispondenza dell'attraversamento indicato in rosso in figura 22 ed è risultato essere pari a 0,604 m³/s.

8 CALCOLO IDRAULICO DI DIMENSIONAMENTO DELLA SAVANELLA DI GUADO

Il dimensionamento della sezione di attraversamento consiste nel determinare le dimensioni da assegnare alla sezione della savanella di guado stradale in modo tale che la portata di progetto Q_T possa transitare con un tirante idrico h in grado di assicurare un adeguato franco di sicurezza.

Anche in questo caso, la verifica della capacità idraulica degli attraversamenti è stata effettuata utilizzando la formula di Chezy per la determinazione della scala delle portate di moto uniforme:

$$Q = k_s \cdot A \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

Dove A è l'area bagnata, i è la pendenza, R è il raggio idraulico.

Per quanto riguarda l'indice di scabrezza k_s , per i materiali utilizzati per la savanella di guado nella viabilità (in pietrame e malta), si è posto un valore pari a $85 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$. Per ciascun attraversamento, nelle tabelle dei paragrafi successivi, sono riportati i seguenti valori:

- Descrizione della savanella di guado;
- Pendenza i [%];
- Tirante idrico h (m), sezione idrica A (m²), contorno bagnato P (m), raggio idraulico R (m) con riferimento alla portata di progetto;
- Portata di progetto Q_p in m³/s;
- Velocità v con cui defluisce la portata di progetto (m/s);
- Scala delle portate di moto uniforme.

Si ricorda ancora una volta che il dimensionamento del guado, di cui devono essere provviste le strade della viabilità di parco in corrispondenza degli attraversamenti idraulici, è stato condotto considerando il massimo valore di portata di tutti i bacini sottesi dagli attraversamenti. In questo modo tutta la viabilità interessata sarà provvista della medesima savanella anche per valori di portata minori così da soddisfare ancor di più le condizioni di sicurezza.

8.1.1 Attraversamento tipologico AT

Caratteristiche della sezione		
Tipologia sezione	Triangolare	
	Guado	
Coeff di Strickler, ks	85	[m ^{1/3} /s]
Larghezza maggiore, L	5	[m]
Larghezza minore, I	0	[m]
Altezza, H	0.2	[m]
Pendenza, i	2.00%	[%]
Verifica/Progetto		
Portata di progetto, Qp	0.60	[m ³ /s]
Tirante idrico, h	0.18	[m]
Area bagnata, A	0.42	[m ²]
Perimetro bagnato, P	10.04	[m]
Raggio idraulico, R	0.04	[m]
X	50.01	
Velocità, V	1.44	[m/s]
Portata moto uniforme, Q	0.60	[m ³ /s]

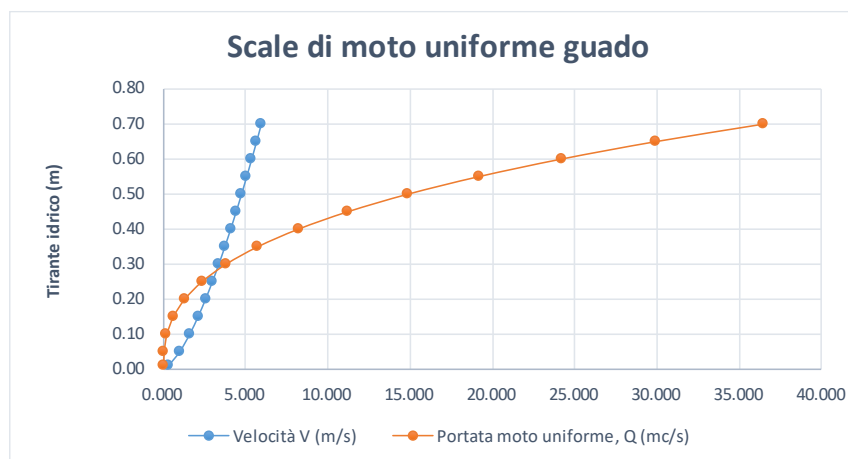


Figura 23 - Scala delle portate di moto uniforme per AT

Come si evince dalla scala delle portate, la portata di progetto $Q = 0,61 \text{ m}^3/\text{s}$ viene convogliata con un tirante pari a 0,18 m, pertanto inferiore rispetto alla massima altezza della savanella di progetto.

La verifica è stata pertanto soddisfatta rispettando oltre che il tirante di progetto (minore dei 2/3 di quello massimo ammissibile) anche i valori di velocità, compatibili con quelli in condizione *ante-operam*.

La sezione così dimensionata risulta essere idraulicamente sufficiente per tutti i punti di attraversamento.