

TITLE: RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA

AVAILABLE LANGUAGE: IT

**IMPIANTO EOLICO DI 31MW IN LOCALITA' "FERRALZOS"
COMUNI DI SUNI, SAGAMA E SCANO DI MONTIFERRO(OR),
SINDIA E MACOMER(NU)**

**Progetto definitivo
Relazione Idrologica-Idraulica**

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File:C21BLN001DWR05200_Relazione Idrologica-Idraulica.pdf

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	30/06/2022	Prima emissione	V. Bertucci	M. Barresi	L. Sblendido

VALIDATION

COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY
---------------	-------------	--------------

PROJECT / PLANT EO SUNI	INTERNAL CODE C21BLN001DWR05200
----------------------------	---

CLASSIFICATION	COMPANY	UTILIZATION SCOPE
----------------	---------	-------------------

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
2.1. CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA DELL'AREA DI INTERVENTO	4
2.2. BACINO IDROGRAFICO DI RIFERIMENTO	7
3. DATI IDROLOGICI DISPONIBILI	8
3.1. STAZIONI DI RIFERIMENTO	9
3.2. DATI DI PIOGGIA DISPONIBILI	10
4. ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI	24
4.1. GRINGORTEN	24
4.2. GUMBEL	24
4.2.1. Metodo dei momenti	25
4.2.2. Metodo L-moment	25
4.3. FUNZIONE DI VALORE ESTREMO GENERALIZZATO (gev)	26
4.3.1. Metodo dei momenti	27
4.3.2. Metodo L-moment	27
4.4. IMPOSTAZIONE SCELTA PER LE STAZIONE DI SUNI	29
5. METODO AFFLUSSI DEFLUSSI	30
5.1. METODO RAZIONALE	30
5.2. METODO SCS-CURVE NUMBER	31
6. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI	35
6.1. INQUADRAMENTO DEL BACINO DI INTERESSE	35
6.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	36
6.3. APPLICAZIONE METODO SCS-CURVE NUMBER	37
6.4. VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI	39
7. DIMENSIONAMENTO CUNETTA PER DRENAGGIO STRADALE	40
7.1. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INFLUENZA	40
7.2. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DI PIENA	44
7.3. VERIFICA IDRAULICA DELLE CUNETTE STRADALI	48
8. CONCLUSIONI	51

1. INTRODUZIONE

La presente si propone di configurare, nell'ambito della progettazione di un impianto eolico da realizzarsi in Sardegna, nel comune di Suni, Sagama e Scano di Montiferro in provincia di Oristano, Sindia e Macomer in provincia di Nuoro, un quadro conoscitivo circa i caratteri generali dell'idrologia al fine di caratterizzare la zona di intervento e i caratteri idraulici che ne derivano.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree oggetto di intervento ricadono tra la provincia di Oristano e quella di Nuoro, nel nord-ovest della Sardegna. I siti sono localizzati in corrispondenza della demarcazione tra le aree geografiche denominate Oristano, circa 130 km a nord-ovest del capoluogo di Regione, 53 km da Alghero e 58 km da Oristano.

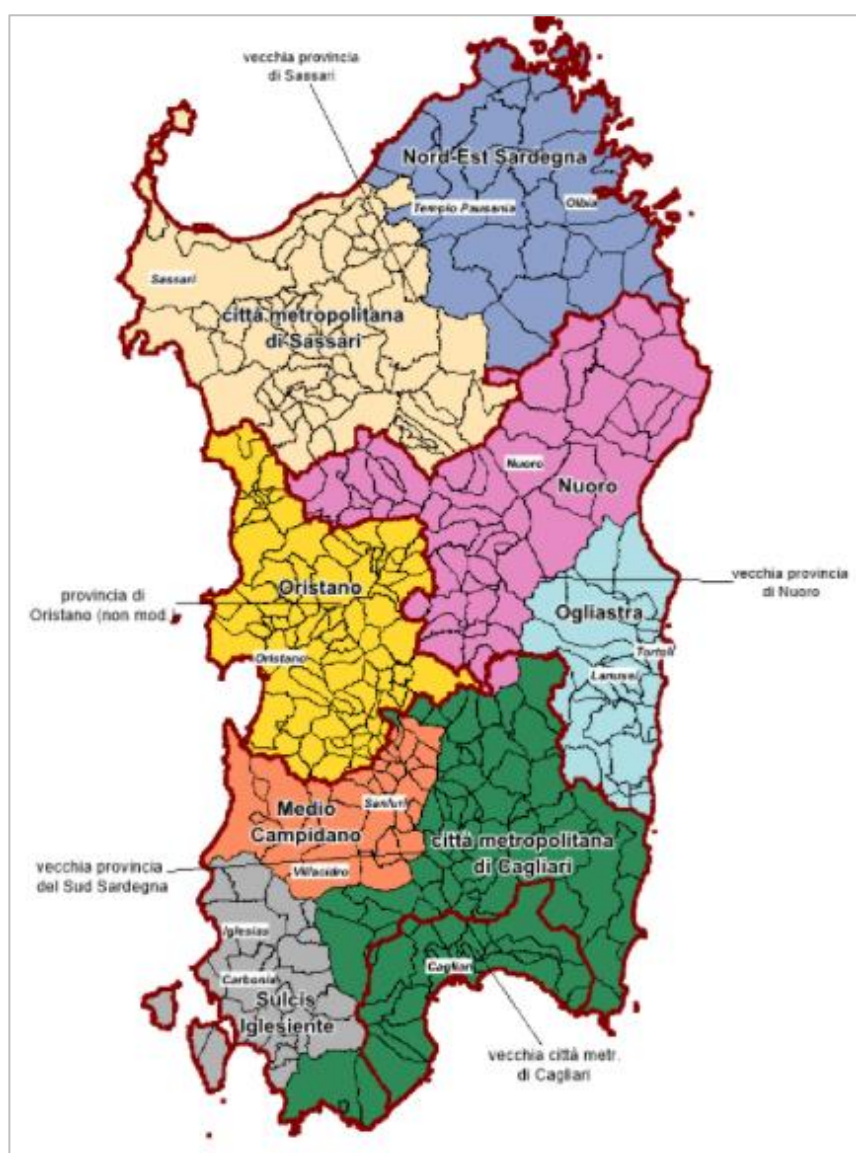


Figura 1 - Inquadramento aree oggetto di intervento nel comune di Suni

Nello specifico, le suddette aree denominate *SUNI 1*, *SUNI 2*, *SUNI 3*, *SUNI 4* e *SUNI 5* sono disposte sul territorio secondo lo schema di seguito indicato.



Figura 2 - Inquadramento delle aree oggetto di intervento

2.1. CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA DELL'AREA DI INTERVENTO

Il comune di Suni, nel quale ricadono le aree oggetto di intervento, è caratterizzato da una stagione calda che dura dal 17 luglio al 11 Settembre, con una temperatura giornaliera massima oltre 26 °C. Il mese più caldo dell'anno è agosto, con una temperatura massima di 30 °C e minima di 19 °C.

Per quanto riguarda invece la stagione fresca essa ricopre un arco temporale che dura dal 22 novembre al 25 Marzo, con una temperatura massima giornaliera media inferiore pari a 15 °C. Il mese più freddo dell'anno è febbraio, con una temperatura minima media di 5 °C e massima di 12 °C.

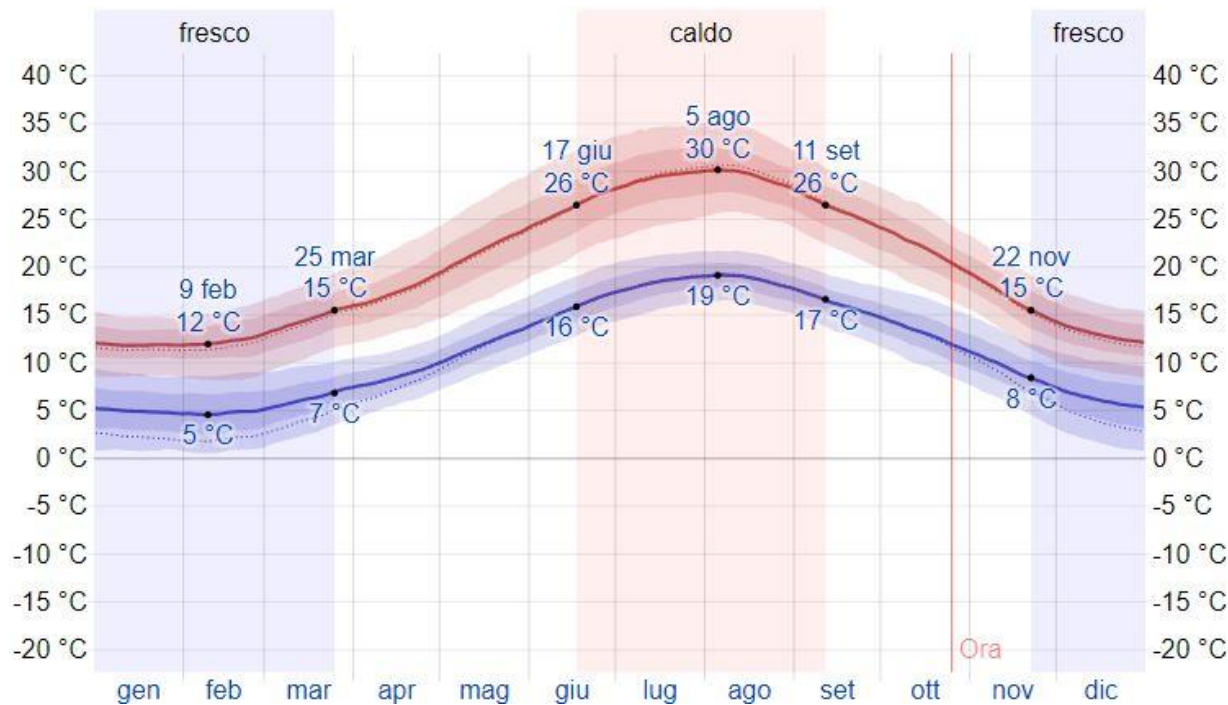


Figura 3 - La temperatura massima (riga rossa) e minima (riga blu) giornaliere medie

La figura a seguire mostra una caratterizzazione compatta delle temperature medie orarie per tutto l'anno. L'asse orizzontale rappresenta il giorno dell'anno, l'asse verticale rappresenta l'ora del giorno e il colore rappresenta la temperatura media per quell'ora e giorno.

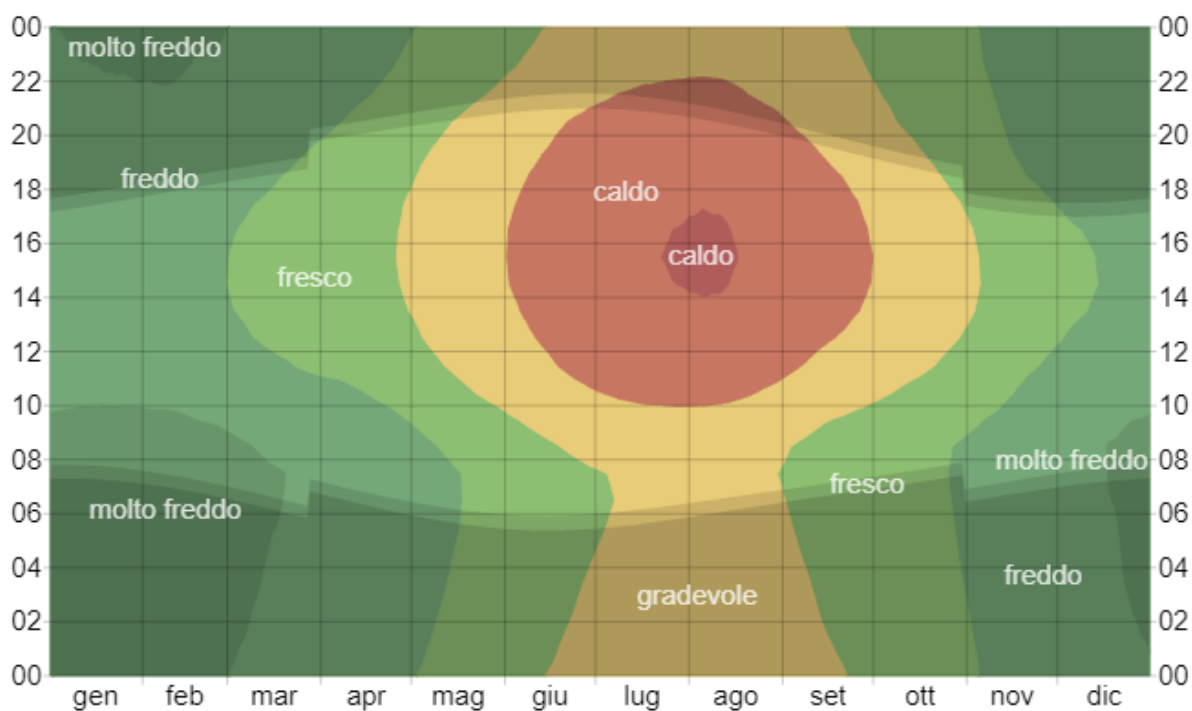


Figura 4 - La temperatura oraria media, con fasce di diversi colori. L'ombreggiatura indica la notte e il crepuscolo civile.

Il clima della provincia può essere classificato come clima mediterraneo, con inverni miti e in alcuni casi freddi molto umidi ed estati calde e secche, ma è un clima molto influenzato dalle correnti atlantiche che fanno cambiare radicalmente le temperature e con delle precipitazioni talvolta molto abbondanti. Le precipitazioni infatti si concentrano principalmente nei mesi autunnali e invernali e assumono carattere nevoso soprattutto nei mesi di dicembre, gennaio e febbraio nei rilievi delle montagne più elevate e in alcuni casi eccezionali quando la temperatura raggiunge lo zero termico anche a bassa quota per via delle correnti fredde che arrivano sulle coste e anche più all'interno.

Per quanto riguarda invece le precipitazioni, la possibilità di giorni piovosi a Suni varia durante l'anno.

La stagione *più piovosa* dura dal *24 settembre* al *12 maggio*, con una probabilità di oltre *16%* che un dato giorno sia piovoso, mentre la stagione *più asciutta* dura dal *12 maggio* al *24 settembre*. Fra i giorni piovosi, facciamo la differenza fra giorni con *solo pioggia*, *solo neve*, o un *misto* dei due. In base a questa categorizzazione, la forma più comune di precipitazioni durante l'anno è *solo pioggia*, con la massima probabilità di *31%* il *25 novembre*.

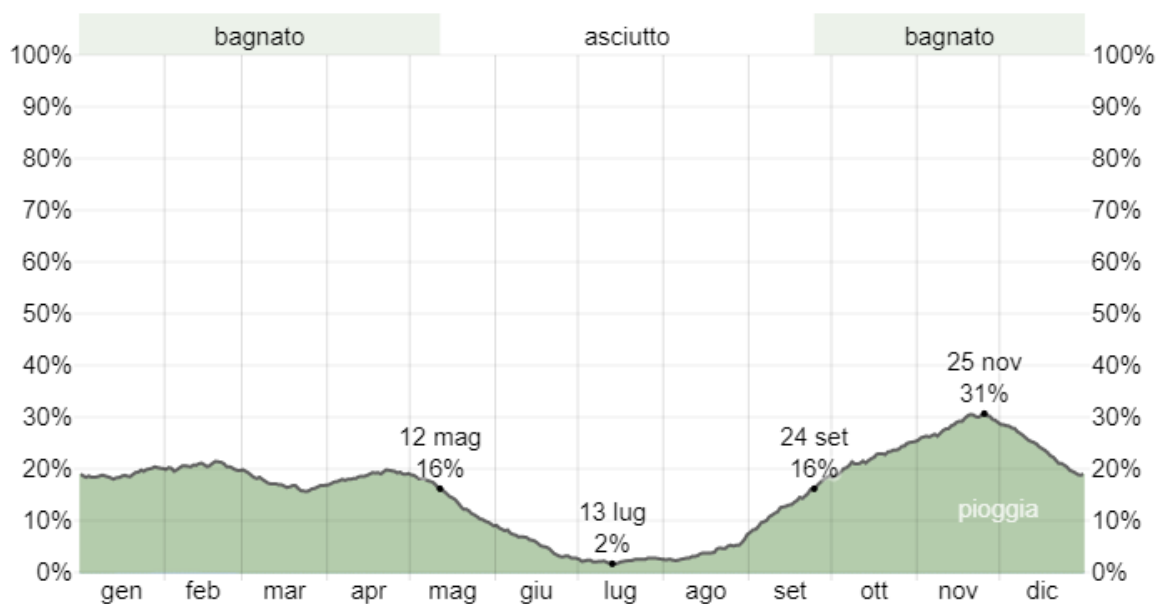


Figura 5 - Probabilità giornaliera di precipitazioni

Per mostrare le variazioni nei mesi e non solo il totale mensile, mostriamo la pioggia accumulata in un periodo mobile di 31 giorni centrato su ciascun giorno. Suni ha *alcune* variazioni stagionali di piovosità mensile.

Il mese più piovoso è novembre con un accumulo totale medio di *59 millimetri*, mentre quello meno piovoso è *luglio* con un accumulo totale medio di *3 millimetri*.

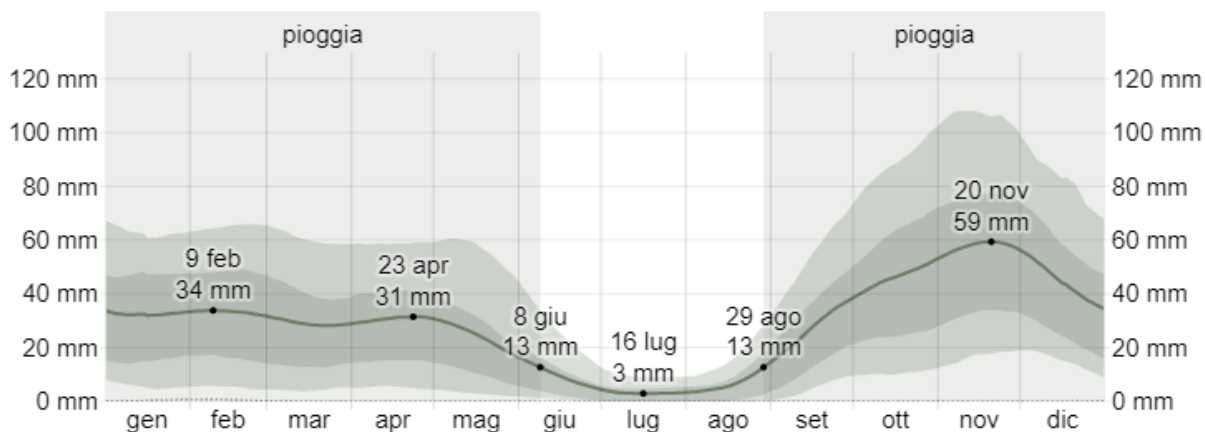


Figura 6 - Precipitazioni mensili medie

2.2. BACINO IDROGRAFICO DI RIFERIMENTO

Il Piano stralcio delle Fasce Fluviali suddivide il bacino regionale della Sardegna in sette sub-bacini, individuabili per le caratteristiche morfologiche e fisiche del territorio.

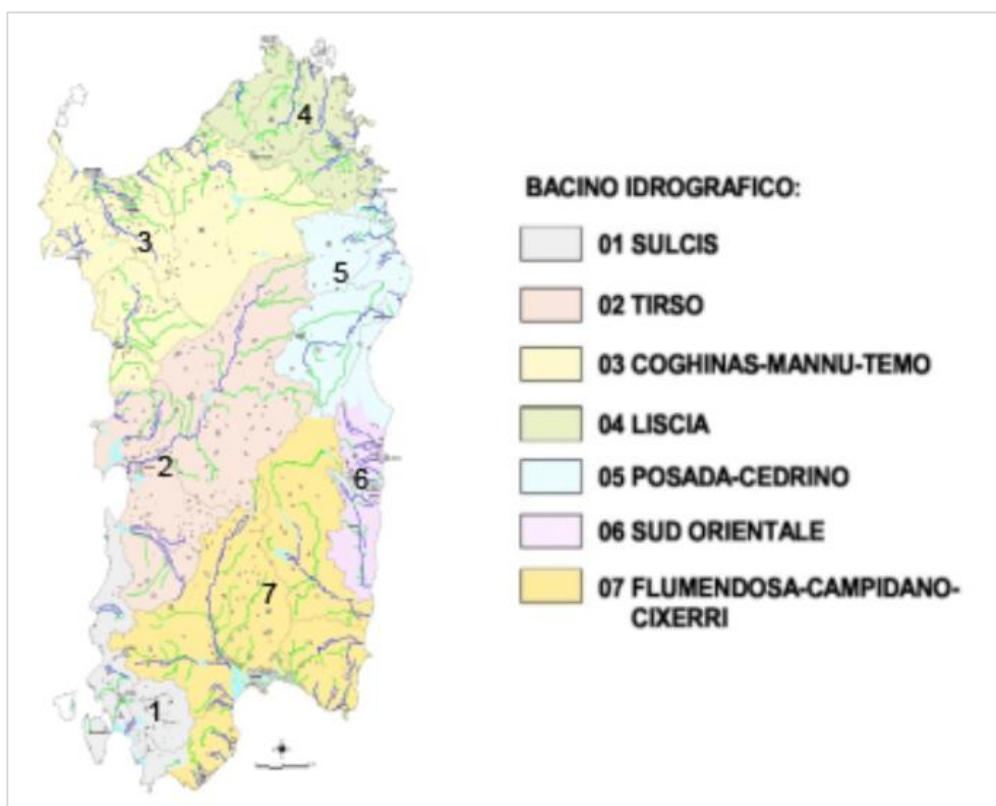


Figura 7 - Bacini idrografici della Sardegna

Le aree interessate dal presente studio idrologico-idraulico ricadono all'interno del sub-bacino denominato Coghinas-Mannu-Temo.

Il Coghinas-Mannu-Temmo si estende per 5402 Km², pari a circa il 23% dell'intero territorio sardo, ed è interessato da due invasi in esercizio.

Dal punto di vista idrografico, i corsi d'acqua più rilevanti sono i seguenti:

- Fiume Coghinas.
- Riu Mannu di Porto Torres.
- Fiume Temo.



Figura 8 - Sub-bacino Coghinas-Mannu-Temmo

I sottobacini di riferimento sono tre: Riu Mannu, fiume Coghinas e fiume Temo.

3. DATI IDROLOGICI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta partendo innanzitutto dalla ricerca e dalla modellazione dei dati idrologici disponibili, effettuata scegliendo le stazioni di riferimento e analizzando le serie storiche collezionate. In particolare, come sarà possibile vedere nel seguito, tra le stazioni presenti all'interno dell'area, le serie storiche a cui si è fatto riferimento sono quelle che contenevano le altezze massime di pioggia cadute ogni anno, per il bacino di interesse.

3.1. STAZIONI DI RIFERIMENTO

Le stazioni di riferimento sono state individuate considerando le stazioni prossime ai sottobacini di interesse ed aventi serie storiche statisticamente significative.

Nello specifico le suddette stazioni sono state scelte sulla base di diversi criteri:

- Un criterio discriminante è stata la consistenza delle serie storiche al fine di ottenere una maggiore affidabilità nell'elaborazione statistica dei dati;
- Un ulteriore criterio è stato quello di considerare stazioni rappresentative del bacino di interesse;
- Un ultimo criterio è stato quello di scegliere stazioni che, seppure con un quantitativo di dati meno cospicuo, fosse più rappresentativo, in termini di caratteristiche morfologiche e quota della stazione, a quelle dell'area di intervento.

Ai fini del presente studio le stazioni di riferimento prese in considerazione sono quattro:

- Stazione di **Sindia**, in provincia di Nuoro;
- Stazione di **Borore**, in provincia di Nuoro;
- Stazione di **Cuglieri**, in provincia di Oristano;
- Stazione di **Silanus**, in provincia di Nuoro;



Figura 9 - Stazioni pluviometriche di riferimento

Le serie storiche dei dati di pioggia sono state desunte dagli annali idrologici della Sardegna a cura dell'ARPAS.

Per quanto concerne i sottobacini considerati, ai fini del presente studio si è ritenuto statisticamente significativo ed idrologicamente cautelativo, considerare i dati di pioggia di tutte le stazioni precedentemente citate, al fine di aumentare la dimensione del campione di dati fino ad ottenere un campione di dati pari a circa 90 anni.

3.2. DATI DI PIOGGIA DISPONIBILI

Le tabelle seguenti riportano le serie storiche rilevate presso le stazioni di riferimento e registrate negli annali idrologici della regione Sardegna, in relazione ad eventi di pioggia di massima intensità, registrati in termini di altezze massime di pioggia cadute negli anni di cui si dispone la registrazione.

Le serie storiche riportate di seguito sono state scelte sulla base dei criteri precedentemente definiti.

Tabella 1 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 24h registrate presso la stazione di Sindia, consultabili negli annali idrologici della Sardegna.

Stazione Sindia	
Anno	P max giornaliera annuale
1922	15.50
1923	25.18
1924	18.40
1925	18.67
1926	14.33
1927	27.17
1928	26.00
1929	29.00
1930	26.00
1931	28.25
1932	29.00
1933	20.38
1934	20.57
1935	16.58
1936	23.92
1937	17.81
1938	22.29

1939	20.51
1940	13.67
1941	18.84
1942	14.64
1943	16.80
1944	28.50
1945	13.20
1946	13.00
1947	22.00
1948	22.24
1949	21.71
1950	29.45
1951	26.69
1952	21.53
1953	25.80
1954	15.66
1955	15.42
1956	29.17
1957	22.01
1958	28.55
1959	40.09
1960	20.10
1961	35.80
1962	25.62
1963	22.94
1964	34.33
1965	12.86
1966	22.86
1967	24.50
1968	49.70
1969	23.33
1970	14.70
1971	17.20
1972	20.44
1973	15.65
1974	14.00

1975	15.74
1976	14.49
1977	40.63
1978	17.22
1979	13.82
1980	20.70
1981	24.18
1982	17.76
1983	13.96
1984	22.25
1985	13.39
1986	30.67
1987	18.52
1989	23.22
1990	18.27
1991	17.07
1992	22.37
1993	18.90
1994	18.20
1995	26.07
1996	19.31
1997	17.70
1998	11.51
1999	12.90
2000	16.74
2001	8.94
2002	32.50
2003	21.10
2004	13.71
2005	34.63
2006	15.63
2007	22.00
2008	14.66
2009	14.40
2010	28.35
2011	20.74

Tabella 2 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti a eventi di pioggia di massima intensità per durate di 24h registrate presso la stazione di Borore), consultabili negli annali idrologici della Sardegna.

Stazione Borore	
Anno	P max giornaliera annuale
1931	16.36
1932	13.00
1933	28.78
1934	15.67
1935	19.24
1936	12.70
1937	27.00
1938	18.60
1939	24.43
1940	16.93
1941	22.50
1942	16.00
1943	31.00
1944	13.50
1945	10.72
1946	20.55
1947	26.00
1948	24.67
1949	25.22
1950	20.00
1951	13.03
1952	15.00
1953	23.19
1954	10.00
1955	15.67
1956	24.50
1957	13.47
1958	16.00
1959	18.13
1960	13.61

1961	13.59
1962	21.67
1963	18.75
1964	21.25
1965	18.25
1966	24.40
1967	14.50
1968	24.00
1969	19.50
1970	13.50
1971	11.31
1972	19.29
1973	21.00
1974	11.91
1975	13.25
1976	12.33
1977	15.80
1978	15.67
1979	15.80
1980	21.25
1981	21.00
1982	11.58
1983	9.44
1984	14.71
1985	14.70
1986	14.70
1987	19.00
1988	15.90
1989	19.30
1990	13.23
1991	17.90
1992	16.75
1993	12.76
1994	20.20
1995	14.35
1996	14.23

1997	13.75
1998	10.13
1999	9.80
2000	16.67
2001	7.75
2002	14.86
2003	29.20
2004	17.33
2005	19.47
2006	31.60
2007	9.65
2008	14.33
2009	19.00
2010	12.49
2011	23.77

Tabella 3 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti a eventi di pioggia di massima intensità per durate di 24h registrate presso la stazione di Cuglieri, consultabili negli annali idrologici della Sardegna.

Stazione Cuglieri	
Anno	P max giornaliera annuale
1922	13.47
1923	17.50
1924	24.14
1925	18.85
1926	16.07
1927	18.21
1928	20.84
1929	14.28
1930	25.90
1931	14.51
1932	27.50
1933	27.50
1934	19.40

1935	20.71
1936	27.94
1937	21.88
1938	25.50
1939	15.80
1940	11.95
1941	23.50
1942	15.50
1943	17.50
1944	15.50
1945	14.75
1946	13.90
1947	15.44
1948	20.13
1949	32.00
1950	19.43
1951	30.20
1952	16.46
1953	12.85
1954	10.12
1955	14.25
1956	15.29
1957	13.32
1958	13.40
1959	13.37
1960	17.83
1961	16.18
1962	11.76
1963	19.85
1964	17.20
1965	13.73
1966	15.04
1967	22.00
1968	31.30
1969	20.50
1970	12.48

1971	14.71
1972	34.52
1973	19.90
1974	13.21
1975	15.15
1976	10.71
1977	34.05
1978	18.07
1979	20.40
1980	15.58
1981	17.86
1982	22.10
1983	17.68
1984	12.68
1985	10.84
1986	47.30
1987	22.14
1988	15.12
1989	14.17
1990	18.92
1991	20.78
1992	17.83
1993	18.43
1994	23.15
1995	12.76
1996	17.54
1997	18.40
1998	9.49
1999	15.40
2000	22.66
2001	10.03
2002	17.77
2003	14.62
2004	18.00
2005	25.60
2006	14.00

2007	13.64
2008	16.46
2009	16.02
2010	14.49
2011	31.71

Tabella 4 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti a eventi di pioggia di massima intensità per durate di, 24h registrate presso la stazione di Silanus, consultabili negli annali idrologici della Sardegna

Stazione Silanus	
Anno	P max giornaliera annuale
1936	23.33
1937	28.20
1938	14.74
1939	22.39
1940	39.35
1941	22.15
1942	16.67
1944	22.50
1945	23.47
1946	9.40
1947	20.71
1948	23.82
1949	31.40
1950	27.13
1951	26.00
1952	24.35
1953	38.00
1954	20.17
1955	18.63
1956	32.50
1957	18.00
1958	17.35
1959	28.30
1960	13.55

1961	14.81
1962	27.90
1963	23.73
1964	17.53
1965	20.00
1966	35.82
1967	14.29
1968	37.00
1969	21.58
1970	19.00
1971	24.50
1972	30.00
1973	17.00
1974	16.25
1975	20.71
1976	19.81
1977	63.00
1978	38.00
1979	17.05
1980	19.42
1981	30.50
1982	22.25
1983	14.44
1984	25.83
1985	14.01
1986	23.33
1987	21.65
1988	15.94
1989	25.07
1990	13.34
1991	23.52
1992	16.96
1993	13.37
1994	20.83
1995	13.20
1996	15.46

1997	14.87
1998	17.90
1999	13.00
2000	22.77
2001	9.40
2002	18.47
2003	30.00
2004	14.30
2005	20.24
2006	27.60
2007	30.17
2008	12.13
2009	20.44
2010	18.20
2011	17.05

Per poter ottenere una serie storica consistente e quindi utilizzabile ai fini della modellazione idrologica e al fine di tenere in debita considerazione tutti i dati di pioggia disponibili, si è fatto ricorso al *Metodo delle Distanze Inverse Pesate* in cui il valore stimato in un punto è influenzato dalle stazioni più vicine di conseguenza la stima risulta essere inversamente proporzionale alla distanza dei punti di misura attraverso la relazione proposta di seguito. Pertanto, dalle serie storiche disponibili per eventi di intensità massima, sono state ricavate altezze di pioggia risultanti da medie pesate come nella formula che segue:

$$P = \frac{\sum_1^N \left(\frac{P_i}{d_i^2} \right)}{\sum_1^N \left(\frac{1}{d_i^2} \right)}$$

Dove:

- P = altezza di pioggia ottenuta da media pesata sulle distanze inverse [mm];
- P_i = altezza di pioggia della stazione “i-esima” [mm];
- D_i = distanza della stazione “i-esima” dal sito di progetto [m].

A valle dell'applicazione del metodo delle distanze inverse pesate alle stazioni di riferimento sono state ottenute le serie di dati riportate nella seguente tabella per ciascuna durata e per ogni annata interessata dai campioni statistici:

Tabella 5 - Altezza di pioggia (mm) corrispondenti a eventi piovosi di massima intensità per durate di 24h ricavate dall'applicazione del metodo delle distanze inverse ai dati registrati presso le stazioni di riferimento nel caso in esame.

Dati di pioggia derivanti dal metodo distanze inverse	
Anno	P max giornaliera annuale
1922	15.28
1923	24.36
1924	19.01
1925	18.69
1926	14.52
1927	26.21
1928	25.45
1929	27.43
1930	25.99
1931	26.33
1932	28.15
1933	21.47
1934	20.24
1935	17.12
1936	23.83
1937	18.90
1938	22.23
1939	20.26
1940	14.38
1941	19.55
1942	14.84
1943	16.98
1944	26.40
1945	13.55
1946	13.30
1947	21.48
1948	22.17
1949	23.17
1950	27.99

1951	26.44
1952	20.83
1953	24.76
1954	15.00
1955	15.41
1956	27.69
1957	20.67
1958	26.19
1959	36.16
1960	19.41
1961	32.31
1962	24.14
1963	22.48
1964	31.58
1965	13.38
1966	22.52
1967	23.53
1968	46.42
1969	22.84
1970	14.55
1971	16.92
1972	22.07
1973	16.34
1974	13.90
1975	15.72
1976	14.18
1977	39.58
1978	17.84
1979	14.65
1980	20.18
1981	23.60
1982	18.06
1983	14.15
1984	21.09
1985	13.21
1986	31.44

1987	18.99
1988	2.64
1989	22.21
1990	17.98
1991	17.66
1992	21.53
1993	18.43
1994	18.85
1995	23.88
1996	18.81
1997	17.52
1998	11.44
1999	13.02
2000	17.50
2001	9.01
2002	29.89
2003	21.06
2004	14.31
2005	32.67
2006	16.48
2007	20.89
2008	14.75
2009	14.93
2010	26.01
2011	21.85

4. ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta secondo due diversi approcci, non necessariamente alternativi tra loro:

1. Metodo non parametrico di Gringorten.
2. La funzione Gumbel che stima i parametri con il metodo dei momenti.
3. La funzione di Gumbel che stima i parametri utilizzando il metodo degli L-Moments.
4. La funzione GEV che stima i parametri usando il metodo dei momenti.
5. La funzione GEV che stima i parametri usando il metodo L-Moments.

Una volta effettuato il calcolo, verrà determinata la funzione che meglio si adatta ai dati di precipitazione disponibili. Nel seguito, la formulazione corrispondente sarà sviluppata per ciascuna delle funzioni scelte per il calcolo

4.1. GRINGORTEN

Il metodo non parametrico di Gringorten consiste nell'assegnare una probabilità di non superamento per ogni dato di pioggia in ogni pluviometro. Il metodo applica la seguente formulazione:

$$P(X < x_m) = 1 - \frac{m - b}{n + 1 - 2b}$$

Dove:

- m Posizione m del valore nella tabella ordinata dal più alto al più basso.
 n Numero totale di valori della variabile x_i .
 x_i Valori massimi di precipitazione giornaliera.
 $b = 0.44$ Costante di metodo Gringorten.

Infine, tracciamo le precipitazioni in funzione del periodo di ritorno corrispondente, tenendo conto che il periodo di ritorno è calcolato come l'inverso della probabilità di superamento come segue:

$$Tr = \frac{1}{P(X > x_m)} = \frac{1}{1 - P(X < x_m)}$$

4.2. GUMBEL

Questa è una distribuzione di valori estremi, formulata da Gumbel nel 1941 e successivamente da Chow nel 1954. È un metodo poco flessibile perché ha una curvatura imposta. È un caso particolare della funzione di valore estremo generalizzato (GEV). Il metodo utilizza due parametri per eseguire la stima:

$u = \text{Parametro di localizzazione}$

$\alpha = \text{Parametro di scala}$

In questo caso, i quantili sono calcolati come segue:

$$Q_T = x_T = u - \alpha * \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Per stimare i parametri u e α della funzione di Gumbel usiamo due metodi diversi: il metodo dei momenti e il metodo degli L-Momenti, al fine di ottenere due diverse leggi di frequenza.

4.2.1. METODO DEI MOMENTI

Per il calcolo dei parametri con il metodo dei momenti, usiamo i momenti campione, in questo caso calcoliamo m_1, m_2 nel modo seguente:

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$m_2 = \text{varianza del campione} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sigma^2$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = m_1 - 0.45005 * \sqrt{m_2}$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sqrt{m_2}$$

In questo modo, i due parametri della funzione di Gumbel u e α sono ottenuti, utilizzando il metodo dei momenti.

4.2.2. METODO L-MOMENT

Questo metodo si basa sul calcolo di momenti pesati probabilisticamente. La procedura di calcolo è la seguente:

$$\beta_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \left(\frac{i-0.35}{N} \right)^r$$

Dove:

x_i	<i>Dati ordinati in ordine crescente</i>
N	<i>Numero di dati nella serie</i>
i	<i>Numero d'ordine del dato nella serie</i>
r	<i>Ordine del momento</i>

Gli L-moments sono combinazioni lineari dei momenti ponderati β_r :

$$\lambda_1 = \beta_0$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0$$

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \text{coefficiente di variazione del campione}$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = \lambda_1 - 0.5772157\alpha$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\lambda_2}{\ln(2)}$$

Una volta che u e α , sono stati calcolati con i due metodi descritti sopra, si calcola la funzione di probabilità cumulativa di Gumbel, con il seguente cambio di variabile. Infine arriviamo a un'espressione in cui il periodo di ritorno interviene.

$$F(x) = e^{-e^y}$$

$$y = \frac{x - u}{\alpha}$$

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

Con questa espressione e la stima dei parametri con i due metodi descritti sopra, inserendo l'espressione dei quantili della funzione di Gumbel, otteniamo i dati di precipitazione massima per i diversi periodi di ritorno.

$$Q_T = x_T = u - \alpha \cdot \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

4.3. FUNZIONE DI VALORE ESTREMO GENERALIZZATO (GEV)

È una funzione con più flessibilità della funzione Gumbel, poiché utilizza tre parametri:

$$u = \text{Parametro di localizzazione}$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala}$$

$$k = \text{Parametro di forma}$$

Per la stima dei parametri u , α e k della funzione usiamo due metodi diversi, come nel caso della funzione di Gumbel ottenendo due diverse leggi di frequenza.

$$Q_T = \hat{x}_T = u + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\}$$

4.3.1. METODO DEI MOMENTI

Utilizzando i momenti del campione, calcoliamo m_1, m_2 :

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$m_2 = \text{varianza del campione} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sigma^2$$

Con questi dati, calcoliamo i parametri:

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = m_1 - \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1+k)]$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \sqrt{\frac{m_2 k^2}{\Gamma(1+2k) - \Gamma^2(1+k)}}$$

Il parametro k è una funzione del coefficiente di distorsione C_s

$$k = 0.2858221 - 0.357983 C_s + 0.116659 C_s^2 - 0.022725 C_s^3 + 0.002604 C_s^4 - 0.000161 C_s^5 + 0.000004 C_s^6$$

In questo modo otteniamo i due parametri della funzione con il metodo dei momenti.

4.3.2. METODO L-MOMENT

Questo metodo si basa sul calcolo di momenti pesati probabilisticamente.

$$\beta_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \left(\frac{i-0.35}{N} \right)^r$$

x_i Dati ordinati in ordine crescente

N Numero di dati nella serie

i Numero d'ordine del dato nella serie

r Ordine del momento

Gli L-Moments sono combinazioni lineari dei β_r :

$$\lambda_1 = \beta_0$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0$$

$$\lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0$$

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \text{coefficiente di variazione del campione}$$

$$t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} = \text{coefficiente di distorsione del campione}$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = \lambda_1 + \frac{\alpha}{k} [\Gamma(1+k) - 1]$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\lambda_2 k}{\Gamma(1+k)\Gamma(1-2^{-k})}$$

$$k = 7.8590C + 2.9554C^2$$

$$C = \frac{2}{3 + t_3} - \frac{\ln(2)}{\ln(3)}$$

Con uno sviluppo analogo alla funzione di Gumbel, una volta che u , α e k , sono stati calcolati con i due metodi, insieme ai dati forniti dalla funzione di probabilità cumulativa GEV, calcoliamo i quantili, ottenendo i dati che stiamo cercando.

$$Q_T = \hat{x}_T = u + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\}$$

4.4. IMPOSTAZIONE SCELTA PER LE STAZIONE DI SUNI

Una volta calcolate le leggi di frequenza congiunte delle stazioni, viene scelta la funzione statistica che meglio si adatta ai dati disponibili. Gli aggiustamenti fatti per ogni serie di dati, così come la scelta del metodo più appropriato, sono descritti di seguito.

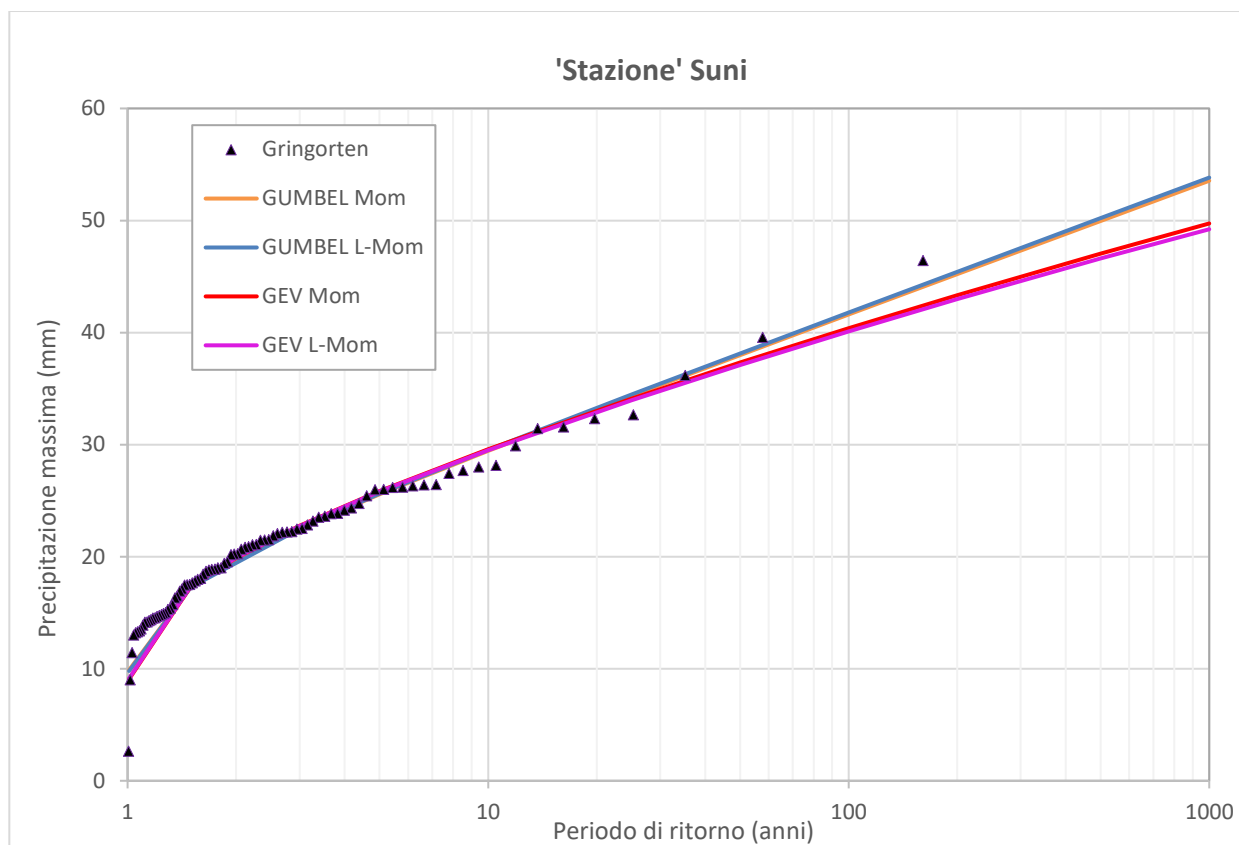


Figura 10 - Distribuzioni statistiche

Per la stazione indicata, è stata scelta la seguente distribuzione, insieme ai dati corrispondenti:

Tabella 6 - Test di bontà della forma per le diverse distribuzioni statistiche

STAZIONE 'SUNI'	
Test di bontà della forma:	
GUMBEL MOM	0.047798174
GUMBEL LMOM	0.048136903
GEV MOM	0.050163915
GEV LMOM	1
Mínimio	0.047798174

La distribuzione scelta è la distribuzione di Gumbel, che dà i seguenti risultati di pioggia:

Tabella 7 - Altezze di pioggia [mm] calcolate per diversi periodi di ritorno

GUMBEL MOM	
Tr	P. max.(mm)
10	29.45
25	34.36
50	38.00
100	41.61
200	45.21
500	49.96
1000	53.55

5. METODO AFFLUSSI DEFLUSSI

5.1. METODO RAZIONALE

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q , con un tempo di ritorno T , assegnato alla sezione di chiusura di un bacino. Generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq si fonda sulla seguente formula:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q = portata di progetto in (m³/s)
- S = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq)
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- T_c = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), [mm/(sec)]
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), [adimensionale].

Il modello adottato assume le seguenti ipotesi:

- Piogge caratterizzate da un tempo di ritorno T_r generano portate al picco di identico tempo di ritorno T_r ;
- A parità di tempo di ritorno T_r , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (T_c , che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q , determinata da una pioggia di intensità costante e durata T_c , è

proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino S, attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

5.2. METODO SCS-CURVE NUMBER

Il modello afflussi-deflussi nel caso di sottobacini di estensione superiore a 10 kmq, adotta il modello sviluppato dall'SCS (Soil Conservation Service), secondo il metodo del Curve Number (CN) che permette di determinare la frazione della pioggia totale che in maniera diretta e preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena, tenendo conto di perdite iniziali costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III)), utilizzando la seguente formula:

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

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura:

Tabella 8 - Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità 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 impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m ² (area impermeabile 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

Tabella 9 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno con la seguente formula:

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

Dove:

V_s = volume specifico di saturazione del terreno (mm);

$CN(III)$ = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot V_s)^2}{(P + 0.8 \cdot V_s)}$$

Dove:

P_e = pioggia efficace (mm)

P = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c);

V_s = volume specifico di saturazione del terreno [mm], precedentemente calcolato.

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino (t_a) in ore, in funzione del tempo efficace (t_{eff}) in ore e del tempo di ritardo (t_r) in ore, usando le seguenti formule:

$$t_a = 0.5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left(1 - \frac{0.2S}{h_{T_c, T}} \right)$$

$$t_r = 0.6 \cdot T_c$$

Dove:

$h_{T_c, T}$ (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (T) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino (T_c);

T_c (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo dell'idrogramma unitario, usando la seguente formula:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{P_e \cdot S}{t_a}$$

Dove:

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [$m^3/sec \cdot mm$];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [kmq];

t_a = *tempo di accumulo [ore]*.

- Calcolo della portata al colmo, usando la seguente formula:

$$Q = Q_p \cdot h_{T_c, T}$$

Dove:

Q = portata al colmo [m^3/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [$m^3/ sec \cdot mm$];

$h_{T_c, T}$ = altezza di pioggia calcolata sulla base della curva di probabilità pluviometrica in relazione ad un evento di durata pari al tempo di corrivazione (T_c) e di fissato tempo di ritorno (T).

6. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI

Nell'analisi idraulica si è proceduto con la simulazione della portata al colmo di piena al fine di individuare le aree inondabili e stabilire la sicurezza idraulica delle aree. L'output dello studio idrologico-idraulico, simulando eventi con tempo di ritorno di 200 anni, consente di individuare la parte di territorio allagabile al fine di definire il livello di pericolosità: Alta, Media e Bassa.

6.1. INQUADRAMENTO DEL BACINO DI INTERESSE

L'analisi geografica del sito, con la sovrapposizione dei corsi d'acqua, evidenzia che le aree occupate dalle piazzole delle WTG e la cabina di raccolta non si trovano in prossimità di fiumi o corsi d'acqua che possano creare pericolo di inondazione, a parte l'area occupata dalla WTG SUNI 4.

Di seguito viene riportato l'inquadramento dell'area di interesse e le caratteristiche morfologiche del sottobacino considerato:

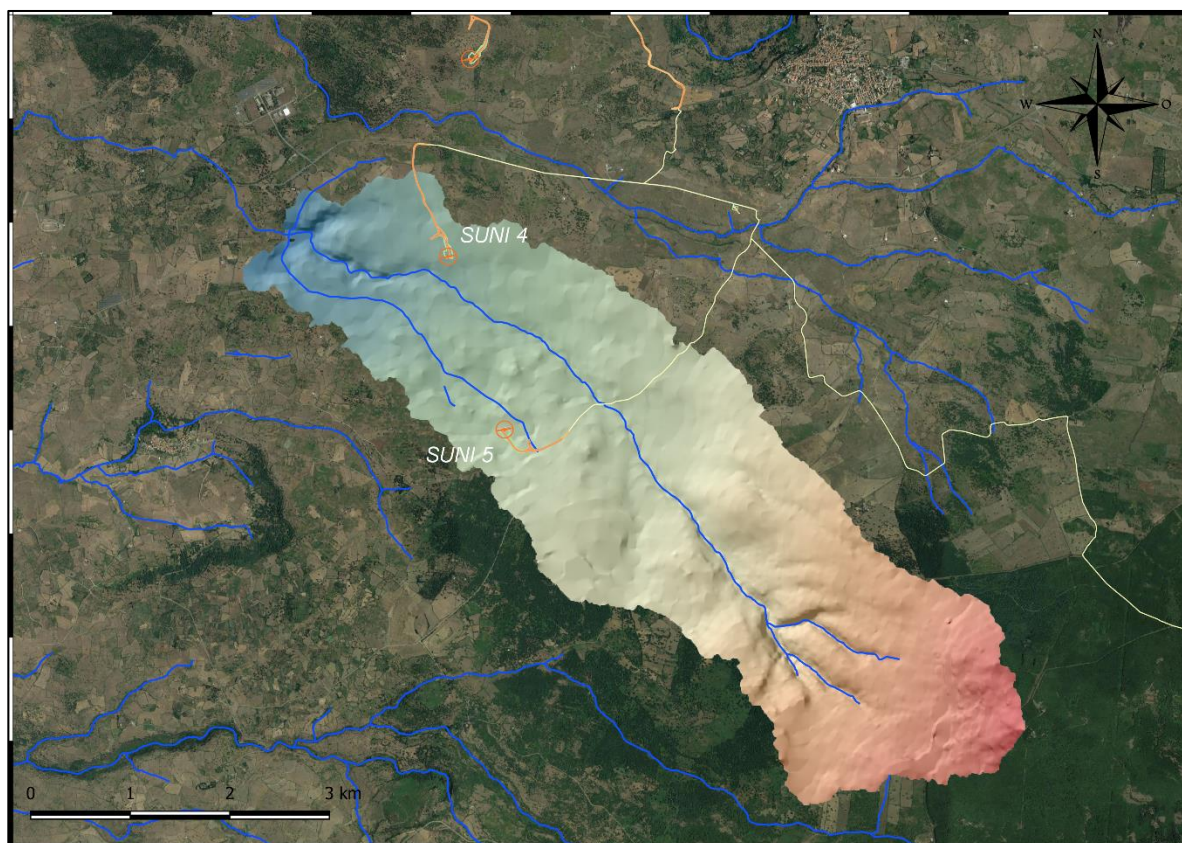


Figura 11 - Inquadramento su ortofoto del sottobacino sotteso al corso d'acqua in prossimità della WTG SUNI 4

4

Tabella 10 - Caratteristiche principali del sottobacino

Area [kmq]	L Asta [km]	Pendenza asta	Pendenza bacino	H max [m.s.l.m.]	H med [m.s.l.m.]	H min [m.s.l.m.]
14.61	10.26	0.039	0.06	800	518	374

6.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione del bacino coincide con il tempo di durata della pioggia. Tale parametro indica il tempo che impiega una goccia d'acqua dal punto idraulicamente più svantaggiato a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura:

– **Formula di Pezzoli**

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Pasini**

$$t_c = \frac{0.108^2 \sqrt{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Viparelli**

$$t_c = \frac{L}{3600 \cdot V} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Ventura**

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A_b}{i}} \quad (\text{ore})$$

Dove:

A_b è l'area del bacino espressa in km²

i è la pendenza media del bacino

L è la lunghezza dell'asta principale

i_k è la pendenza media dell'asta principale

V è la velocità media della corrente assunta pari a 1.5 m/s

Di seguito si riporta il valore di t_c medio per il sottobacino considerato:

Tc [ore]	
Pezzoli	2.86
Pasini	2.91
Viparelli	1.95
Ventura	2.46
Tc medio	2.54

6.3. APPLICAZIONE METODO SCS-CURVE NUMBER

Dal momento che il processo di trasformazione afflussi-deflussi è composto da una prima fase, che consiste nella determinazione delle piogge nette e in una seconda fase che consiste nella trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali, al fine di poter effettuare tale trasformazione è stato utilizzato il software HEC-HMS, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers* e che permette appunto di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note.

In particolare, utilizzando le informazioni ricavate dalla curva di possibilità pluviometrica stimata dalla distribuzione probabilistica di Gumbel si è ricavato lo ietogramma di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

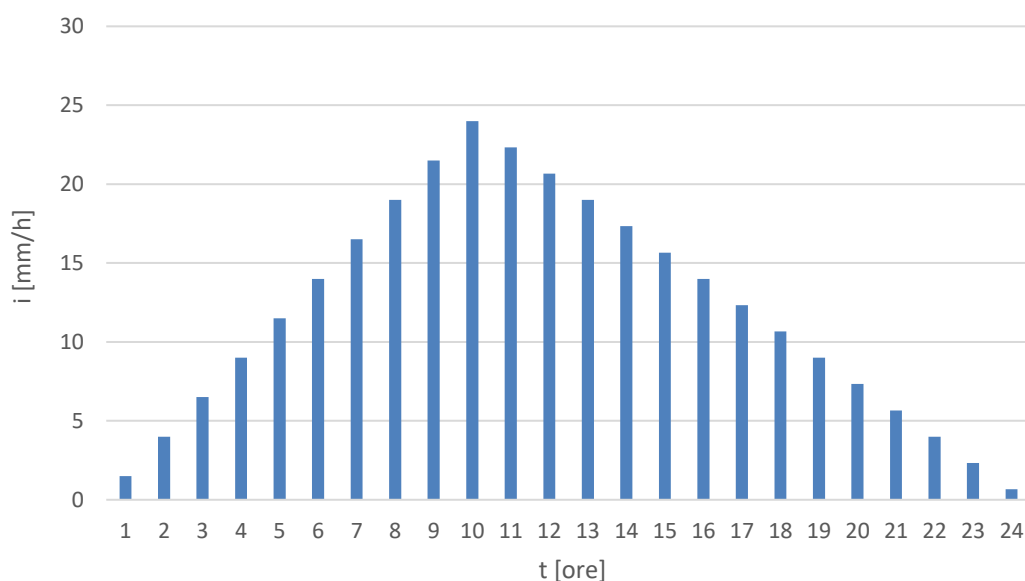


Figura 12 - Ietogramma di progetto

Lo ietogramma così determinato è stato caricato sul software HEC-HMS nel quale, per il bacino in esame, sono stati inseriti ulteriori dati relativi alla geometria. Il valore del curve number assunto pari a $CN(II) = 78$ è stato ricavato consultando lo shapefile del Curve Number della regione Sardegna, grazie al quale è stato possibile calcolare il $CN(III) = 89$ con la formula vista in precedenza.

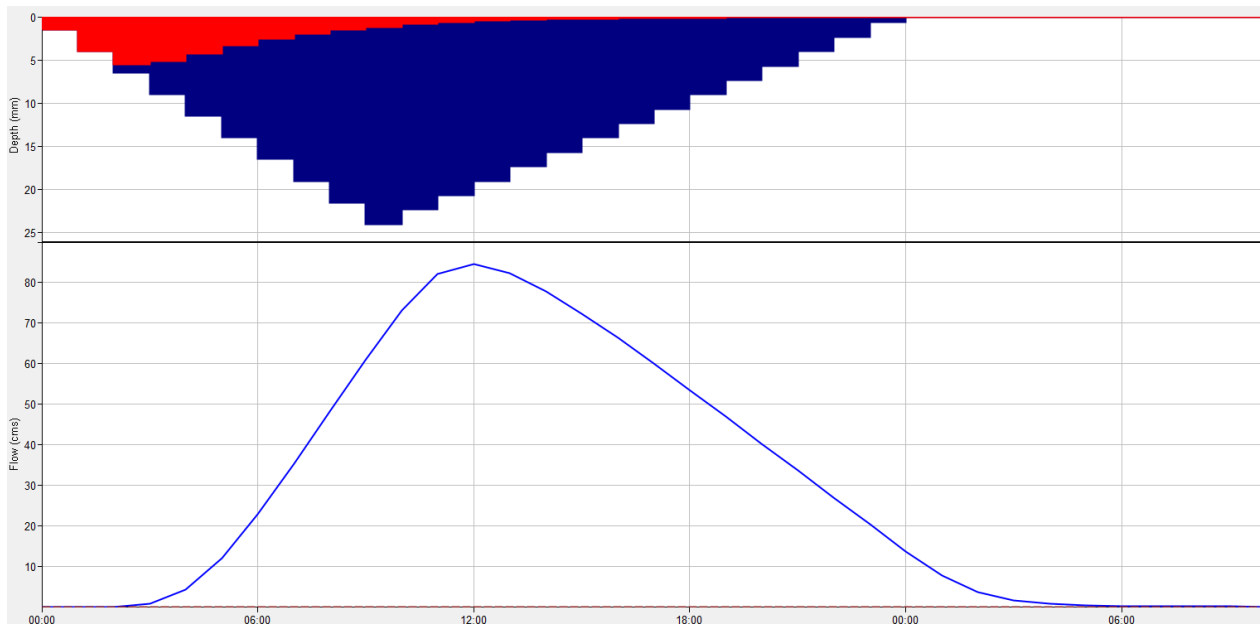


Figura 13 - Idrogramma di piena per $Tr = 200$ anni per il sottobacino

Come si evince dall'idrogramma di piena, la portata di picco per il sottobacino è pari a $84,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.4. VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI

L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di moto vario, utilizzando l'idrogramma di piena relativo ad un flusso meteorico con un tempo di ritorno pari a 200 anni calcolato con il metodo SCS curve – number visto in precedenza.

La simulazione è stata possibile grazie all'uso del software HEC-RAS 6.2 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers.

All'interno del software è possibile caricare il DTM della zona interessata sul quale può essere costruita l'area dove si presume avvenga il flusso del corso d'acqua.

Di seguito vengono mostrati i risultati su base ortofoto:

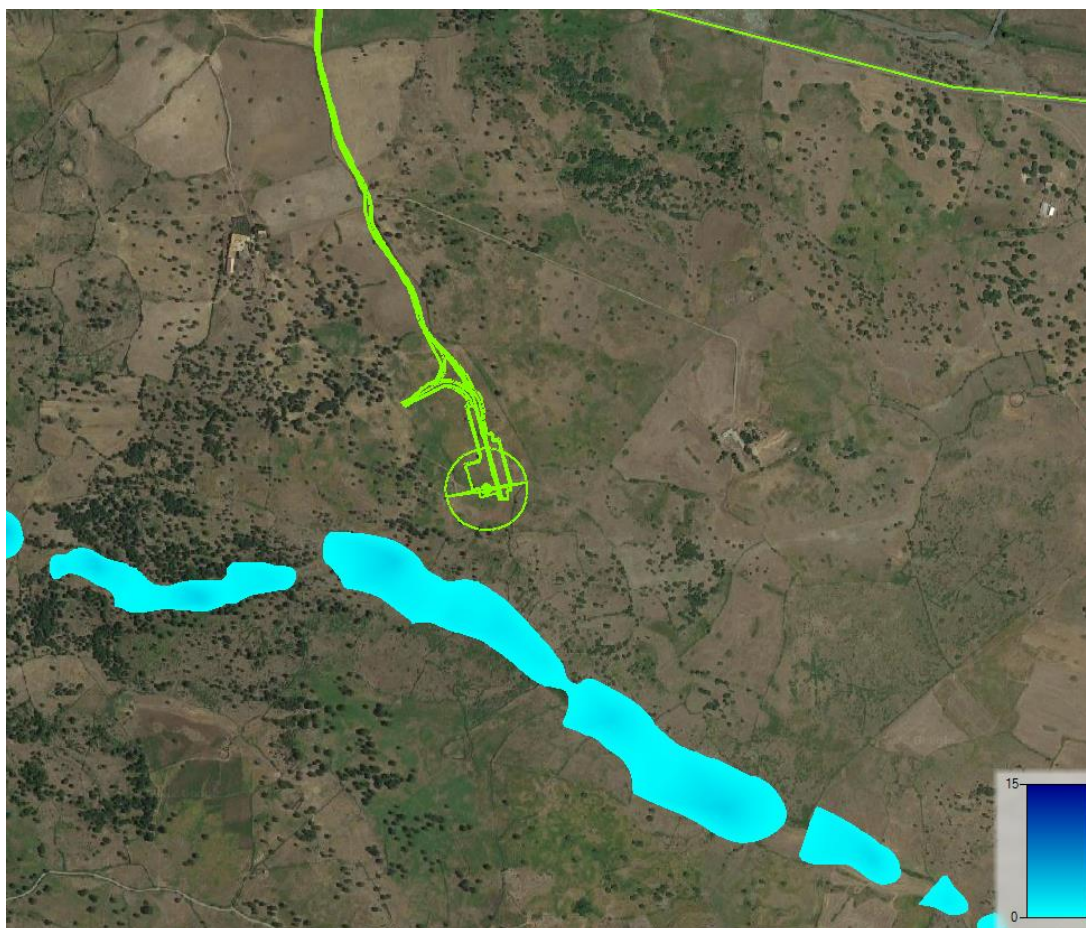


Figura 14 - Tirante idrico (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni

Come si evince dall'immagine precedente il tirante idrico, ovvero la distanza dal pelo libero al fondo del canale, non interessa le aree di costruzione della piazzola dell'areogeneratore oggetto di indagine.

7. DIMENSIONAMENTO CUNETTA PER DRENAGGIO STRADALE

La rete per l'evacuazione delle acque meteoriche dal corpo stradale, viene progettata in maniera da captare la totalità delle acque piovane che cadono all'interno dell'area scolante.

In sostanza la rete è costituita da una cunetta laterale, situata al bordo della carreggiata con pendenza trasversale dell'1%, che intercetta le acque piovane che vengono scaricate nelle scarpate laterali.

Gli elementi che costituiscono la rete sono quindi le cunette laterali alla carreggiata.

7.1. INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INFLUENZA

Dallo studio morfologico delle aree oggetto di intervento sono stati tracciati i bacini drenanti della rete stradale, i quali per questo caso coincidono con la superficie stradale che scarica le acque meteoriche direttamente nelle cunette di scolo laterali.

Di seguito si riportano gli inquadramenti delle superfici di scolo:

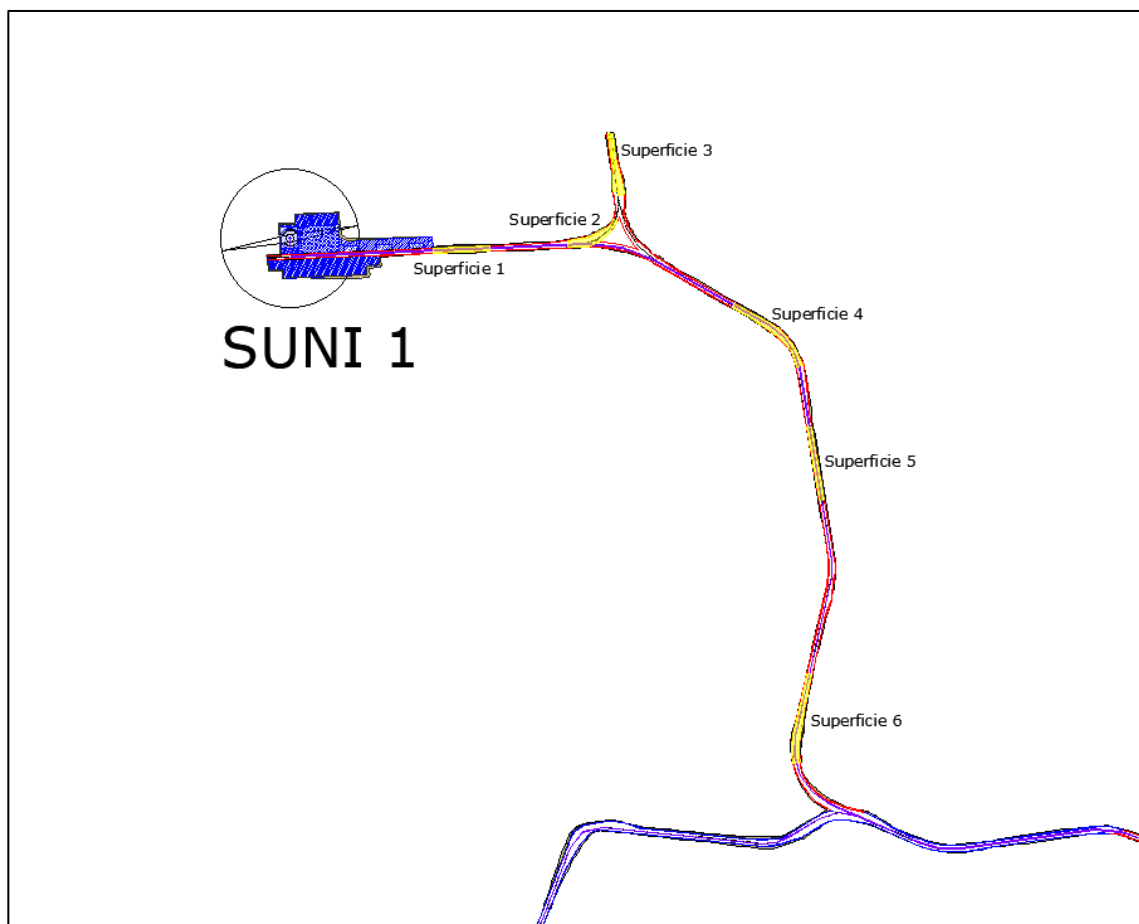


Figura 15 - Inquadramento delle superfici scolanti (in giallo) di SUNI 1

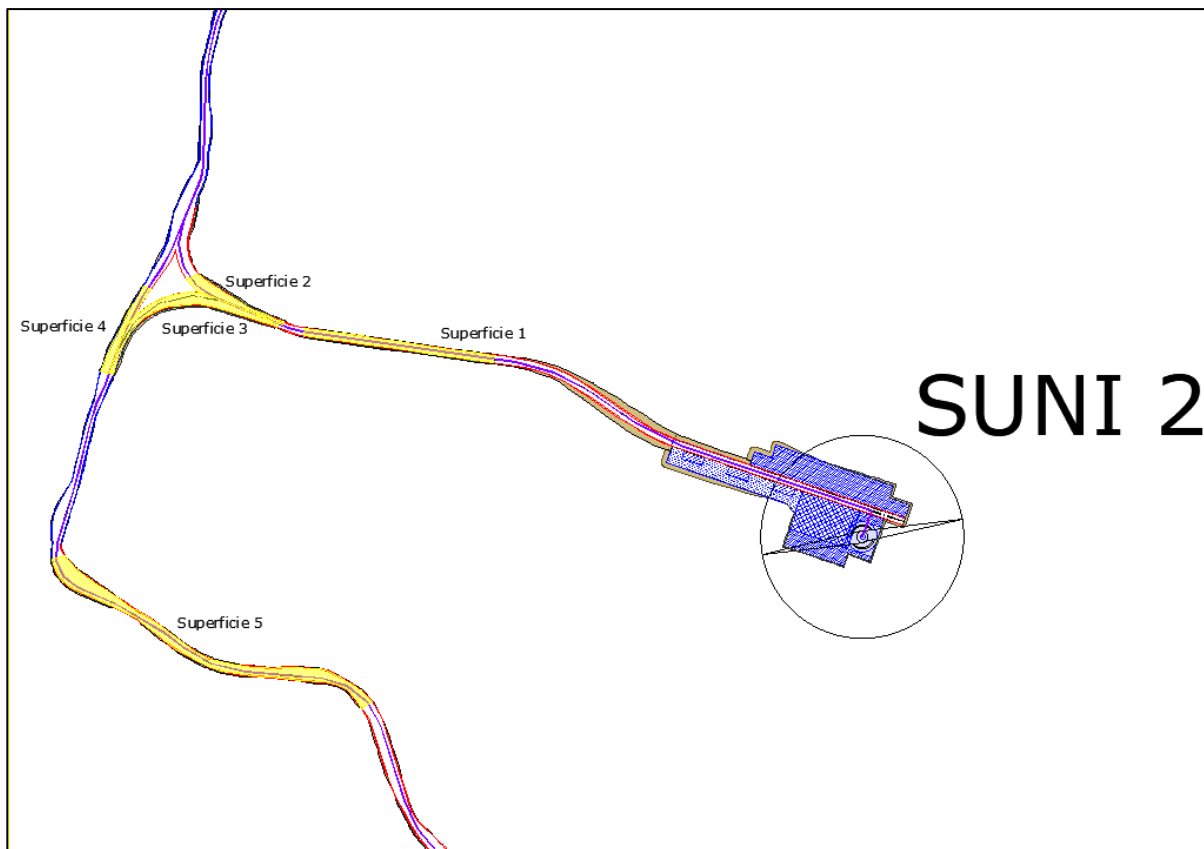


Figura 16 - Inquadramento delle superfici scolanti (in giallo) di SUNI 2

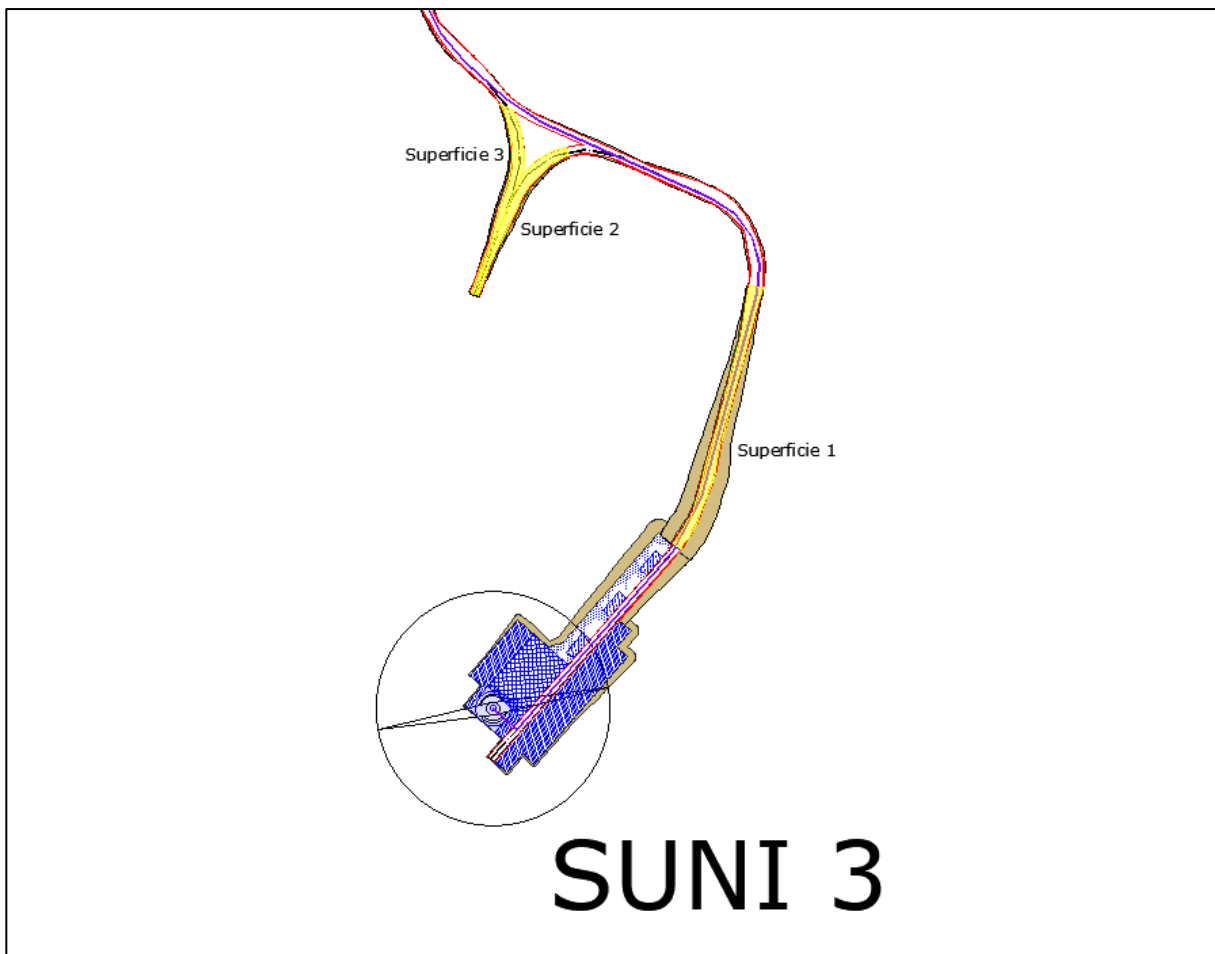


Figura 17 - Inquadramento delle superfici scolanti (in giallo) di SUNI 3

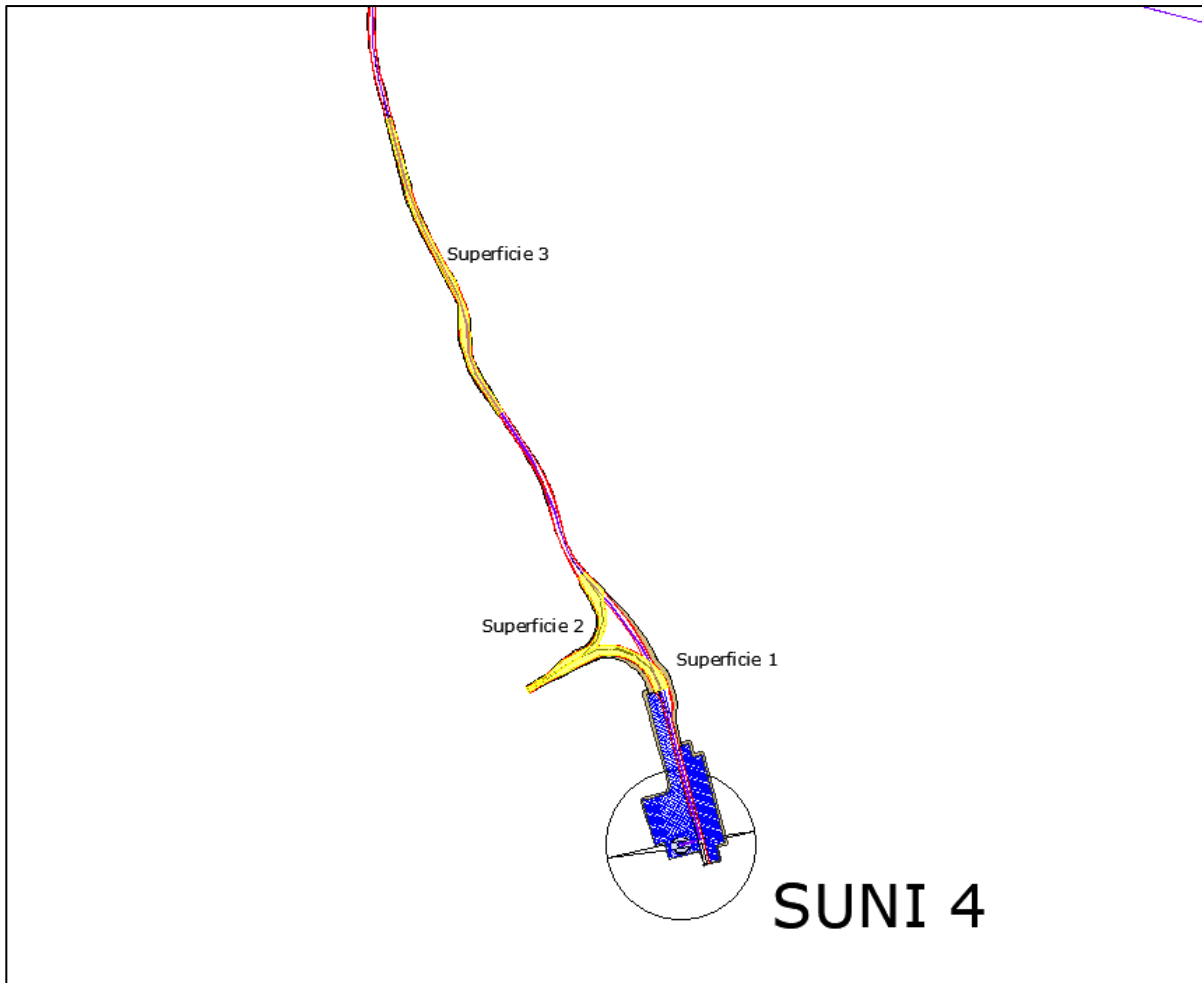


Figura 18 - Inquadramento delle superfici scolanti (in giallo) di SUNI 4

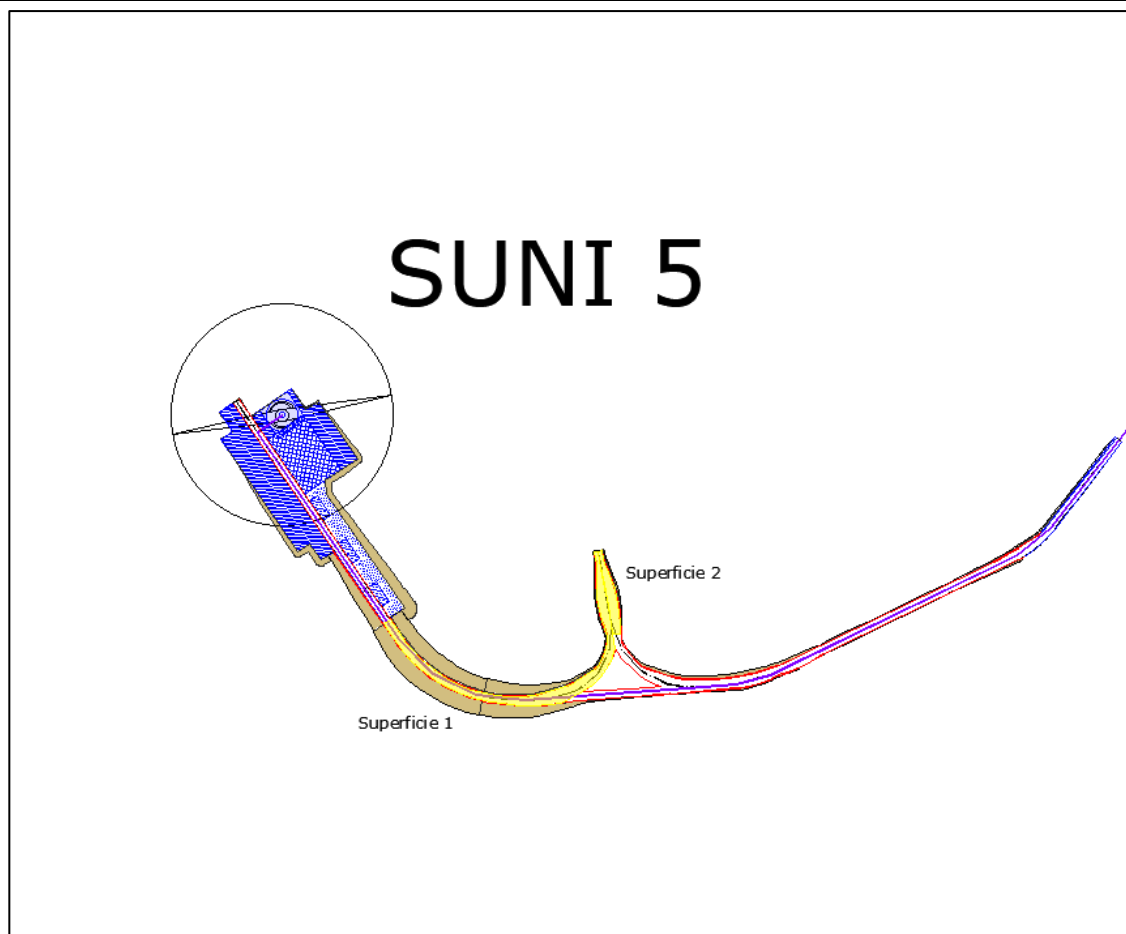


Figura 19 - Inquadramento delle superfici scolanti (in giallo) di SUNI 5

7.2. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DI PIENA

Il calcolo della portata al colmo di piena per i vari bacini di influenza è stato ottenuto applicando la formula del Metodo Razionale:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q= portata di progetto in (mc/s)
- S= sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq)
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- T_c = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza della curva su scala logaritmica [mm/(secn)]
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Le caratteristiche geometriche dei bacini di influenza sono riportate nella tabella seguente:

	SUNI 1		
	Area [kmq]	L asta [km]	Pendenza asta
Superficie 1	0.0004	0.07	0.012
Superficie 2	0.0006	0.0595	0.02
Superficie 3	0.0002	0.0702	0.027
Superficie 4	0.0004	0.0753	0.03
Superficie 5	0.0008	0.115	0.013
Superficie 6	0.0005	0.09	0.06

	SUNI 2		
	Area [kmq]	L asta [km]	Pendenza asta
Superficie 1	0.0010	0.0796	0.019
Superficie 2	0.0005	0.09	0.06
Superficie 3	0.0011	0.1673	0.04
Superficie 4	0.0004	0.0774	0.02
Superficie 5	0.0026	0.2066	0.027

	SUNI 3		
	Area [kmq]	L asta [km]	Pendenza asta
Superficie 1	0.0013	0.1964	0.005
Superficie 2	0.0008	0.1094	0.02
Superficie 3	0.0008	0.119	0.001

	SUNI 4		
	Area [kmq]	L asta [km]	Pendenza asta
Superficie 1	0.0016	0.1705	0.02
Superficie 2	0.0014	0.166	0.011
Superficie 3	0.0025	0.3614	0.002

	SUNI 5		
	Area [kmq]	L asta [km]	Pendenza asta
Superficie 1	0.00189	0.2666	0.011
Superficie 2	0.0003946	0.0595	0.047

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso è stato assunto per tutti i bacini di influenza un valore pari a $c = 0.85$ per le superfici asfaltate.

Per il calcolo del tempo di corrivazione si è fatto riferimento alla formula di Pezzoli. Di seguito si riportano i risultati ottenuti per il calcolo della portata al colmo di piena con tempo di ritorno pari a 10 anni.

SUNI 1		
C	Tc [ore]	Qp [m3/s]
0.85	0.035	0.295
0.85	0.023	0.690
0.85	0.023	0.249
0.85	0.024	0.396
0.85	0.055	0.362
0.85	0.020	0.669

SUNI 2		
C	Tc [ore]	Qp [m3/s]
0.85	0.032	0.760
0.85	0.020	0.634
0.85	0.046	0.578
0.85	0.030	0.373
0.85	0.069	0.942

SUNI 3		
C	Tc [ore]	Qp [m3/s]
0.85	0.153	0.220
0.85	0.043	0.450
0.85	0.207	0.099



SUNI 4

C	Tc [ore]	Qp [m3/s]
0.85	0.066	0.621
0.85	0.087	0.391
0.85	0.444	0.139

SUNI 5

C	Tc [ore]	Qp [m3/s]
0.85	0.140	0.338
0.85	0.015	0.654

7.3. VERIFICA IDRAULICA DELLE CUNETTE STRADALI

Il dimensionamento viene condotto confrontando il valore di portata proveniente dal calcolo del Metodo Razionale, con il valore di portata ricavato dall'equazione di continuità di Manning, considerando il materiale di finitura e le caratteristiche geometriche della sezione idraulica della cunetta:

$$Q = A_m \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

con R, pari al raggio idraulico, così definito:

$$R = \frac{A_m}{P_m}$$

- Q = portata del canale in m³/s;
- A_m = area bagnata in m²;
- n = coefficiente di resistenza di Manning in (s / m^{1/3});
- i = pendenza longitudinale del dreno.

Verrà usata una cunetta di scolo con sezione trasversale di tipo trapezoidale con geostuoia e inerbimento con idrosemina di area pari a 0.32 mq con le seguenti caratteristiche dimensionali:

Tabella 11 - Caratteristiche geometriche della cunetta di scolo

B [m]	b [m]	h [m]	β [°]
1.2	0.4	0.4	45

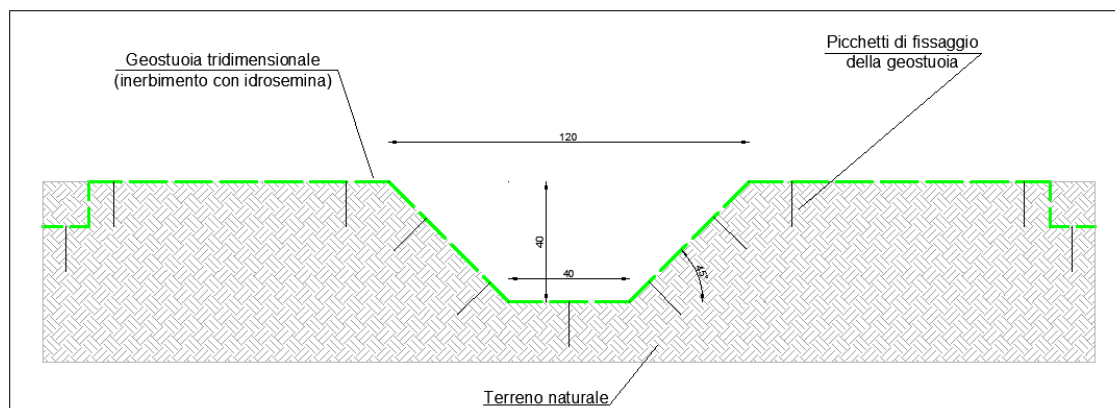


Figura 20 - Sezione di drenaggio - Canale trapezoidale in terra

La verifica idraulica della cunetta viene eseguita ricercando il tirante idrico della sezione per il quale si verifica la portata nota.

In questo contesto, dunque si fa affidamento alla seguente espressione:

$$y(h) = A_m \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} - Q_p$$

Dove A_m e R sono funzioni del tirante idrico.

Quello che si vuole ricercare è il tirante idrico h per il quale la funzione $y(h)$ è uguale a zero.

Questo può essere verificato grazie al risolutore di Excel dal quale vengono prodotti i seguenti risultati:

	SUNI 1						
	B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
Superficie 1	0.77	0.11	1.14	0.09	0.012	0.03	<u>0.18</u>
Superficie 2	0.91	0.17	1.43	0.12	0.02	0.03	<u>0.26</u>
Superficie 3	0.66	0.07	0.93	0.08	0.027	0.03	<u>0.13</u>
Superficie 4	0.74	0.10	1.07	0.09	0.03	0.03	<u>0.17</u>
Superficie 5	0.81	0.12	1.21	0.10	0.013	0.03	<u>0.20</u>
Superficie 6	0.77	0.11	1.14	0.10	0.06	0.03	<u>0.19</u>

	SUNI 2						
	B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
Superficie 1	0.95	0.19	1.50	0.12	0.019	0.03	<u>0.27</u>
Superficie 2	0.76	0.10	1.12	0.09	0.06	0.03	<u>0.18</u>
Superficie 3	0.78	0.11	1.17	0.10	0.04	0.03	<u>0.19</u>
Superficie 4	0.76	0.11	1.13	0.09	0.02	0.03	<u>0.18</u>
Superficie 5	0.96	0.19	1.52	0.13	0.027	0.03	<u>0.28</u>

	SUNI 3						
	B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
Superficie 1	0.80	0.12	1.20	0.10	0.005	0.03	<u>0.20</u>
Superficie 2	0.81	0.12	1.21	0.10	0.02	0.03	<u>0.20</u>
Superficie 3	0.80	0.12	1.20	0.10	0.001	0.03	<u>0.20</u>

	SUNI 4						
	B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
Superficie 1	0.88	0.16	1.37	0.11	0.02	0.03	<u>0.24</u>
Superficie 2	0.84	0.14	1.29	0.11	0.011	0.03	<u>0.22</u>
Superficie 3	0.80	0.12	1.20	0.10	0.002	0.03	<u>0.20</u>

	SUNI 5						
	B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
Superficie 1	0.81	0.12	1.22	0.10	0.011	0.03	<u>0.20</u>
Superficie 2	0.79	0.12	1.19	0.10	0.047	0.03	<u>0.20</u>

Dalla tabella sopra riportata si evince che la portata Q_p calcolata con il metodo razionale viene convogliata totalmente dal sistema delle cunette in esame poiché il tirante idrico non supera in nessun caso la soglia dei 40 cm previsti dalla cunetta proposta.

8. CONCLUSIONI

Sulla scorta di quanto illustrato nel presente studio è possibile affermare che:

- Le aree di progetto ricadono nel bacino idrografico del Coghinas-Mannu-Temo e in sottobacini idrografici per i quali è possibile stimare afflussi meteorici corrispondenti a diversi tempi di ritorno sulla base di un campione di dati pluviometrici statisticamente significativo, costituito in particolare da serie storiche riferite ad eventi di massima intensità, disponibili con riferimento ad un periodo compreso tra il 1922 ed il 2011 in 4 stazioni (Suni, Borore, Cuglieri e Silanus) le quali risultano essere rappresentative del bacino idrografico di interesse.
- Per quanto concerne l'analisi statistica degli estremi idrologici, essa è stata condotta per i bacini secondo i due approcci del Metodo di Gumbel e del Metodo della GEV con le rispettive variazioni.
- Sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 10 25 50 200 500 e 1000 anni sia con il metodo di Gumbel che con il metodo della GEV.
- L'analisi geografica del sito, con la sovrapposizione dei corsi d'acqua, evidenzia che le aree occupate dalle piazzole delle WTG e la cabina di raccolta non si trovano in prossimità di fiumi o corsi d'acqua che possano creare pericolo di inondazione, a parte l'area occupata dalla WTG SUNI 4.
- La verifica delle aree esondabili da parte dei corsi d'acqua è stata condotta dapprima individuando la delimitazione del sottobacino, ottenuta grazie agli algoritmi r.watershed e r.water.outlet presenti nel software QGis. Questi ultimi partendo dalle informazioni del DTM estraggono i bacini imbriferi, ossia il luogo dei punti della superficie terrestre che raccoglie le acque che scorrendo in superficie raggiungono un determinato punto chiamato sezione di chiusura del bacino. Successivamente grazie al software HEC-HMS è stato possibile ricavare l'idrogramma di piena che si verifica per un evento meteorico con tempo di ritorno $Tr = 200$ anni e di inserirlo all'interno del software HEC-RAS in modo da ottenere la delimitazione delle aree esondabili.
- I risultati hanno evidenziato che non ci sono aree interessate dal progetto coinvolte nel fenomeno di esondazione.
- Dati e strumenti offerti nel presente studio e che costituiscono un predimensionamento dei canali di drenaggio dovranno essere opportunamente revisionati in una successiva fase esecutiva.
- Verrà usata una cunetta di scolo con sezione trasversale di tipo trapezoidale con geostuoia e inerbimento con idrosemina

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido