UNIVERSITÁ DEGLI STUDI DI MILANO
DIPARTIMENTO DI SCIENZE DELLA TERRA "ARDITO DESIO"

Anno accademico 2020-2021

Corso di Laurea in Scienze della Terra LM-74

Corso di

"RILEVAMENTO GEOLOGICO TECNICO E IDROGEOLOGICO E LABORATORIO"

ESERCITAZIONI:

B - RILEVAMENTO IDROGEOLOGICO

Professore F.S. CAMERA

Studente:
Simone Signorini
Matr. N°: 983668

ESERCIZIO 1- Compilazione della scheda di analisi granulometrica e curva granulometrica caratteristica.

Per effettuare l'analisi fotografica con griglia è necessario identificare i clasti con dimensioni superiori a 8 mm posti al di sotto dei nodi della griglia e indicare la dimensione e numero di nodi che ognuno di questi clasti occupa.

Successivamente si deve rapportare il numero di nodi che non presentano un clasto di dimensioni maggiori a 8 mm rispetto il numero totale di nodi presenti, così da ottenere la percentuale della porzione di terreno che verrà analizzata con il metodo di setacciatura in laboratorio.

Località:	Coniode Torrente Schiesone	***Ubicazione:***	***46°17'57.0"N, 9°23'13.2"E***	***Campione :***	**SC1**

ANALISI GRANULOMETRICA

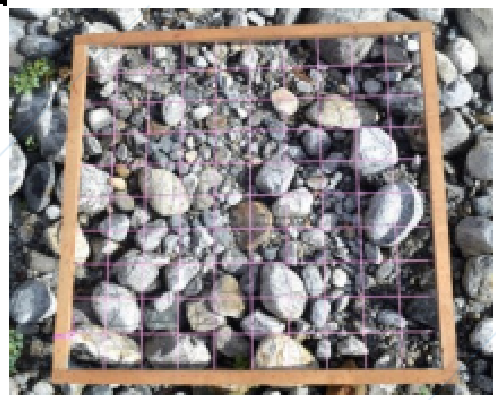
Peso campione laboratorio:	3730	g	***Numero totale di nodi***	121	
Peso campione laboratorio secco:	3680	g			
Diametro max - D max laboratorio:	60	mm	***Numero di nodi su clasti***	65	
Diametro max - D max foto:	230	mm	***Numero di nodi su materiale fine***	56	
Umidità - W_0 :	1,4	%	***Percentuale materiale fine***	46,28	%

Note : Analisi con vagli , tempo di agitazione 3'

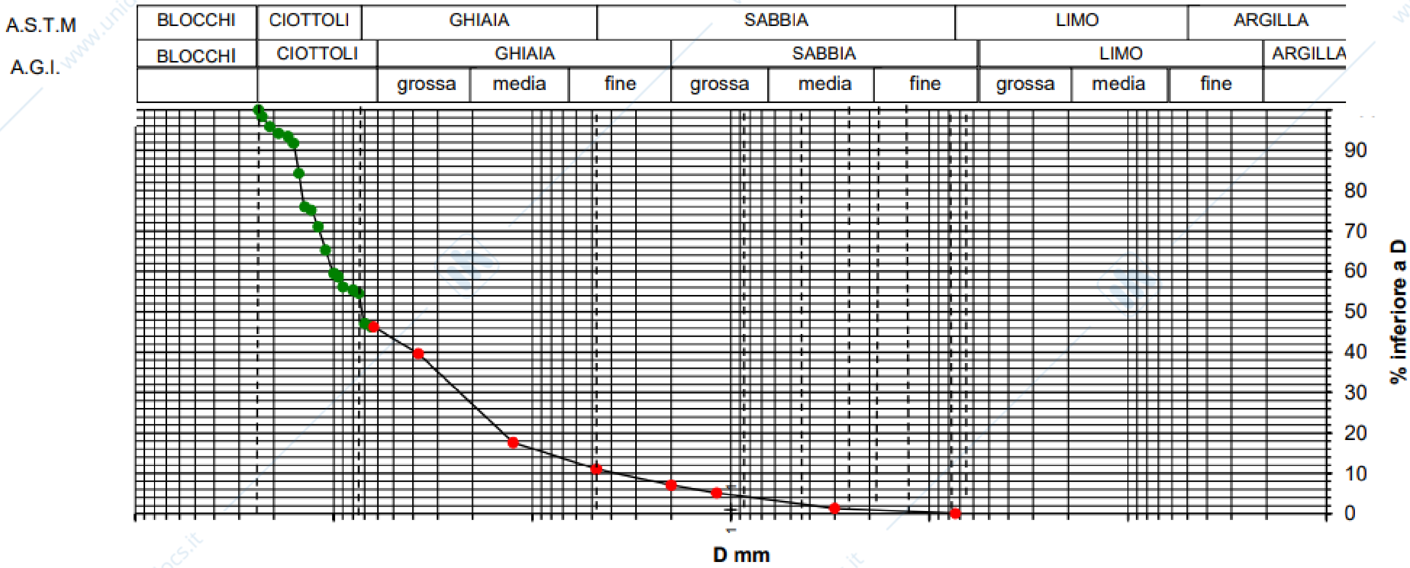
LIMITI DI ATTEMBERG : si ☐ no ☒

Osservazioni Clasti		
clasto n.	asse b cm	n. nodi
1	11,0	1
2	17,0	1
3	14,0	2
4	13,0	1
5	14,0	3
6	9,5	1
7	6,0	1
8	11,0	2
9	14,0	2
10	9,0	1
11	10,0	1
12	14,0	1
13	10,0	1
14	11,0	1
15	10,0	1
16	11,0	1
17	7,0	2
18	9,0	1
19	12,0	1
20	10,0	2
21	8,0	1
22	9,0	1
23	6	2
24	14	1
25	21	3
26	7	2
27	11	1
28	12	2
29	16	2
30	7	1
31	10	2
32	14	1
33	11	1
34	7	1
35	6	1
36	7,5	1
37	15	2
38	19	1
39	7	1
40	15	2
41	19	1
42	7	2
43	15	1
44	12	2
45	6,5	1
46	15	4
47	23	2
	Totale	**69**

Frequenza		Analisi fotografica con griglia 60 mm				
asse b cm	n. nodi	D Grani mm	n. nodi	Parziale %	Cumulato %	Residuo %
24	0	240	0	0	0	100
23	2	230	2,00	1,652893	1,65	98,35
21	3	210	3,00	2,479339	4,13	95,87
19	2	190	2,00	1,652893	5,79	94,21
17	1	170	1,00	0,826446	6,61	93,39
16	2	160	2,00	1,652893	8,26	91,74
15	9	150	9,00	7,438017	15,70	84,30
14	10	140	10,00	8,264463	23,97	76,03
13	1	130	1,00	0,826446	24,79	75,21
12	5	120	5,00	4,132231	28,93	71,07
11	7	110	7,00	5,785124	34,71	65,29
10	7	100	7,00	5,785124	40,50	59,50
9,5	1	95	1,00	0,826446	41,32	58,68
9	3	90	3,00	2,479339	43,80	56,20
8	1	80	1,00	0,826446	44,63	55,37
7,5	1	75	1,00	0,826446	45,45	54,55
7	9	70	9,00	7,438017	52,89	47,11
6,5	1	65	1,00	0,826446	53,72	46,28
Totale	**65**					



Analisi con setaccio ASTM				
D Grani mm	Peso Grani g	Parziale %	Trattenuto %	Passante %
63,00	0,00	46,28	0,00	46,28
37,50	527,00	6,63	6,63	39,65
12,50	1751,00	22,02	28,65	17,63
4,76	523,00	6,58	35,23	11,05
2,00	318,00	4,00	39,22	7,06
1,18	151,00	1,90	41,12	5,16
0,30	305,00	3,84	44,96	1,32
0,07	99,00	1,25	46,20	0,08
< 0.074	6,00	0,08	46,28	0,00



DESCRIZIONE A.G.I.	% ciottoli	% ghiaia	% sabbia	% limo	% argilla	D_{60}	D_{10}	Cu = D_{60}/D_{10}
	54	39	7	-	-	100	4	25

CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.	% ciottoli	% ghiaia	% sabbia	% limo	% argilla
	45	43	12	-	-

Dai risultati ottenuti è possibile classificare il terreno sottoposto ad analisi come:

- A.G.I.: Ciottoli con ghiaia debolmente sabbiosi
- U.S.C.S.: GW

ESERCIZIO 2 – Carte delle precipitazioni.

Nel bacino delimitato dalle lettere A,B,C,D,E si sono registrate le altezze totali di precipitazione cadute in 5 ore ai pluviometri riportati in tabella.
Si calcoli la precipitazione distribuita sull'area delimitata dall'area del bacino utilizzando i metodi:

1) Media aritmetica

Per questo metodo è necessario eseguire una media aritmetica dei valori di precipitazione calcolati nelle stazioni pluviometriche, così da ottenere un valore di precipitazione medio di tutta l'area di interesse.

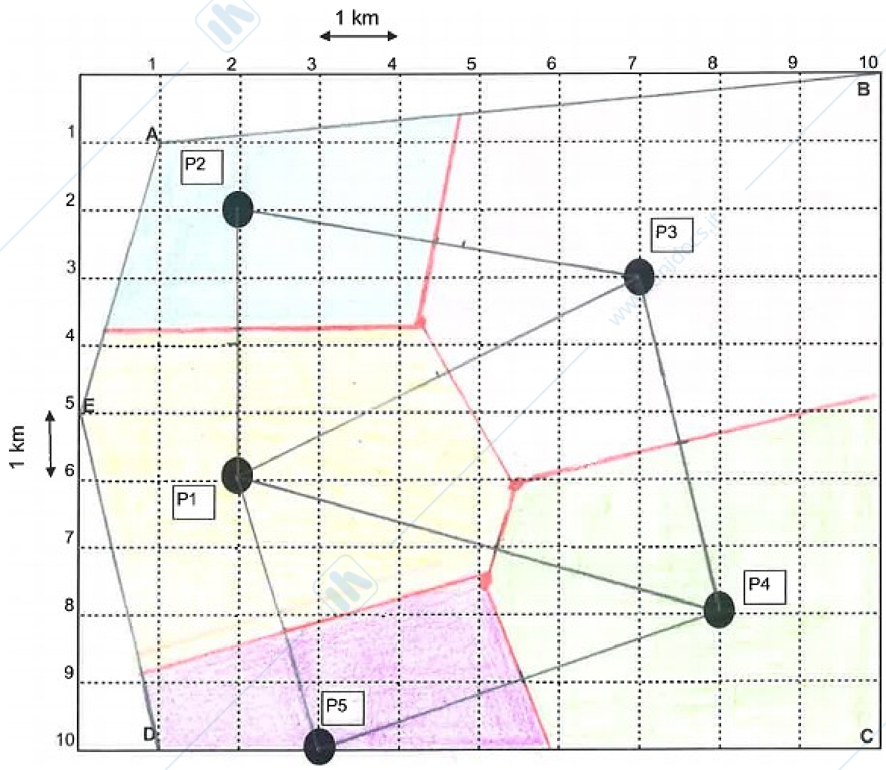
$$\text{PRECIPITAZIONE MEDIA IN 5h} = \frac{36+44+52+40+32}{5} = 40{,}8\,mm$$

Successivamente si è diviso il risultato per le ore di monitoraggio per trovare l'intensità media.

$$\text{INTENSITÀ MEDIA} = \frac{40{,}8\,mm}{5h} = 8{,}16\,mm/h$$

1) Poligoni di Thiessen

Per trovare la precipitazione media nell'area di interesse per prima cosa bisogna collegare tutti i punti di misura in modo rettilineo. In corrispondenza dei punti medi di tali segmenti si tracciano altri segmenti in modo perpendicolare fino a che non intercettano altri segmenti perpendicolari, andando a creare dei poligoni (di Thiessen).



Infine, per ogni area creata si è calcolata l'area e si è considerato come valore di precipitazione quello del punto di osservazione al loro interno. Moltiplicando questi valori di dimensione e precipitazione per le differenti aree e andando a sommare tutti i prodotti ottenuti, si è trovata il valore di precipitazione nelle cinque ore di monitoraggio, da cui poi si è ottenuta l'intensità in mm/h.

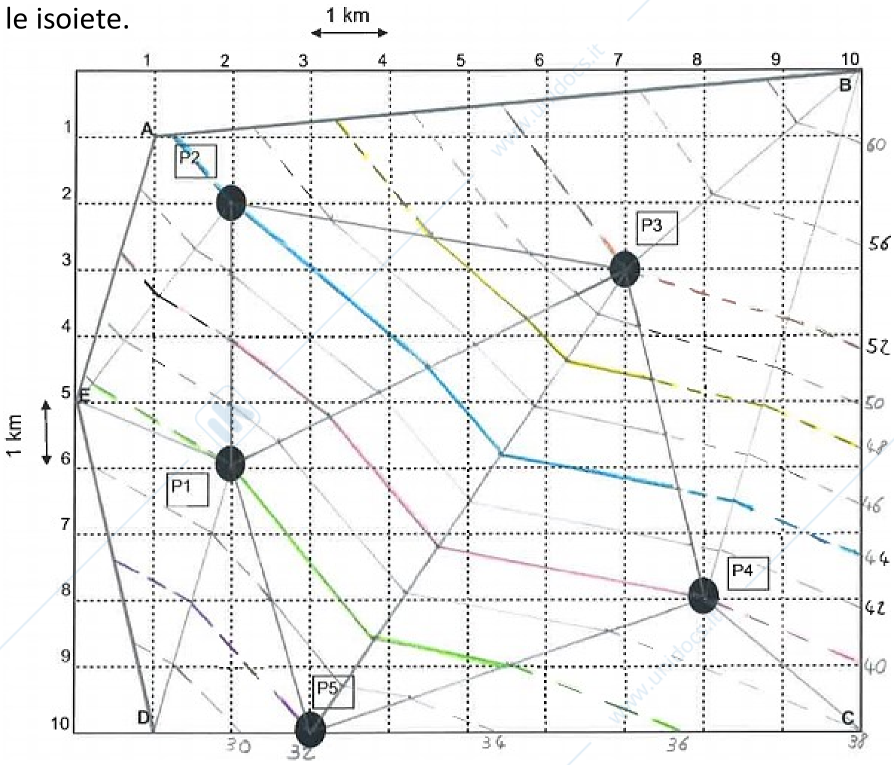
I dati sono elaborati nella tabella seguente:

Metodo	Zone	Area [km^2]	Altezza di precipitazione [mm]	Precipitaizone nelle zone [mm*km^2]	Precipitaizone media distribuita sull'intera area in 5 ore [mm]	Precipitaizone media distribuita sull'intera area in 1 ora [mm]
-	p	A	Prec.	A*Prec.	Pm5	Pm1
Poligoni di Thissen	P1	21	36	756	42,4	**8,5**
	P2	12	44	528		
	P3	27	52	1404		
	P4	21	40	840		
	P5	9	32	288		

Questi individuano una intensità di precipitazione nell'area di 8,5 mm/h.

2) Isoiete

Utilizzando il metodo di interpolazione lineare per triangolazione si sono individuate linee a uguale precipitazione, le isoiete.



Calcolata l'area contenuta tra 2 isoiete, e moltiplicata per il valore di precipitazione intermedio fra queste si è ottenuta la precipitazione in una data area. Sommando tutti i valori ottenuti e dividendoli per il tempo di monitoraggio si è ottenuto l'intensità di precipitazione media dell'area.

I dati sono poi sono stati elaborati nella tabella seguente:

Metodo	Valore isoieta [mm]	Area media [km^2]	Altezza di precipitazione media [mm]	Precipitazione nelle zone [mm*km^2]	Precipitaizone media distribuita sull'intera area [mm]	Precipitaizone media distribuita sull'intera area in 1 ora [mm]
-	VI	A (LXΔH)	Prec.	A*Prec.	Pm	Pm1
Isoiete	60-56	3,3	58	191,4	47,9	**9,6**
	56-52	10,3	54	556,2		
	52-48	11	50	550		
	48-44	19,2	46	883,2		
	44-40	20,4	42	856,8		
	40-36	23,3	38	885,4		
	36-32	11,4	34	387,6		

Dai risultati ottenuti dai 3 metodi si osserva una differenza di precipitazione media nell'area considerata minore per il metodo aritmetico con i poligoni di Thiessen, mentre una differenza maggiore con il metodo delle isoiete. Probabilmente data dalla sovrastima delle aree in quest'ultimo.

ESERCIZIO 3 – Evapotraspirazione

Si calcolino i valori di Evapotraspirazione Potenziale ET_0 (mm/d) dai dati ottenuti nel periodo di osservazione compreso tra 1/08/2010 e 31/07/2011, attraverso due differenti metodi:

1) Metodo di Hargreaves

Attraverso alcune equazioni sperimentali per ricavare le variabili necessarie (i passaggi intermedi sono indicati nell'Allegato 1), è stato possibile identificare i valori di Evapotraspirazione potenziale per ogni giorno in cui sono stati ricercati i dati, attraverso la formula:

$$ET = 0{,}0023 \times (T_m + 17{,}8) \times (T_{max} + T_{min})^{0{,}5} \times Ra \times \frac{1}{\lambda}$$

Dove:

Tm, temperatura media giornaliera (°C)

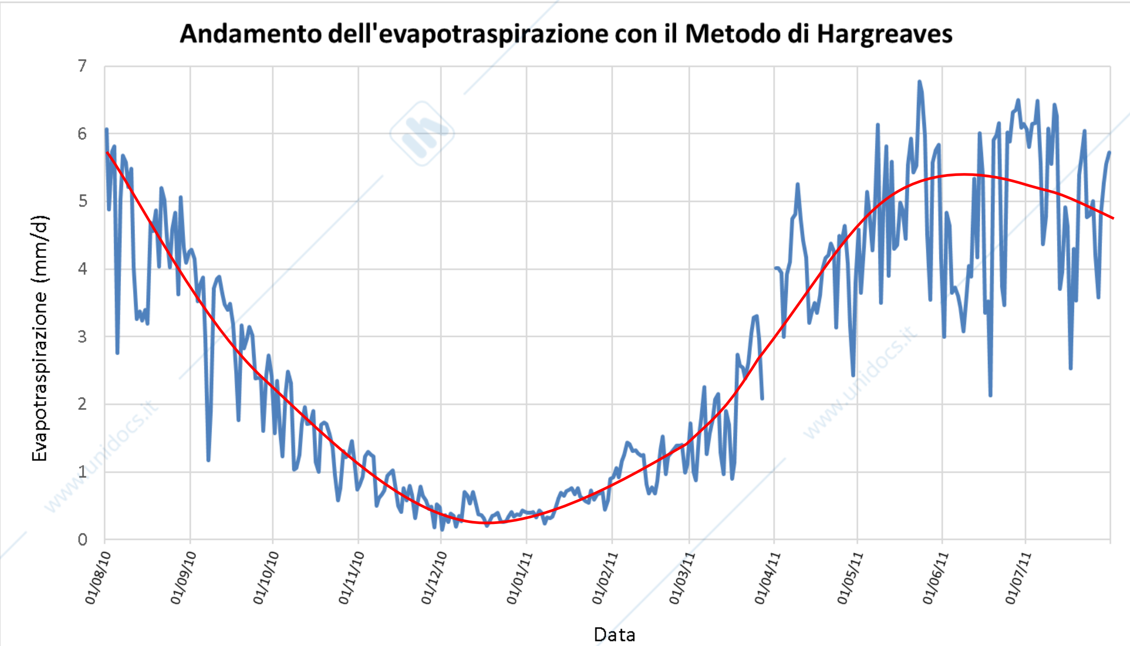
Tmax, temperatura massima giornaliera (°C)

Tmin, temperatura minima giornaliera (°C)

Ra, radiazione extraterrestre (MJ/m^2*d)

λ, calore latente di vaporizzazione (2,45 MJ/Kg)

I risultati ottenuti sono riassunti nel grafico seguente:



Con il metodo di Hargreaves si sono ottenuti dei valori di evapotraspirazione con un andamento ciclico stagionale in cui l'evapotraspirazione è minore nei mesi invernali e massima nei mesi estivi, nei quali si intravede anche una variazione ciclica a maggior frequenza che crea importanti picchi negativi di ET.

Il valore minimo di evapotraspirazione osservato nel periodo di tempo compreso tra il 1/08/2010 e 1/12/2010 è di 0,147 mm/d nel giorno 20/12/2010, mentre il massimo si osserva nel giorno 23/05/2011 con un valore di 6,778 mm/d.

1) Metodo di Penman-Monteith

Attraverso alcune equazioni sperimentali per ricavare le variabili necessarie (i passaggi sono indicati nell'Allegato 2), è stato possibile identificare i valori di Evapotraspirazione potenziale per ogni giorno in cui sono stati ricavati i dati, attraverso la formula:

$$ET_0 = \frac{0{,}408 \times \Delta \times (R_n \times G) + \gamma \times \frac{900}{T+273} \times U_2(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma \times (1 + 0{,}34U_2)}$$

Dove:

Rn, radiazione netta sulla superficie (MJ/m^2*d)

G, densità del flusso di calore del suolo (MJ/m^2*d)

T, temperatura media dell'aria a 2 m di altezza (°C)

U_2, velocità del vento a 2 m di altezza (m/s)

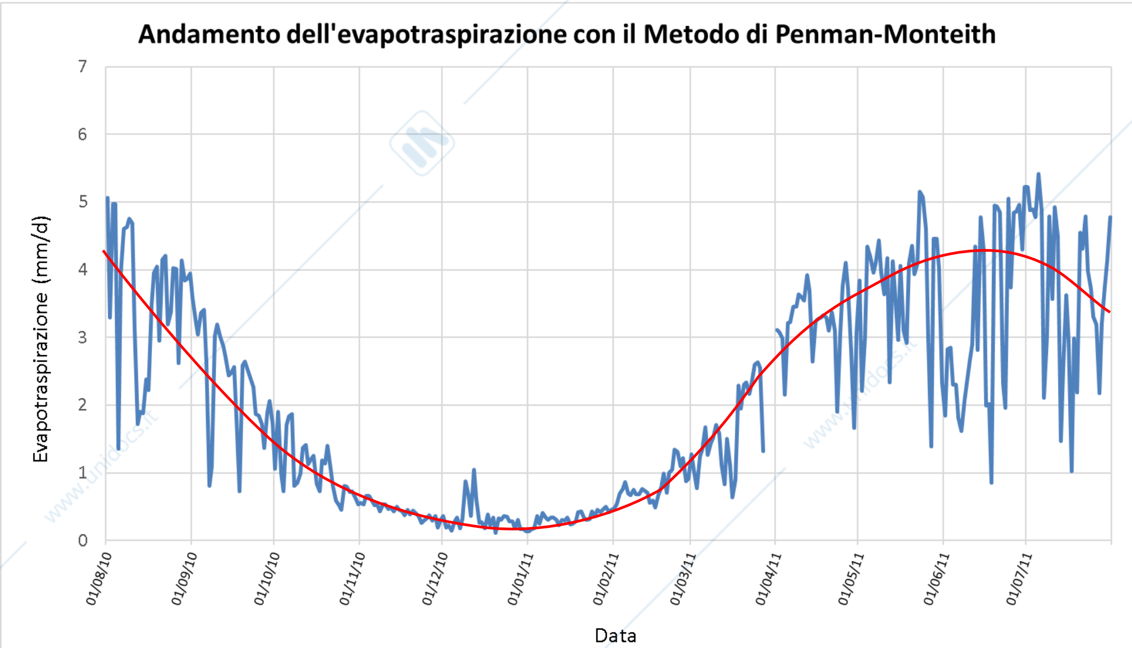
e_s, pressione di vapore di saturazione (kPa)

e_a, attuale pressione di vapore (kPa)

D, pendenza della curva di tensione di vapore (kPa)

γ, costante psicrometrica (kPa/°C)

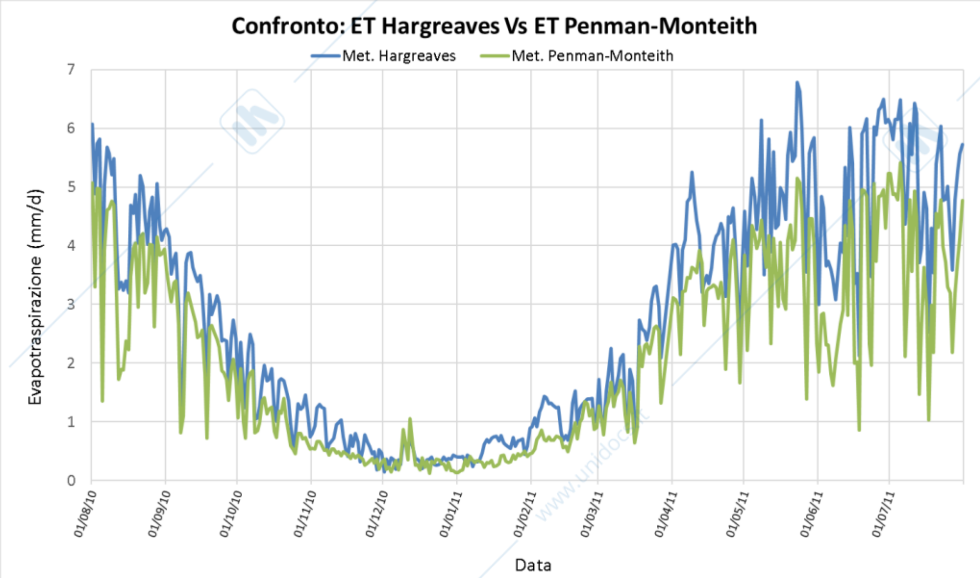
I risultati ottenuti sono riassunti nel grafico seguente:



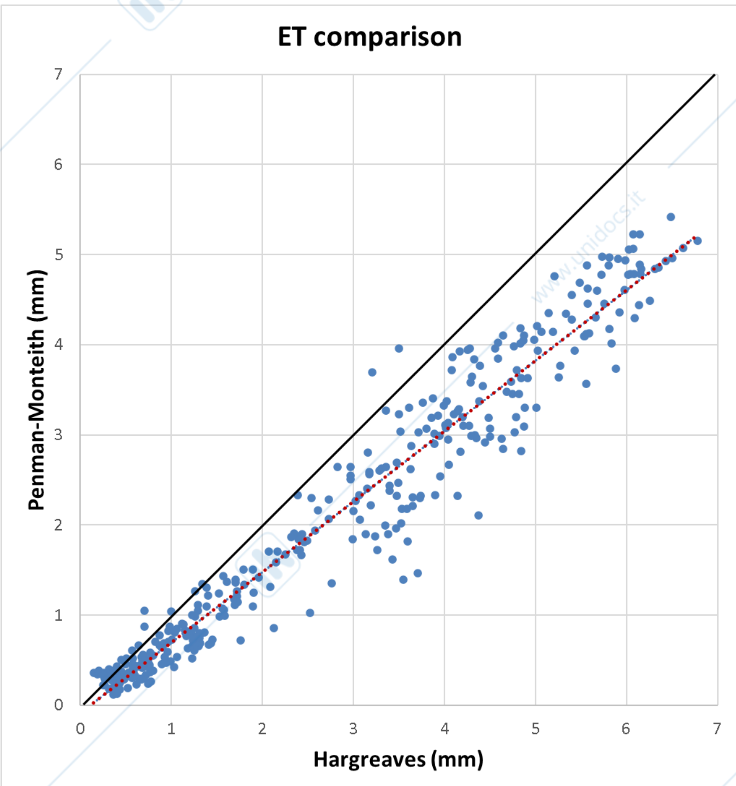
Con il metodo di Penman-Monteith si sono ottenuti dei valori di evapotraspirazione con un andamento ciclico stagionale in cui l'evapotraspirazione è minore nei mesi invernali e sono massimi nei mesi estivi, pur avendo dei picchi negativi importanti di ET.

Il valore minimo di evapotraspirazione osservato nel periodo di tempo compreso tra il 1/08/2010 e 31/08/2011 è di 0,117 mm/d nel giorno 20/12/2010, mentre il massimo si osserva nel giorno 5/07/2011 con un valore di 5,416 mm/d.

Confrontando i due grafici si evince che i dati risultanti presentano un andamento simile, nel quale però i valori del metodo di Penman-Monteith risultano mediamente minori, con picchi di bassa evapotraspirazione anche più accentuati.



Nel grafico a dispersione in cui si comparano le evaporazioni ET ottenuti dai due metodi, si osserva che la linea che interpola meglio i dati è comunque circa lineare, cioè che l'andamento dei valori dei due metodi è simile, ma è meno inclinata della curva a 45°. Ciò indica valori maggiori per il metodo di Penmann e sottolinea quanto i due metodi ottengono valori differenti.



Confronto						
Eto HA	Eto PM	PM HS	(PM HS)^2	(PM PMave}^2	PM Hsmod	(PM Hsmod)^l
6,068596	5,57	-0,5	0,25	11,5	0,52	*0,27*
4,880435	3,54	-1,33	1,77	1,87	-0,48	0,23
5,726906	5,46	-0,26	0,07	10,79	0,71	0,5
5,811318	5,45	-0,35	*0,13*	10,73	0,63	0,4
2,7S6977	1,21	-1,54	2,4	0,92	-0,98	0,96
5,021306	4,23	-0,79	0,62	4,21	0,08	0,01
5,676558	5	-0,67	0,45	*7,99*	0,3	0,09
5,56943	5,05	-0,5	0,27	8,23	0,43	0,19
5.207.659	5	0	0	9,14	0,9	*0,8*
5,478648	5,13	-0,34	0,12	8,74	0,59	0,35
4,038453	3,32	-0,71	0,5	1,32	0,03	0
MAE 0.57		NSE 0,82		MAEmod 0,28		NSE mod 0,94

Osservando i valori di MAE e NSE è possibile individuare un grande miglioramento fra il valore Et0 ricavato dal modello standard e quello corretto (MAEmod e NSEmod). Ciò indica un dimezzamento dell’errore.

ESERCIZIO 4 – Prove infiltrometriche

Si sono effettuate prove di infiltrazione con due differenti metodi:

1) Infiltrometro

Utilizzando i dati riportati nelle seguenti tabelle:

Tempo	Livello Serbatoio	Tempo	Volume immesso da inizio prova
s	mm	s	l
0	0		
25	5	0	0
68	12	50	0,41
117	19	100	0,73
260	35	200	1,15
465	53	400	1,72
750	71	800	2,58
1320	96	1600	4,11
1920	120	3200	7,34
2615	145		

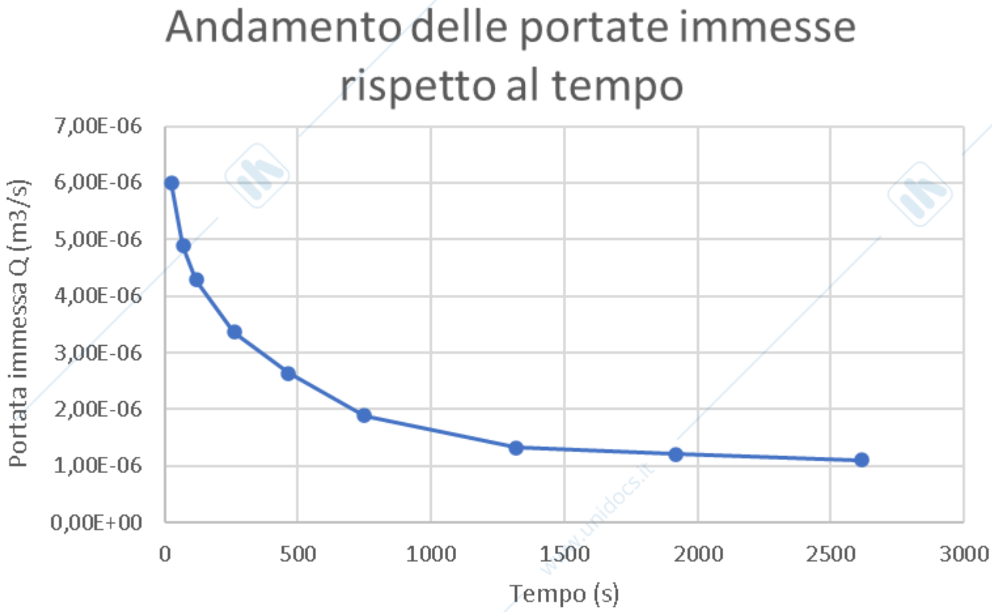
È stato possibile calcolare la portata immessa per mantenere il carico costante nei vari periodi di tempo utilizzando la formula:

$$Q = \frac{\Delta S \times A}{\Delta t}$$

Così si sono ottenuti i valori riportati in tabella:

ΔS [m] DIFFERENZA DEL LIVELLO DEL SERBATOIO	Δt [s] PERIODO DI TEMPO	A [m²] SUPERFICIE DEL SERBATOIO	Q [m³/s] PORTATA IMMESSA PER MANTENERE IL CARICO COSTANTE $Q = \frac{\Delta S \cdot A}{\Delta t}$
0,005	25		$6 \cdot 10^{-6}$
0,007	43		$4,88 \cdot 10^{-6}$
0,007	49		$4,28 \cdot 10^{-6}$
0,016	143		$3,36 \cdot 10^{-6}$
0,018	205	0,03	$2,63 \cdot 10^{-6}$
0,018	285		$1,89 \cdot 10^{-6}$
0,025	570		$1,32 \cdot 10^{-6}$
0,024	600		$1,2 \cdot 10^{-6}$
0,025	695		$1,1 \cdot 10^{-6}$

Il cui grafico della portata immessa all'interno del terreno ad ogni intervallo di tempo, mediante la misurazione dell'abbassamento del livello dell'acqua all'interno dell'infiltrometro risulta essere:



Da questo si è individuato il punto di attenuazione della curva, cioè di saturazione del terreno, dopo il quale le portate rimangono circa costanti nel tempo creando un andamento asintotico. Da questi ultimi tre punti si è determinata la portata media **Qm = 1,21*10^{-6} m^3/s**

In questo modo è stato possibile calcolare la conducibilità idraulica media Km (m/s), attraverso la formula:

$$K_m = \frac{Q_m \times L}{A' \times H}$$

dove:

L, Profondità d'infissione dell'anello interno (L = 0,05 m)

A', Superficie del serbatoio (A' = 0,068 m^2)

H, somma tra la profondità d'infisisone dell'anello interno e il carico idrostatico sul terreno (H = (0,05 + 0,03) m= 0,08 m

Da cui si ottiene una **Km =1,11*10^{-5} m/s**

La litologia desunta dal risultato di questa prova è una sabbia medio-fine.

2) Permeametro di Guelph

Utilizzando i dati riportati nelle seguenti tabelle:

Raggio foro (m)	Altezza battente H (m)	Distanza dalla falda Tu (m)
0,05	0,06	0,04

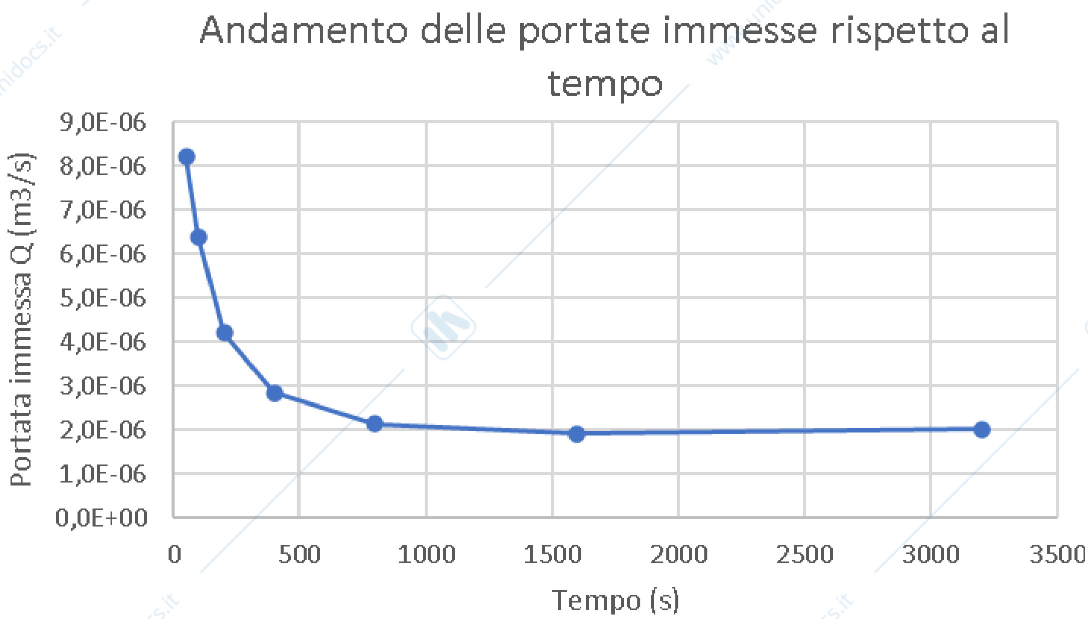
È stato possibile calcolare la portata immessa all'interno del terreno per mantenere il carico costante nei vari periodi di tempo utilizzando la formula:

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Così si sono ottenuti i valori riportati in tabella:

Δt [s] PERIODO DI TEMPO	V_0 [m^3] VOLUME D'ACQUA IMMESSO	Q [m^3/s] PORTATA IMMESSA $Q = \frac{\Delta V}{\Delta t}$
50	$4,1 \cdot 10^{-4}$	$8,2 \cdot 10^{-6}$
50	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$6,4 \cdot 10^{-6}$
100	$4,2 \cdot 10^{-4}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$
200	$5,7 \cdot 10^{-4}$	$2,85 \cdot 10^{-6}$
400	$8,6 \cdot 10^{-4}$	$2,15 \cdot 10^{-6}$
800	$1,53 \cdot 10^{-3}$	$1,91 \cdot 10^{-6}$
1600	$3,23 \cdot 10^{-3}$	$2,02 \cdot 10^{-6}$

Il grafico della portata immessa all'interno del terreno ad ogni intervallo di tempo mediante la misurazione dell'abbassamento del livello d'acqua all'interno del permeametro di Guelph è:



Trovato il punto di attenuazione, considerando i valori pi portata immessa nei periodi di tempo successivi, si è determinata la portata media **Qm = 2,03*10-6 m3/s**.

In questo modo è stato possibile calcolare la conducibilità idraulica media Km (m/s), nel caso in cui la distanza del fondo del foro dal livello piezometrico sia maggiore di tre volte il l'altezza dell'acqua nel foro (Tu > 3H), attraverso la formula:

$$K_m = \frac{Q_m}{C_u \times r \times H}$$

In cui:
r, Raggio del foro (r = 0,05 m)
H, Altezza dell'acqua nel foro (H = 0,06 m)
Cu, Parametro funzione di $H_D = H/r = 1{,}2$. Con Cu = 5,99 ricavabile dalla formula:

$$C_u = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_D}{\left[\sinh^{-1}(H_D) - \left(\frac{1}{H_D^2 + 1}\right)^{0.5} + \frac{1}{H_D}\right]}$$

Da cui si ottiene una **Km =1,13*10^{-4} m/s**
La litologia desunta dal risultato di questa prova potrebbe essere una sabbia grossolana.

I due metodi hanno riportato un valore differente di conducibilità idraulica media dell'area sotto esame, con un valore maggiore ottenuta dalla prova con il permeametro di Guelph di un ordine di grandezza.

www.unidocs.it - Appunti e dispense per superare i tuoi esami universitari
www.unidocs.it - Appunti e dispense per superare i tuoi esami universitari

ESERCIZIO 5 – Scala delle portate

Costruire la scala delle portate di un tratto di torrente a sezione rettangolare, con larghezza L = 20 m e altezza massima 3 m, in cui sono state fatte quattro misure di velocità per diversi valori del tirante idrico con un mulinello, ma a cui sono state aggiunte misure mediane a quelle misurate, ricavate analiticamente (*).

Le portate alle differenti profondità sono state ricavate attraverso due metodi differenti:

1) Dati sperimentali

I dati utilizzati e i risultati di portata rispetto la profondità ottenuti sono riportati nella tabella seguente:

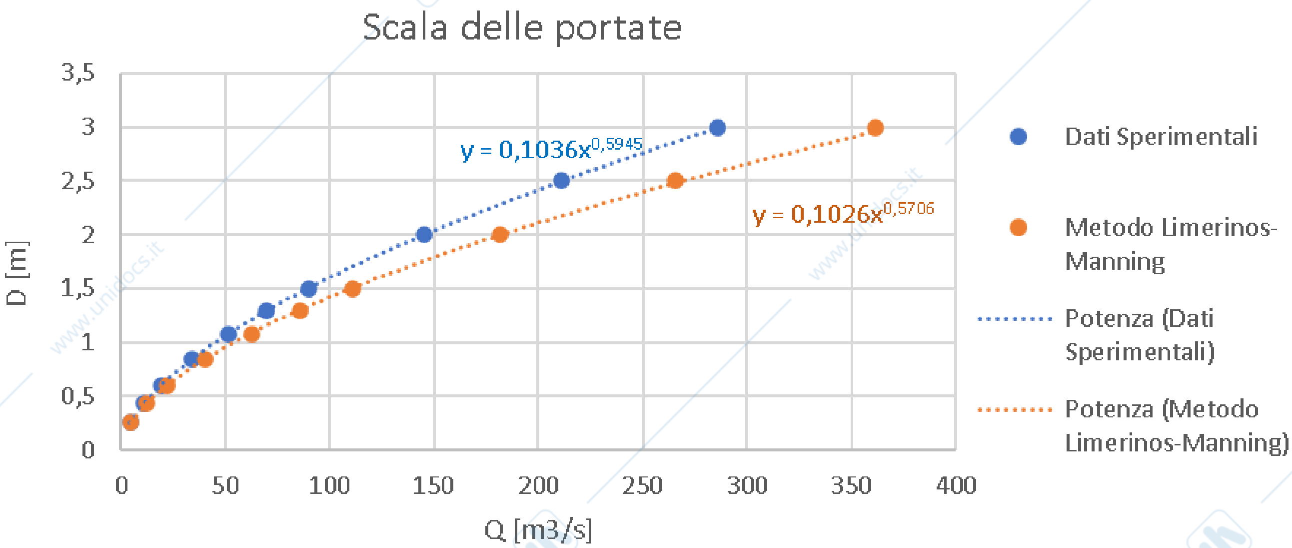
SCALA DELLE PORTATE CON I DATI SPERIMENTALI					
D [m] PROFONDITÀ DELLE MISURE	V [m/s] VELOCITÀ DELL'ACQUA NEL TORRENTE	n COEFFICIENTE DI SCABREZZA DELL'ALVEO $n = \frac{D^{2/3} \cdot S^{1/2}}{V}$	S PENDENZA	A [m²] AREA DEL TORRENTE CONSIDERATA $A = L \cdot D$	Q [m³/s] PORTATA CALCOLATA $Q = V \cdot A$
0,26	0,9	$3,2 \cdot 10^{-2}$	0,005	5,2	4,68
0,43*	1,27	$3,17 \cdot 10^{-2}$	0,005	8,6	10,92
0,6	1,6	$3,14 \cdot 10^{-2}$	0,005	12	19,2
0,84*	2,02	$3,12 \cdot 10^{-2}$	0,005	16,8	33,87
1,08	2,4	$3,1 \cdot 10^{-2}$	0,005	21,6	51,84
1,29*	2,7	$3,095 \cdot 10^{-2}$	0,005	25,8	69,85
1,5	3	$3,089 \cdot 10^{-2}$	0,005	30	90
2*	3,63	$3,089 \cdot 10^{-2}$	0,005	40	145,37
2,5*	4,22	$3,089 \cdot 10^{-2}$	0,005	50	210,86
3*	4,76	$3,089 \cdot 10^{-2}$	0,005	60	285,73

*Dati ricavati analiticamente e non misurati in sito. I valori di profondità minori a 1,5 m (0,43 m; 0,84 m; 1,29 m) sono stati ricavati prendendo la mediana tra due valori misurati, mentre i valori di profondità maggiori a 1,5 m (2 m; 2,5 m; 3 m) sono stati presi per convenzione fino alla base del torrente. Nello stesso modo sono stati considerati i valori del coefficiente di scabrezza delle profondità minori a 1,5 m da cui poi sono state ricavate le corrispettive velocità allo stesso modo. Mentre per i valori di velocità a profondità maggiore di 1,5 m si è considerato un coefficiente di scabrezza dell'alveo uguale a quello ricavato da D = 1,5 m.

2) Metodo Limeronis-Manning (in cui il raggio idraulico R è stato approssimato al livello in alveo D)
I dati utilizzati e i risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente:

SCALA DELLE PORTATE CON IL METODO LIMERINOS-MANNING					
D [m] PROFONDITÀ DELLE MISURE	d84 [m] DIAMETRO DEI SEDIMENTI NELL'ALVEO	$n = 0{,}0926\, D^{1/6} / (1{,}16 + 2 \log(\frac{D}{d84}))$ COEFFICIENTE DI SCABREZZA DELL'ALVEO	A [m²] AREA DEL TORRENTE CONSIDERATA	v [m/s] VELOCITÀ DELL'ACQUA NEL TORRENTE	Q [m³/s] PORTATA CALCOLATA $Q = v \cdot A$
0,26		$3 \cdot 10^{-2}$	5,2	0,95	4,93
0,43*		$2{,}8 \cdot 10^{-2}$	8,6	1,44	12,36
0,6		$2{,}7 \cdot 10^{-2}$	12	1,87	22,4
0,84*		$2{,}6 \cdot 10^{-2}$	16,8	2,4	40,59
1,08	0,06	$2{,}55 \cdot 10^{-2}$	21,6	2,9	62,91
1,29*		$2{,}52 \cdot 10^{-2}$	25,8	3,1	85,59
1,5		$2{,}5 \cdot 10^{-2}$	30	3,7	111
2*		$2{,}47 \cdot 10^{-2}$	40	4,54	181,67
2,5*		$2{,}45 \cdot 10^{-2}$	50	5,31	265,6
3*		$2{,}44 \cdot 10^{-2}$	60	6,03	361,7

Dai dati di portata risultanti dai due metodi è stato possibile ottenere le curve di Q-D riportate nel seguente grafico, che indicano la relazione fra portata ed altezza idrometrica (scala delle portate):



Confrontando i risultati ottenuti dai due grafici si può comprendere che le portate calcolate con il metodo di Manning risultano maggiori rispetto quelle ricavate con i dati sperimentali e la loro differenza aumenta sempre più all'aumentare della profondità.

ESERCIZIO 6 – Calcolo delle portate per diversi tempi di ritorno

Calcolare la portata per diversi tempi di ritorno t_r (anni, y) di un torrente il cui bacino ha le caratteristiche riportate in tabella:

Area del bacino A [mm2]	Lunghezza del corso L [m]	Altezza massima del bacino H1 [m]	Altezza minima della sezione H2 [m]	Altezza massima del corso H3 [m]	Coefficiente di afflusso C
1,205 x 10^7	6120	1080	810	1060	0,7

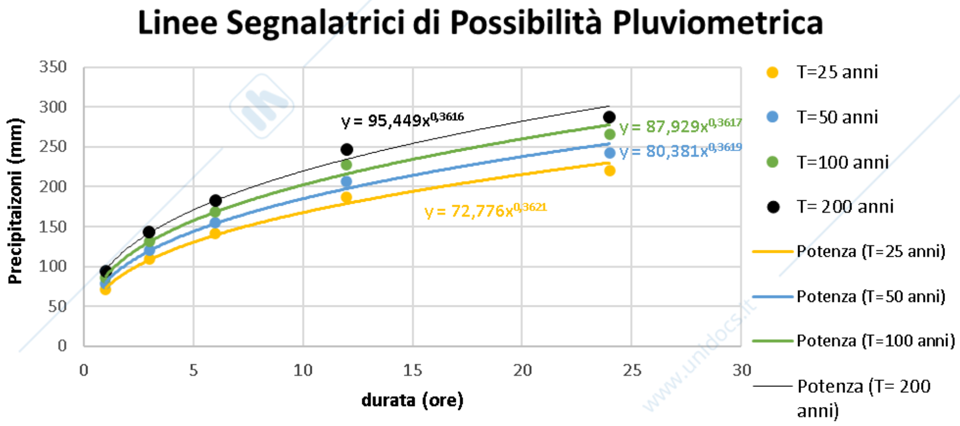
La formula utilizzata per calcolare la portata è quella del metodo razionale:

$$Q = 0{,}277 \times C \times i \times A$$

In cui C e A sono valori caratteristici del bacino, riportati nella tabella precedente. Mentre i è l'intensità della precipitazione con durata pari al tempo di corrivazione, la quale è calcolata attraverso la formula:

$$i = \frac{h}{t_c} = \frac{a \times {t_c}^n}{t_c}$$

In cui:
h, altezza di precipitazione (mm)
tc, tempo di corrivazione* (ore h)
a e n, parametri caratteristici della stazione pluviometrica, ricavati dalla linea di tendenza di riferimento, osservabile nel grafico seguente (sono riportate le LSPP dei tempi di ritorno di 25, 50, 100, 200 anni, utili per gli esercizi successivi):



*Il tempo di corrivazione può esser calcolato con diverse formule analitiche. In questo caso si utilizzeranno la Formula di Giandotti (1934) e la formula di Ventura.

Tempo di corrivazione:

- **Formula di Giandotti:**

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1{,}5L}{0{,}8\sqrt{h_{media} - h_{min}}}$$

dove:
t_c, tempo di corrivazione (ore h)
A, area del bacino (km^2)
L, lunghezza dell'area principale (km)
h_{media}, quota media del bacino (m s.l.m.)
h_{min}, quota della sezione di chiusura (m s.l.m.)

Da cui si ricava un valore **tc = 2,51 h**

- **Formula di Ventura:**

$$T_c = 0{,}127\sqrt{\left(\frac{A}{S}\right)}$$

Dove:
S, è la pendenza media dell'asta fluviale [-]
A, area del bacino (km^2)

Da cui si è ricavato un **T_c = 2,181 h**

In questo modo è stato possibile calcolare le **intensità di precipitazione** che crea un livello del torrente pari a quello riportato dal tempo di ritorno.
Sia con la formula del tempo di corrivazione di Giannotti:

t_r	t_c	a	n	i [mm/h]
25y		72,776	0,3621	40,458
50y	2,51h	80,381	0,3619	44,68
100y		87,929	0,3617	48,8

Sia con la formula di Ventura:

$$i_{25} = \frac{h_{25}}{t_c} = \frac{72{,}776 \cdot 2{,}181h^{0{,}3621}}{2{,}181h} = 44{,}29\frac{mm}{h}$$

$$i_{50} = \frac{h_{50}}{t_c} = \frac{80{,}381 \cdot 2{,}181h^{0{,}3619}}{2{,}181h} = 48{,}87\frac{mm}{h}$$

$$i_{100} = \frac{h_{100}}{t_c} = \frac{87{,}929 \cdot 2{,}181h^{0{,}3617}}{2{,}181h} = 53{,}45\frac{mm}{h}$$

Ora è possibile trovare la portata dalla formula riportata precedentemente per tutti i tempi di ritorno. Utilizzando:

➔ L'intensità di precipitazione ottenuta con la formula di Giandotti:

$$Q_{25} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 40{,}46\frac{mm}{h} \cdot 12{,}05 = 94{,}53\,m^3/s$$

$$Q_{50} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 44{,}68 \cdot 12{,}05 = 103{,}58\,m^3/s$$

$$Q_{100} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 48{,}8 \cdot 12{,}05 = 114{,}02\,m^3/s$$

→L'intensità di precipitazione ottenuta con la formula di Ventura:

$$Q_{25} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 44{,}29 \cdot 12{,}05 = 103{,}5\,m^3/s$$

$$Q_{50} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 48{,}87 \cdot 12{,}05 = 104{,}18\,m^3/s$$

$$Q_{100} = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 53{,}45 \cdot 12{,}05 = 124{,}89\,m^3/s$$

Dai risultati ottenuti si osserva che le portate ricavate in uno stesso corso d'acqua con la formula del tempo di corrivazione di Giandotti risultano minori rispetto quelle ottenute con la formula del tempo di corrivazione di Ventura di circa 10 m^3/s.

ESERCIZIO 7 - Altezze di piena

L'esercizio consiste nel calcolare le altezze di piena per le portate di riferimento alle due sezioni, di forma rettangolare, utilizzando le LSPP riprodotte nelle precedenti esercitazioni, date le caratteristiche del bacino e delle due sezioni.

Sezione ponte pedonale (Tr = 50 anni)

Per la sezione ponte pedonale, con un tempo di ritorno Tr = 50 anni, si hanno:

Dati del bacino

Area del bacino A (km^2)	Lunghezza del corso L (km)	H massima del bacino (m)	H minima della sezione (m)	Coefficiente di afflusso C
9.12	3,7	978	845	0,7

Dati della sezione

Larghezza (m)	S	n ($s/m^{1/3}$)
10	0,008	0,03

Per calcolare l'altezza preventiva del ponte è necessario prima calcolare la portata con un tempo di ritorno di 50 anni, utilizzando sia la formula del tempo di corrivazione t_c (ore h) di Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{9{,}12 \cdot 10^6 m^2} + 1{,}5 \cdot 3700 m}{0{,}8 \cdot \sqrt{\frac{(978+845)m}{2} - 845 m}} = 2{,}7 h$$

$$\rightarrow h_{50} = a t_c^n = 80{,}381 \cdot 2{,}7^{0{,}3619} = 115{,}17 mm$$

$$\rightarrow i_{50} = \frac{h_{50}}{t_c} = \frac{115{,}17 mm}{2{,}7 h} = 42{,}65 \frac{mm}{h}$$

$$\rightarrow Q = 0{,}277 \cdot C \cdot i \cdot A = 0{,}277 \cdot 0{,}7 \cdot 42{,}65 \frac{mm}{h} \cdot 9{,}12 m^2 = 75{,}42 \frac{m^3}{h}$$

Sia la formula di Ventura:

$$t_c = 0{,}127 \sqrt{\frac{A}{S'}} = 0{,}127 \cdot \sqrt{\frac{9{,}12 \cdot 10^6 m^2}{\frac{978-845}{3700}}} = 2{,}02 h$$

$$\rightarrow h_{50} = a t_c^n = 80{,}381 \cdot 2{,}02^{0{,}3619} = 103{,}69 mm$$

$$\rightarrow i_{50} = \frac{h_{50}}{t_c} = \frac{103{,}69 mm}{2{,}02 h} = 50{,}99 \frac{mm}{h}$$

$$\boxed{\rightarrow Q = 90{,}17 \frac{m^3}{h}}$$

Essendo che la portata ottenuta con le formula del tempo di corrivazione di Giandotti è risultata minore di quella ottenuta con la formula di Ventura, si è scelto di considerare quest'ultima in quanto più preventiva per la costruzione del ponte pedonale.

In questo modo è stato possibile ottenere l'altezza del ponte pedonale, la quale non viene raggiunta con una portata ottenuta dal torrente con un tempo di ritorno di 50 anni (90,17 m^3/h).

I dati e i tentativi riprodotti sono riportati nella tabella seguente:

D [m] ALTEZZA DEL PONTE PEDONALE	$A = D \cdot L$ [m^2] AREA BAGNATA DELLA SEZIONE	$R = A/P_{BAGN}$ [m] RAGGIO IDRAULICO	$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$ [m/h] VELOCITÀ DELL'ACQUA NEL TORRENTE	$Q = V \cdot A$ [m^3/h] PORTATA DEL TORRENTE
3	30	1,875	4,53	136,11
2,5	25	1,667	4,192	104,79
2	20	1,43	3,78	75,685
2,4	24	1,62	4,11	98,76
2,3	23	1,57	4,027	92,63

Dalla tabella si deduce che affinché si voglia costruire un ponte pedonale, la sua altezza deve essere di minimo 2,3 m, in quanto servirebbe una portata di 92,63 m^3/h per raggiungerlo, maggiore di quella trovata con un tempo di ritorno di 50 anni.

Sezione ponte per veicoli (Tr = 100 anni)

Per la sezione ponte pedonale, con un tempo di ritorno Tr = 100 anni, si hanno:

Dati del bacino

Lunghezza del corso d'acqua L (km)	Altezza massima del bacino H max (m)	Altezza minima del bacino H min (m)	Coefficiente di afflusso C
4,1	978	815	0,75

Dati della sezione

Larghezza	S	n
(m)	/	s/m^1/3
14	0,007	0,028

Per calcolare l'altezza preventiva del ponte è necessario prima calcolare la portata con un tempo di ritorno di 100 anni, utilizzando sia la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{13,5\,km^2} + 1,5 \cdot 4100\,m}{0,8 \cdot \sqrt{\frac{978+815}{2} - 815}} = 3,08\,h$$

$$\rightarrow h_{100} = a\,t_c^{\,n} = 87,929 \cdot 3,08\,h^{0,3619} = 131,82\,mm$$

$$\rightarrow i_{100} = \frac{h_{100}}{t_c} = 42,8\,\frac{mm}{h}$$

$$\rightarrow Q = 112,03\,\frac{m^3}{h}$$

Sia la formula di Ventura:

$$t_c = 0,127 \cdot \sqrt{\frac{13,5\,km^2}{\frac{978-815}{4100}}} = 2,33\,h$$

$$\rightarrow h_{100} = 119,23\,mm$$

$$\rightarrow 51,17\,mm/h$$

$$\boxed{\rightarrow Q = 143,51\,m^3/h}$$

Essendo che la portata ottenuta con le formula del tempo di corrivazione di Giandotti è risultata minore di quella ottenuta con la formula di Ventura, si è scelto di considerare quest'ultima in quanto più preventiva per la costruzione del ponte per veicoli.

In questo modo è stato possibile ottenere l'altezza del possibile ponte per veicoli, la quale non viene raggiunta con una portata del torrente con un tempo di ritorno di 100 anni (143,51 m^3/h), utilizzando i dati e le formule riportate nella tabella seguente:

D [m] ALTEZZA DEL PONTE PER VEICOLI	$A = D \cdot L$ [m²] AREA BAGNATA DELLA SEZIONE	$R = A/P_{BAG}$ [m] RAGGIO IDRAULICO	$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$ [m/h] VELOCITÀ ACQUA NEL TORRENTE	$Q = V \cdot A$ [m³/h] PORTATA TORRENTE
3	42	2,1	4,9	205,8
2	28	1,55	4	112,6
2,5	35	1,84	4,49	157,04
2,4	33,6	1,79	4,4	147,86
2,3	32,2	1,72	4,29	138,14

Da questa si deduce che l'altezza preventiva del ponte è di D = 2,4 m.

Larghezza ponte per il passaggio mezzi (Tr = 200 anni)

Si valuti infine che larghezza dovrebbe avere la sezione, nel caso si dovesse progettare il ponte per il passaggio mezzi per la portata con Tr =200 anni, volendo tenere un'altezza di piena massima D* pari a 2,20 m, mantenendo i dati del bacino e i restanti della sezione uguali.

Dunque, per calcolare la larghezza preventiva del ponte è necessario prima calcolare la portata con un tempo di ritorno di 200 anni, utilizzando sia la formula di Giandotti che quella di Ventura per il calcolo del tempo di corrivazione:

GIANDOTTI	VENTURA
$t_c = 3{,}08\,h$	$t_c = 2{,}3\,h$
$\rightarrow h_{200} = 143{,}1\,mm$	$\rightarrow h_{200} = 128{,}82\,mm$
$\rightarrow i_{200} = 46{,}46\,mm/h$	$\rightarrow i_{200} = 56{,}0\,mm/h$
$\Rightarrow 130{,}31\,m^3/h$	$\boxed{\Rightarrow Q = 157{,}09\,m^3/h}$

con a =95,5 e n = 0,3616, ricavati dal grafico delle LSPP.

Essendo che la portata ottenuta con le formula del tempo di corrivazione di Giandotti è risultata minore di quella ottenuta con la formula di Ventura, si è scelto di considerare quest'ultima in quanto più preventiva per la costruzione del ponte per veicoli.

In questo modo è stato possibile ottenere la larghezza del ponte per passaggio mezzi, la quale non viene raggiunta con una portata del torrente con un tempo di ritorno di 200 anni (157,09 m^3/h), utilizzando i dati e le formule riportate nella tabella seguente:

L [m] LARGHEZZA SEZIONE	$A = D^* \cdot L$ [m^2] AREA BAGNATA DELLA SEZIONE	R [m] RAGGIO IDRAULICO	v [m/s] VELOCITÀ TORRENTE	$Q = v \cdot A$ [m^3/h] PORTATA DEL TORRENTE
10	22	1,53	3,96	87,12
15	33	1,7	4,25	140,25
17	37,4	1,75	4,34	162,29
16,5	36,3	1,737	4,317	156,72
16,6	36,52	1,739	4,321	157,81

Dai valori ottenuti è possibile osservare che la larghezza del ponte da realizzare deve essere superiore a 16,6 m affinché venga soddisfatta la condizione di altezza di piena massima D* pari a 2,20 m e un tempo di ritorno della portata di 200 anni.