

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
CORSO DI STUDI IN RIASSETTO DEL TERRITORIO E
TUTELA DEL PAESAGGIO

PROGETTO DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL BACINO DEL TORRENTE SIGISMONDI (TN)

Andreetta Luca
2067548
luca.andreetta.1@studenti.unipd.it

Anno accademico 2024 / 2025

RELAZIONE TECNICA DEL CORSO DI DESIGN OF
SUSTAINABLE AND RESILIENT MEASURES AGAINST
FLOODS

Indice

1	Introduzione	4
2	Identificazione e delimitazione del bacino idrografico sede dell'intervento	4
2.1	Ulteriori caratteristiche del bacino	9
3	Morfometria del bacino	9
3.1	Rapporto di biforcazione e prima legge di Horton	10
3.2	Coefficiente di forma di Gravelius	12
3.3	Indice di compattezza F_c	12
3.4	Indice di Melton	13
3.5	Densità di drenaggio	13
3.6	Indice di torrenzialità	13
3.7	Quota media del bacino	13
3.8	Curva ipsometrica del bacino	14
3.9	Pendenza media dei versanti del bacino i_m	16
3.10	Distribuzione della pendenza lungo il bacino	16
3.11	Distribuzione delle aree del bacino	16
3.12	Profilo altimetrico del torrente	17
3.13	Caratteristiche del bacino idrografico	18
4	Elaborazione statistico-probablistica delle piogge intense della stazione di riferimento per il bacino in esame (analisi degli afflussi)	18
4.1	Verifica preliminare visiva (mediante <i>Plotting position</i> e distribuzione delle classi)	19
4.2	Calcolo delle altezze di pioggia per il T_r di riferimento	22
4.3	Test statistico di Matalas	25
4.4	Risultati delle altre durate di precipitazione	25
4.4.1	Durata di 1 ora	26
4.4.2	Durata di 3 ore	31
4.4.3	Durata di 6 ore	36
4.5	LSPP - Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica	40
5	Calcolo delle portate di progetto (analisi dei deflussi di piena)	42
5.1	Calcolo del tempo di corrievazione del bacino	42
5.1.1	Metodo cinematico	42
5.1.2	Metodo empirico di Giandotti	43
5.1.3	Metodo empirico di Ferro (I)	44
5.1.4	Metodo empirico di Ferro (II)	44
5.2	Comparazione dei metodi di corrievazione	45
5.3	Determinazione del parametro idrologico CN	45
5.4	Calcolo del coefficiente di deflusso del bacino	48
5.5	Calcolo della pioggia efficace	50
5.6	Calcolo della portata al colmo	51
5.6.1	Metodo razionale	51
5.6.2	Metodo razionale utilizzando il CN	52
5.6.3	Metodo razionale utilizzando il coefficiente di deflusso	53
5.6.4	Confronto tra il metodo razionale mediante SCS-CN ed il coeff. di deflusso	54
5.6.5	Metodo empirico - Forti (II)	55

5.7	Studio del deflusso con tempo di pioggia superiore a quello di corrievazione (metodo razionale)	55
5.8	Metodo cinematico	56
5.8.1	Calcolo delle aree contribuenti	58
5.8.2	Metodo cinematico con intensità di precipitazione costante	60
5.8.3	Metodo cinematico con intensità di precipitazione a blocchi alterni - Ietogramma Chicago	63
5.8.4	Metodo cinematico con intensità di precipitazione crescente	65
5.8.5	Confronto tra i diversi casi di metodi cinematici	68
6	Definizione dell'intervento di sistemazione e trasporto solido atteso	68
6.0.1	Equilibrio e dinamica del torrente	68
6.1	Briglie di consolidamento	69
6.2	Studio della granulometria	70
6.3	Calcolo della pendenza di correzione	71
6.3.1	Approccio statico per la stima di i_c	71
6.3.2	Approccio del confronto	71
6.3.3	Approccio mediante lo sforzo tangenziale medio	72
6.3.4	Approccio deterministico per la stima di i_c	72
6.3.5	Soluzione esplicita semplificata per sezioni rettangolari molto larghe	72
6.4	Determinazione di altezza e numero di briglie di consolidamento	74
6.5	Calcolo della pendenza di correzione per il tratto di studio	74
6.6	Calcolo preliminare del trasporto solido	76
6.7	Calcolo della portata critica di trasporto	77
6.8	Creazione del sedimentogramma	78
6.9	Calcolo del trasporto solido mediante Smart-Jaeggi	80
7	Progettazione di un'opera di consolidamento tipo	83
7.1	Gaveta a profilo trapezoidale	84
7.1.1	Dimensionamento iniziale	84
7.1.2	Verifiche tradizionali della briglia	85
7.1.3	Verifiche NTC-2018 della briglia	88
8	Dimensionamento della controbriglia a valle della briglia cardine	91
8.0.1	Dimensionamento iniziale della controbriglia	91
9	Disegno in scala dell'opera progettata	92
10	Generalità sulla redazione di progetti di sistemazione idraulico-forestale	95

1 Introduzione

In questa relazione si andrà ad esporre i procedimenti necessari per l'analisi e la progettazione di un intervento di sistemazione e consolidamento idraulico, in un bacino idrografico della Provincia di Trento (Valle dei Mocheni).

I primi capitoli andranno ad analizzare ed esporre le principali caratteristiche del bacino idrografico dello studio.

Successivamente, verrà svolta la regolarizzazione dei dati pluviometrici secondo Gumbel, per ricavare la Linea Segnalatrice di Probabilità Pluviometrica (LSPP), in modo sia grafico che analitico.

Avendo ottenuto tali dati di input nel sistema, la relazione continuerà con l'analisi della trasformazione in deflusso delle piogge e del loro passaggio alla sezione di chiusura. Essendoci molti metodi in letteratura, verranno riportati i più utilizzati per ogni categoria.

Dopo aver stimato la componente idraulica agente nell'area di studio, verranno esposti i calcoli per ottenere la pendenza di correzione del tratto di studio e per il volume di materiale solido in movimento.

Infine, verrà svolto il dimensionamento (idraulico e statico) dell'opera di consolidamento tipo da costruire in alveo e della relativa controbriglia da erigere a valle della serie.

2 Identificazione e delimitazione del bacino idrografico sede dell'intervento

Il bacino idrografico d'interesse per questa relazione è quello relativo al torrente Sigismondi, in Valle dei Mocheni, con punto di chiusura alla confluenza con il torrente Fersina, nel Comune di Palù del Fersena.

Al fine di individuare il bacino idrografico del punto considerato sulla CTP (Carta Tecnica Provinciale), è necessario delineare la linea spartiacque (1).

Per fare ciò, occorre tenere in considerazione l'andamento delle creste dei versanti ed in cui l'acqua che vi scorre tenderà ad andare verso il punto di chiusura.

Fatto ciò, si analizzano gli elementi del reticolo idrografico interno al bacino; si attribuisce ad ogni ramo il proprio ordine, in base alla propria gerarchia. In base all'ordine del tratto coincidente con la sezione di chiusura, si attribuisce lo stesso ordine al bacino (questo verrà ripetuto successivamente).

Un metodo alternativo a quello appena descritto, che necessita della cartografia tradizionale, è quello che implica l'utilizzo di un software GIS (Geographic information system).

Immettendo nel programma (Qgis nel nostro caso) il modello digitale del terreno (DTM) dell'area di nostro interesse, è possibile estrarre informazioni utili per l'analisi spaziale, come per esempio la lunghezza dello spartiacque, la superficie totale, etc.

Il DTM è semplificabile come un file raster (ovvero non vettoriale) che attribuisce ad ogni punto geografico del terreno (2 coordinate) la relativa quota altimetrica. Generalmente, tale modello viene prodotto partendo da rilievi svolti tramite foto-satelliti o sensori posti su droni; la loro fruizione è quasi spesso libera poiché vengono resi disponibili nei geoportali territoriali (Provincia di Trento in questo caso).

Quindi, partendo dal modello digitale del terreno dell'area d'interesse (2) è possibile cominciare l'attività di analisi.

Il software Qgis, per semplificare la visione della variazione di livello, permette di assegnare colori omogenei a punti con quote simili.

Durante la campagna di rilevamento dei punti, o nel successivo processo di analisi dei dati,

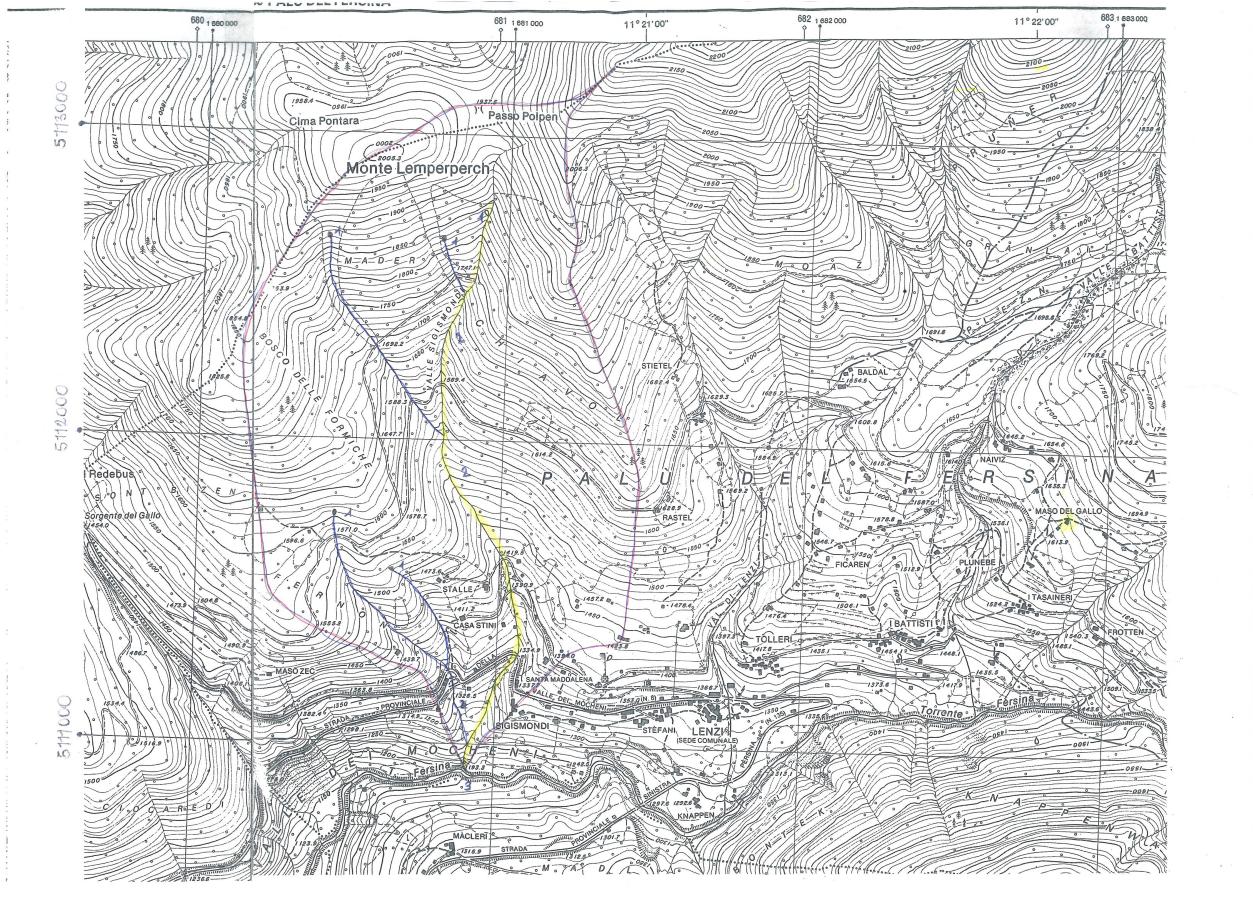


Figura 1: Rappresentazione nella CTP dello spartiacque e del reticolo idrografico del bacino di nostro interesse.

inevitabilmente vengono a crearsi delle celle con depressioni locali, detti “pits”, ovvero errori. Questo fenomeno, anomalo nella realtà, viene modificato dal software GIS mediante un filtraggio (detto “deppittaggio”).

Successivamente a questa modifica, le quote altimetriche delle celle vengono analizzate, in modo da determinare la direzione di deflusso dell’acqua (*flow direction*) verso la sezione di chiusura, secondo la massima pendenza verso valle.

In questo modo, è possibile conoscere per ogni cella la superficie drenante del bacino che la attraversa (*upslope area*).

Per delimitare la rete idrografica del bacino, al fine di estrarre la mappa del bacino, è necessario porre un’area di soglia, ovvero la superficie minima drenante che ogni cella del bacino deve avere, al fine di essere considerata in questo processo.

Per estrarre il reticolo corretto, ovvero concorde con la CTP, è necessario svolgere dei tentativi; il compromesso migliore lo si trova imponendo un limite di area di 60000 m^2 (6 ha). Il reticolo idrografico estratto può essere osservato nella figura (5).

Attraverso la determinazione della sezione di chiusura, nel nostro caso vincolata dal progetto, il software GIS permette di estrarre il bacino idrografico complessivo (3).

Per migliorare la visione, e comprendere meglio il territorio in analisi, è possibile simulare il fenomeno di ombreggiamento creato dal sole sui versanti e sulle valli (4).

Dal reticolo idrografico di un bacino è possibile svolgere alcune considerazioni, come per esempio quella riguardante i suoi segmenti.

A seconda del numero di segmenti di cui è formato il reticolo, il bacino assume lo stesso valore di ordine, detto “ordine del bacino” ed indicato con la lettera *k*.

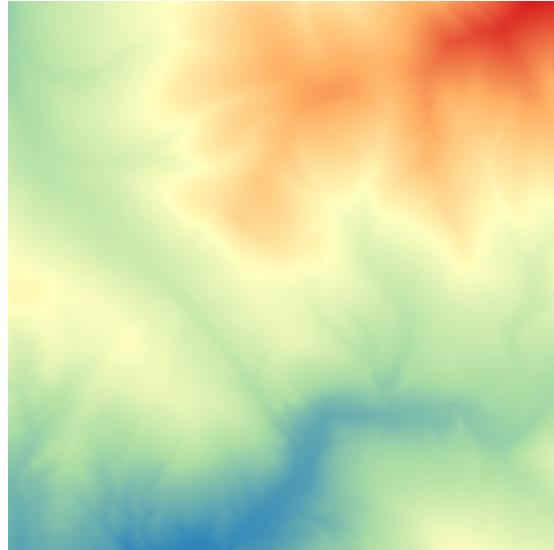


Figura 2: Rappresentazione del DTM dell'area di studio.



Figura 3: Rappresentazione del bacino idrografico e della sua sezione di chiusura.

Secondo il metodo di Horton-Strahler, l'attribuzione dell'ordine al segmento del reticolo idrografico avviene mediante tre regole:

1. ai tratti iniziali (di sorgente) viene attribuito valore 1;
2. nel caso di confluenza di due tratti di diverso ordine, al segmento a valle viene attribuito il valore maggiore tra i due;
3. nel caso di confluenza di due tratti con ordine x , al segmento a valle viene attribuito un valore $x + 1$.

Avendo assegnato ad ogni tratto un certo valore numerico, è possibile conoscere la numerosità di ogni ordine (6).

Reticolo idrografico secondo la CTP Nel caso di studio mediante l'utilizzo della Carta Tecnica Provinciale (1), il reticolo idrografico del bacino è formato da un'asta principale e da quattro tratti laterali, disposti sulla destra idraulica di quella maggiore.



Figura 4: Rappresentazione del bacino idrografico, della sua sezione di chiusura e dell'effetto di ombreggiamento.

Essendo che il segmento coincidente con il punto di chiusura possiede valore 3, di conseguenza l'intero bacino idrologico è di ordine 3.

La frequenza degli ordini dei segmenti è la seguente:

Ordine u	Segmenti Nu
1	5
2	2
3	1

Reticolo idrografico secondo il DTM Studiando il reticolo idrografico generato dal DTM (5), si può osservare un maggiore numero di segmenti di ordine primo.

Anche in questo caso, l'ordine del bacino è di ordine 3.

La frequenza degli ordini dei segmenti è la seguente:

Ordine u	Segmenti Nu
1	12
2	3
3	1



Figura 5: Rappresentazione del bacino e del reticolo idrografico, con indicazione della sezione di chiusura.

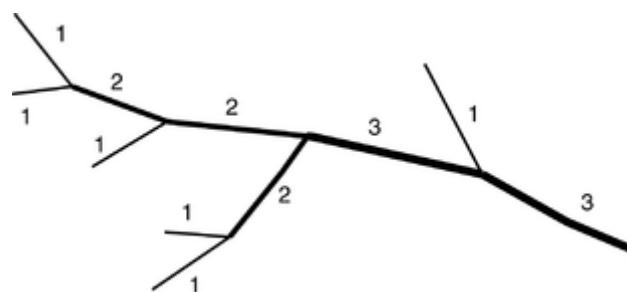


Figura 6: Criterio di assegnazione dell'ordine ai segmenti del reticolo idrografico, secondo Horton-Strahler.

2.1 Ulteriori caratteristiche del bacino

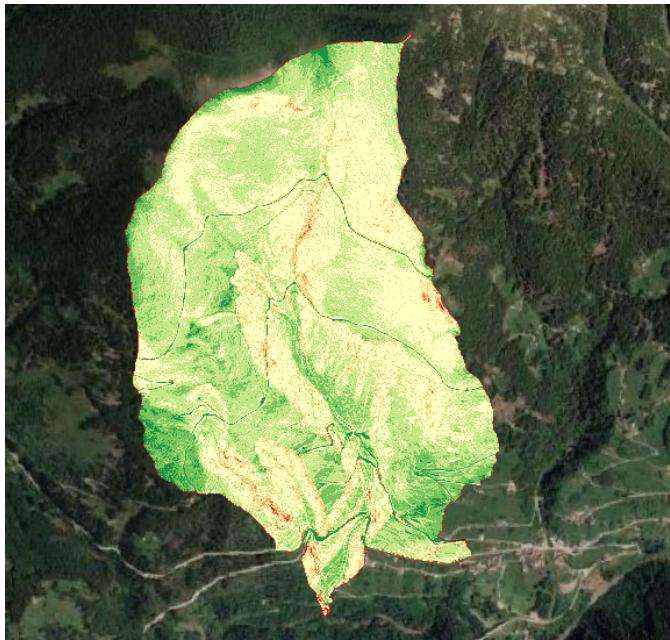


Figura 7: Rappresentazione della pendenza dei versanti del bacino.

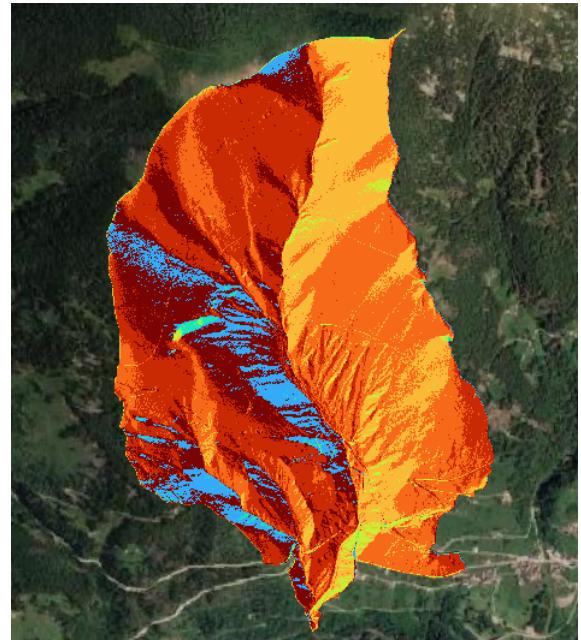


Figura 8: Orientamento dei versanti del bacino idrografico.

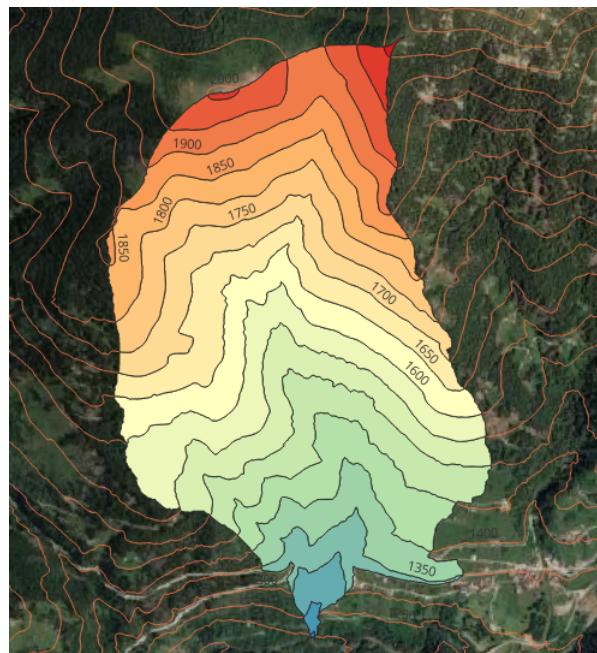


Figura 9: Rappresentazione delle fasce di quota altimetrica del bacino.

3 Morfometria del bacino

In questa sezione si andrà ad analizzare i principali parametri quantitativi che è possibile applicare per valutare le caratteristiche morfometriche del bacino.

3.1 Rapporto di biforcazione e prima legge di Horton

Secondo la prima legge di Horton, il rapporto tra la numerosità dell'ordine precedente e la numerosità dell'ordine considerato (detto “rapporto di biforcazione parziale”)

$$R_u = \frac{N_{u-1}}{N_u} \quad (1)$$

è statisticamente costante, e regolata dalla funzione:

$$N_u = \bar{R}_b^{(k-u)} \quad (2)$$

Dove:

- R_b è la media tra i rapporti di biforcazione parziali;
- k è l'ordine del bacino, nel caso di quello preso in considerazione il valore è 3;
- u è l'ordine del tratto di reticolo considerato.

La prima legge di Horton inoltre, evidenzia come all'aumentare dell'ordine dei tratti, la lunghezza dei segmenti e le aree dei sottobacini aumentino, mentre cala la loro numerosità.

Reticolo idrografico, secondo la CTP Nel caso del reticolo idrografico della CTP preso da noi in esame, i parametri sono:

Tabella 1: Caratteristiche di biforcazione del reticolo idrografico ed applicazione della prima legge di Horton, secondo i dati ricavati dalla CTP.

Ordine u	Segmenti Nu	Rapp. di biforcazione Rb	Nu (prima legge di Horton)
1	5	/	5.1
2	2	2.5	2.3
3	1	2.0	1.0

Il rapporto di biforcazione medio \bar{R}_b , secondo il ragionamento svolto sulla CTP è pari a 2.3. Interpolando i valori degli ordini dei segmenti, con la loro numerosità e con il parametro ricavato dalla prima legge di Horton, si ottiene un grafico caratteristico (10).

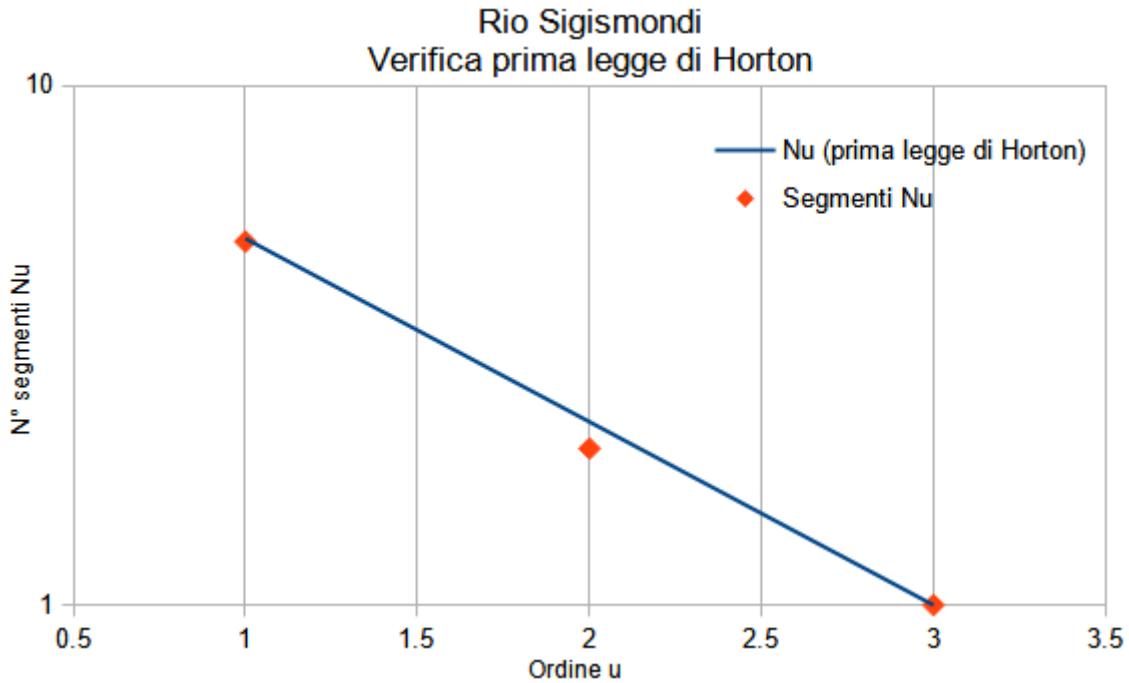


Figura 10: Relazione tra l'ordine del tratto, la sua numerosità e la funzione di Horton (secondo la CTP).

Reticolo idrografico, secondo il DTM Nel caso dello studio del reticolo idrografico mediante l'utilizzo di Qgis e del relativo file DTM, i parametri estratti sono i seguenti:

Tabella 2: Caratteristiche di biforcazione del reticolo idrografico ed applicazione della prima legge di Horton, secondo i dati ricavati dal DTM.

Ordine u	Segmenti Nu	Rapp. di biforcazione Rb	Nu (prima legge di Horton)
1	12	/	12.3
2	3	4.0	3.5
3	1	3.0	1.0

Il rapporto di biforcazione medio \bar{R}_b , secondo il ragionamento svolto sul DTM è pari a 3.5. Interpolando i valori degli ordini dei segmenti, con la loro numerosità e con il parametro ricavato dalla prima legge di Horton, si ottiene un grafico caratteristico (11).

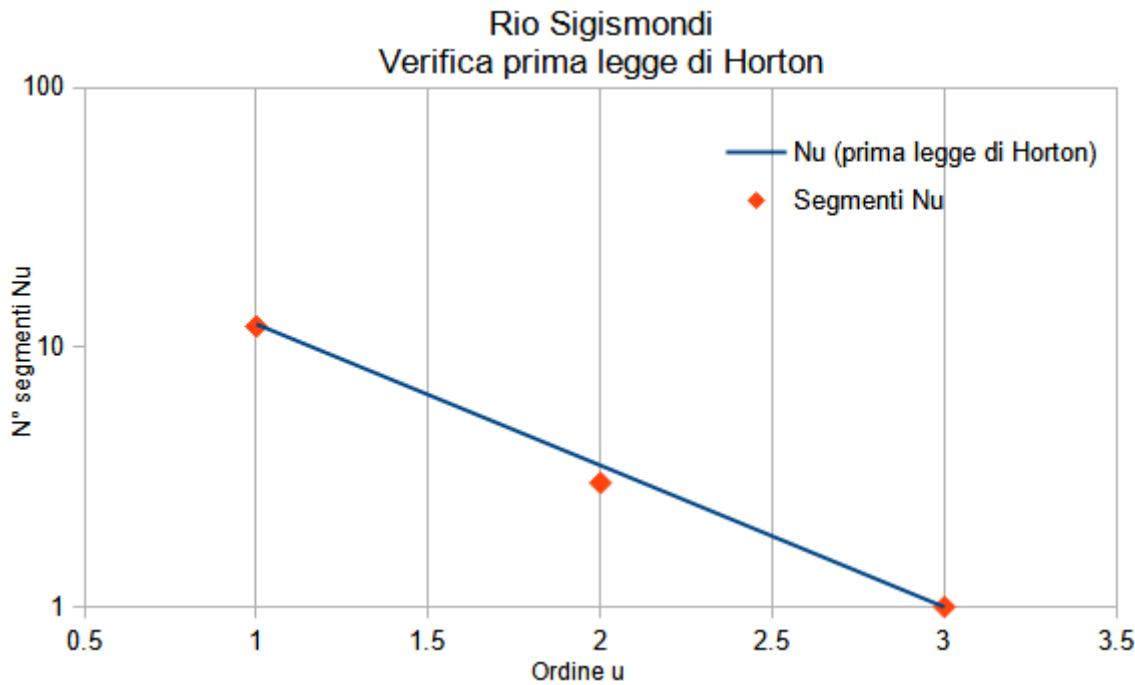


Figura 11: Relazione tra l’ordine del tratto, la sua numerosità e la funzione di Horton (secondo il DTM).

In entrambi i casi, la prima legge di Horton viene soddisfatta, poichè la funzione del grafico interpola correttamente i dati reali del reticolo idrografico.

Lo scostamento dei dati nei due casi è dovuto alla differente estrazione del reticolo idrografico nei due metodi.

3.2 Coefficiente di forma di Gravelius

Il coefficiente di forma di Gravelius è un parametro che indica quanto la forma di un bacino sia compatta.

Questo indicatore confronta le misure di area e perimetro del bacino in analisi, con le misure che avrebbe un cerchio di uguale superficie; quindi, più l’indice tende ad uno e maggiore sarà la compattezza dell’area studiata.

Al fine di applicare la relativa formula, è necessario conoscere i valori di perimetro del bacino (lunghezza dello spartiacque), e l’area della superficie dell’intera area di studio.

La formula dell’indicatore è:

$$F = \frac{0.28 \cdot P}{\sqrt{A}} = \frac{0.28 \cdot 8.690}{2.01} = 1.21 \quad (3)$$

3.3 Indice di compattezza F_c

Proprio come per l’indice precedente, questa formula permette di comprendere la forma del bacino.

Al contrario del coefficiente precedente, che utilizza il valore del perimetro, questa formula necessita di conoscere la lunghezza del reticolo idrografico del bacino, oltre che alla superficie

drenante interna allo spartiacque.

La formula dell'indicatore è:

$$F_c = \frac{L}{\sqrt{A}} = \frac{5.290}{\sqrt{2.01}} = 1.42 \quad (4)$$

3.4 Indice di Melton

L'indice di Melton quantifica l'energia potenziale (gravitativa) del bacino.

La formula è applicabile conoscendo il dislivello di quota tra quella massima del bacino e quella dell'apice del cono di defezione, oltre che l'area totale del bacino.

$$Me = \frac{\Delta H}{\sqrt{A}} = \frac{2084.6 - 1186}{\sqrt{2.01 \cdot 10^6}} = 0.634 \quad (5)$$

Questo fattore è importante per valutare i processi di trasporto solido che potrebbero avvenire; infatti, se questo valore è maggiore (o uguale) a 0.5, l'energia potenziale dei sedimenti potrebbe dare luogo a fenomeni di trasporto, come per esempio le colate detritiche.

3.5 Densità di drenaggio

Questo indicatore, anche detto “*drainage density*”, mette in relazione la lunghezza complessiva di tutti i rami del reticolo idrografico e l'area del bacino.

Tale valore è molto influenzato dalla quantità pluviometrica annua, dalle caratteristiche del suolo (litologia ed erodibilità) e dalla destinazione d'uso dell'area (copertura vegetale, impermeabilizzazione antropica, . . .).

La formula è:

$$D_r = \frac{\sum L_i}{A} = \frac{5.290}{2.01} = 2.63 \text{ km}^{-1} \quad (6)$$

3.6 Indice di torrenzialità

Questo indice rapporta il numero dei rami del reticolo con l'area totale del bacino idrografico.

La formula è:

$$I_t = \frac{N}{A} = \frac{16}{2.01} = 7.96 \frac{\text{n. segmenti}}{\text{km}^2} \quad (7)$$

3.7 Quota media del bacino

Questo valore quantifica l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura, ponderando l'area.

Dal punto di vista geometrico, la quota media del bacino è il valore che, se introdotto nell'asse delle ordinate, crea un rettangolo di area uguale a quella sottesa alla curva ipsografica, aventi entrambi gli stessi valori in ascissa.

La formula è:

$$H_m = h_m - h_0 = \frac{\sum (\bar{h}_i - h_0) \cdot A_i}{A} \quad (8)$$

I calcoli, svolti in un foglio di calcolo elettronico, sono riportati nella tabella (3).

Tabella 3: Valori caratteristici del bacino idrografico, suddivisi per fascia altimetrica.

Quote (m s.l.m.)	n° celle	A_i (m ²)	A_i (km ²)	Hi_{min}	Hi_{max}	Hi_{media}	$A_i \cdot Hi_{media}$
1183-1200	261	261	0.000261	1183	1200	1192	0.311
1200-1250	4874	4874	0.004874	1200	1250	1225	5.971
1250-1300	27605	27605	0.027605	1250	1300	1275	35.196
1300-1350	57101	57101	0.057101	1300	1350	1325	75.659
1350-1400	108630	108630	0.10863	1350	1400	1375	149.366
1400-1450	138207	138207	0.138207	1400	1450	1425	196.944
1450-1500	160541	160541	0.160541	1450	1500	1475	236.797
1500-1550	164185	164185	0.164185	1500	1550	1525	250.381
1550-1600	199048	199048	0.199048	1550	1600	1575	313.500
1600-1650	178951	178951	0.178951	1600	1650	1625	290.794
1650-1700	175437	175437	0.175437	1650	1700	1675	293.856
1700-1750	158025	158025	0.158025	1700	1750	1725	272.592
1750-1800	152704	152704	0.152704	1750	1800	1775	271.049
1800-1850	150620	150620	0.15062	1800	1850	1825	274.881
1850-1900	115773	115773	0.115773	1850	1900	1875	217.074
1900-1950	114122	114122	0.114122	1900	1950	1925	219.684
1950-2000	82232	82232	0.082232	1950	2000	1975	162.408
2000-2050	18149	18149	0.018149	2000	2050	2025	36.752
2050-2085	1317	1317	0.001317	2050	2085	2067	2.723

Dove:

- Quote: fasce di quota, secondo le linee di livello ortometriche;
- n° celle: numero di celle del raster, contenute in ogni fascia di quota;
- A_i : area di territorio ricadente in ogni fascia di quota (sia in m² che in km²);
- Hi_{min} e Hi_{max} : quota minima e massima della fascia di quota;
- Hi_{media} : valore altimetrico medio per ogni fascia di quota;
- $A_i \cdot Hi_{media}$: altezza media di ogni fascia altimetrica, soppesata per la propria estensione.

Considerando che le celle hanno estensione 1 m², l'area di ogni fascia di quota equivale (in m²) al proprio numero di quadrati della matrice.

Essendo che l'area totale del bacino è di 2.01 km², la formula (8), ricavata dal foglio di calcolo elettronico, restituisce il valore di 1646 m sul livello del mare.

3.8 Curva ipsometrica del bacino

Al fine di valutare la condizione di dinamica temporale del bacino, risulta utile valutare le curve ipsometriche dello stesso.

Osservando l'andamento della curva che lega l'area del bacino e la quota ortometrica (siano queste dimensionali o adimensionali), è possibile capire se l'area studiata è in una condizione giovanile (dove prevale l'erosione), maturità (equilibrio) o senilità (12)(13).

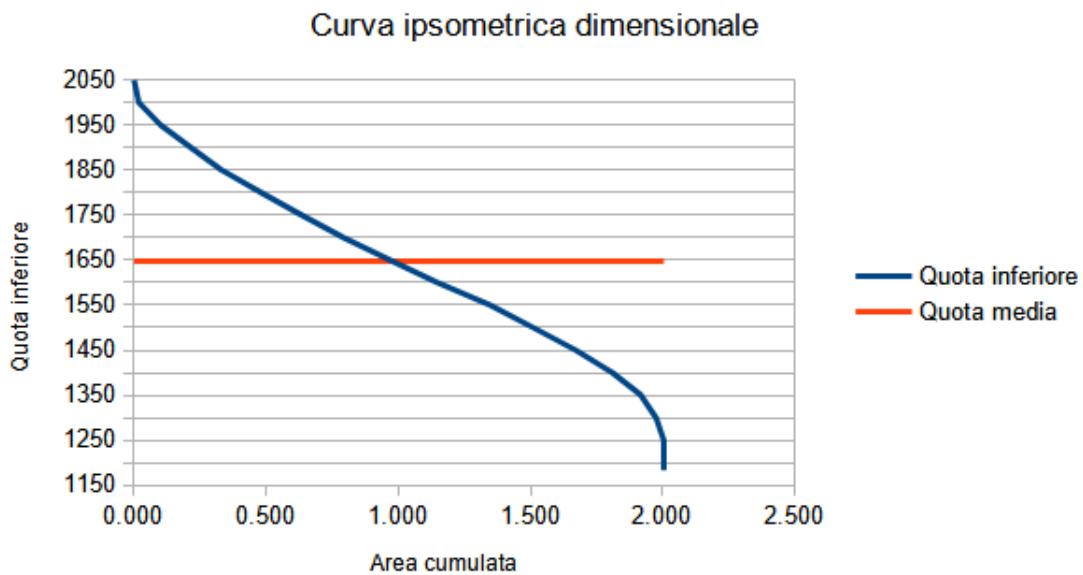


Figura 12: Curva ipsografica dimensionale del bacino. In ascissa è indicato il valore di area cumulata, ed in ordinata la relativa quota ortometrica.

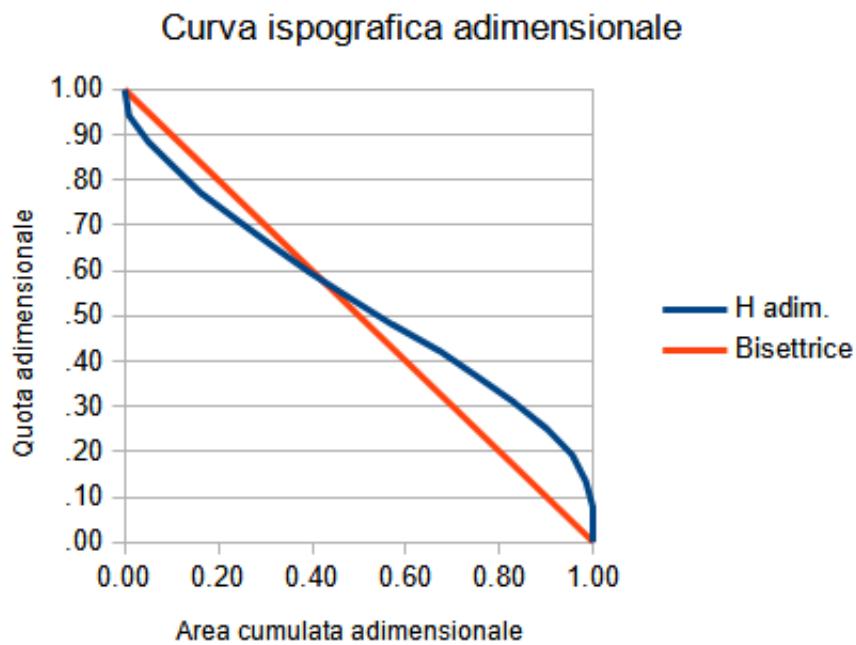


Figura 13: Curva ipsografica adimensionale del bacino. Al contrario dell'altro grafico, i valori degli assi sono adimensionali, ovvero rapportati con i massimi della serie.

Mediante entrambi i grafici è possibile osservare come il bacino si trovi in uno stato di equilibrio.

Mediante la bisettrice, nel secondo grafico, si può apprezzare maggiormente come, verso monte del bacino, l'erosione sia stata maggiore rispetto che a valle.

3.9 Pendenza media dei versanti del bacino i_m

L'indicatore in questione evidenzia, in modo mediato, la pendenza dei versanti del bacino. Per calcolare tale numero si utilizza il Metodo Harlvard-Horton, mediante la formula:

$$i_m = \Delta h \cdot \frac{\sum l_i}{A} \quad (9)$$

dove:

- l_i è la lunghezza totale dell'isoipsa considerata e delimitata all'interno dell'area del bacino;
- A è la superficie totale del bacino idrografico.

3.10 Distribuzione della pendenza lungo il bacino

Conoscendo la pendenza di ogni singola fascia di quota, è possibile raffigurare in un grafico (14) la pendenza media di ogni sezione di bacino, avente quote altimetriche simili.

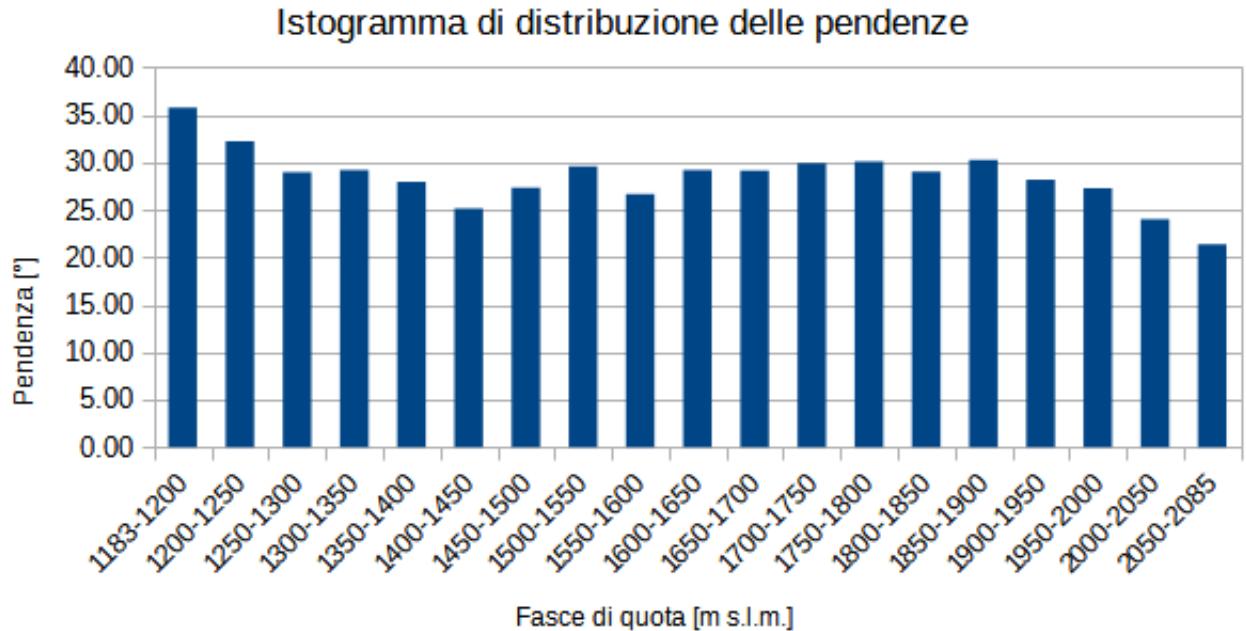


Figura 14: Istogramma indicante le distribuzioni delle pendenze del bacino.

3.11 Distribuzione delle aree del bacino

Il grafico (15) indica come l'area del bacino idrografico venga suddivisa in base alla fascia altimetrica.

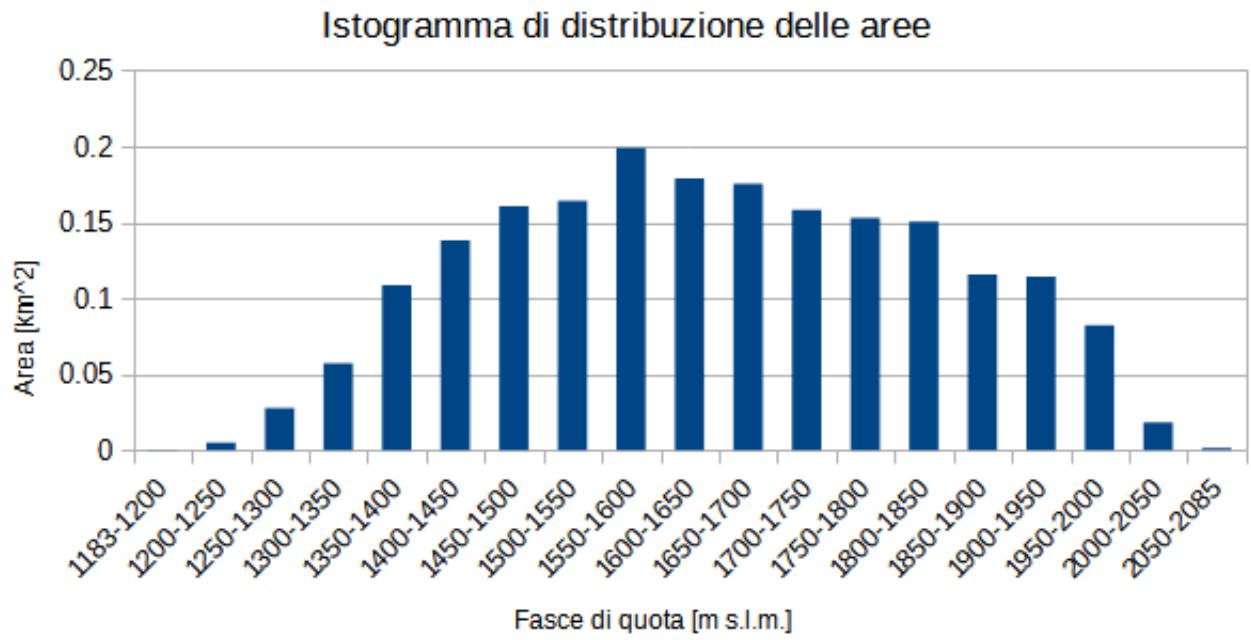


Figura 15: Istogramma indicante le distribuzioni delle aree del bacino.

3.12 Profilo altimetrico del torrente

Il profilo altimetrico del torrente (che nel nostro caso è il corso principale del bacino idrografico) indica l'andamento ortometrico, in funzione della propria lunghezza cumulata.

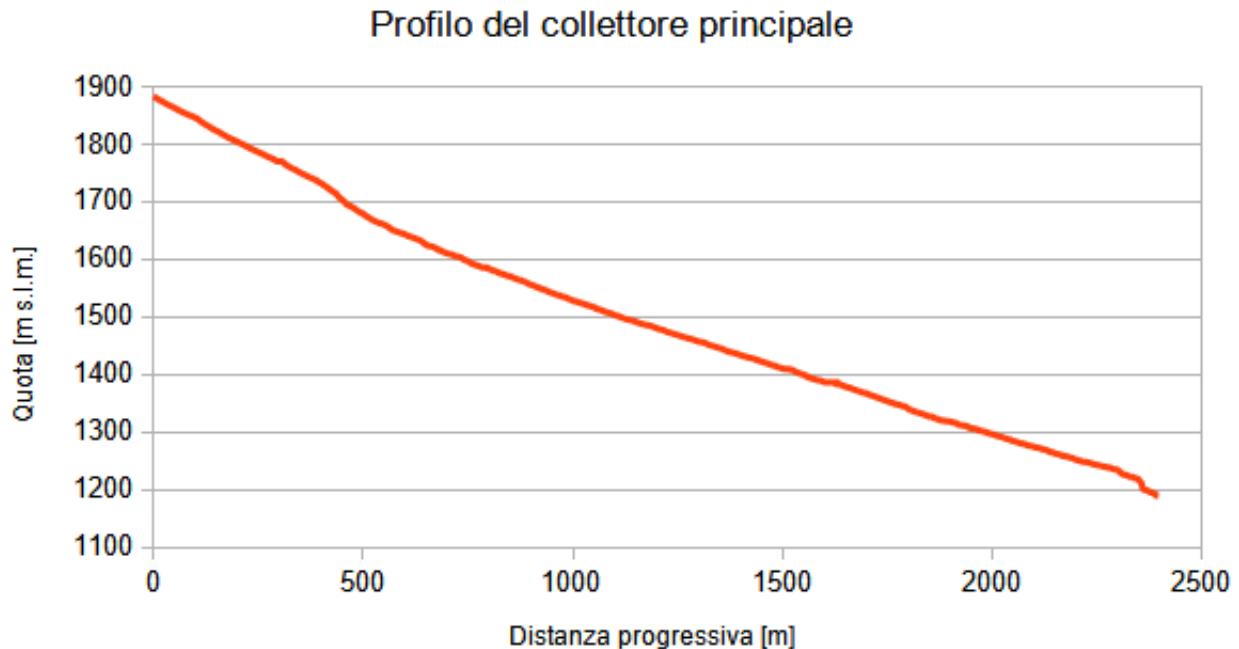


Figura 16: Profilo longitudinale del collettore del bacino idrografico.

Il grafico (16) è stato ricavato mediante l'utilizzo di un foglio elettronico di calcolo, utilizzando i dati provenienti da Qgis.

Inoltre, mediante tali dati è possibile ricavare la pendenza media del tratto principale del corso idraulico (28.94%, oppure 16.14°) e la sua lunghezza totale (2401 m).

3.13 Caratteristiche del bacino idrografico

Successivamente ad aver analizzato in modo completo il bacino idrografico, è possibile redigere una tabella riassuntiva (4).

Tabella 4: **Caratteristiche del bacino idrografico del torrente Sigismondi chiuso alla confluenza con il torrente Fersina.**

Superficie planimetrica	A	[km ²]	2.01
Perimetro	P	[m]	8690
Quota massima	h_{max}	[m s.m.]	2084.6
Quota della sezione di chiusura	h_o	[m s.m.]	1186
Quota apice del conoide	h_{ap}	[m s.m.]	1186
Quota media	H_m	[m s.m.]	1646
Rilievo del bacino:	$h_{max} - h_o$	m	901
Lunghezza del reticolo idrografico	L_r	m	5294,1
Lunghezza del collettore principale	L_{coll}	m	2401
Pendenza media del bacino	i_m	[%]	54.19
Pendenza media del bacino	i_m	[°]	28.45
Coefficiente di forma di Gravelius	F	[0.28 · P/A ^{0.5}]	1.21
Indice di compattezza	F_c	[L/A ^{0.5}]	1.42
Numero di Melton		[−]	0.634
Densità di drenaggio	D_r	[km ⁻¹]	2.63
N_1			12
Indice di torrenzialità		[segm/km ²]	7.96
Ordine di bacino	k	[−]	3
Rapporto di biforcazione medio	R_b	[−]	3.5
Pendenza media del collettore principale		[m/m]	0.289

4 Elaborazione statistico-probablistica delle piogge intense della stazione di riferimento per il bacino in esame (analisi degli afflussi)

In questo capitolo della relazione si condurrà un'analisi statistico-probablistica degli eventi pluviometrici del bacino. In particolare, si utilizzerà la distribuzione di probabilità dei valori estremi (legge di Gumbel).

Quella di Gumbel non è l'unica distribuzione di probabilità di valori estremi, bensì è la più conosciuta ed utilizzata. Presenta però alcuni limiti, come per esempio il fatto che consideri i valori d'evento massimi annui: infatti, nel caso in cui ci fossero delle annate con una serie numerosa di eventi estremi, questa metodologia andrebbe solamente a considerare la massima in assoluto. Per ridurre questa distorsione, è possibile adottare il metodo POT (*peaks over threshold*), ovvero una distribuzione di probabilità che considera solamente gli eventi al di sopra

di un certo limite imposto in precedenza.

Successivamente, verrà effettuata la verifica dell'adattamento della serie di valori pluviometrici alla distribuzione, facendo ricorso al test di Matalas.

Infine, si svolgeranno i calcoli per determinare la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP).

Essendo che si andrà a svolgere i calcoli considerando solamente i massimi annuali di precipitazione, occorre che tali valori debbano:

- essere relativi ad un certo periodo di tempo (almeno 30 anni);
- essere *casuali, omogenei, indipendenti e stazionari*.

In particolare, essendo la procedura di calcolo uguale per ogni serie numerica, verrà svolta la spiegazione per la durata pluviometrica di 30 minuti, per poi riportare solamente i risultati.

4.1 Verifica preliminare visiva (mediante *Plotting position* e distribuzione delle classi)

Prima di svolgere l'adattamento della serie pluviometrica misurata a quella degli estremi di Gumbel, occorre valutare se tali valori si adattano correttamente lungo la retta di distribuzione teorica.

Ad ogni misura della serie, posta in ordine crescente, viene attribuito un valore a seconda della propria posizione nel campione, secondo il metodo di Weibull ($P_{em} = \frac{i}{N+1}$) o Hazen ($P_{em} = \frac{i-0.5}{N}$). Entrambi questi parametri correlano l'evento di precipitazione con la probabilità di non superamento dell'evento (anche indicato come P).

Utilizzando il valore ricavato da uno di questi metodi, viene calcolata una variabile d'appoggio (y), secondo la formula $y = -\ln(-\ln(P))$, essendo che $P(x) = e^{-e^{-y}}$.

Successivamente, utilizzando i parametri y (appena calcolato), α e u , quest'ultimi basati sul campione, si riesce a ricavare l'altezza di precipitazione dell'evento, regolarizzata secondo la distribuzione di Gumbel, secondo la formula inversa di $y = \alpha(h - u)$.

$$\alpha = \left(\frac{1.283}{\sigma(h)} \right) \quad (10)$$

$$u = \left(h_m - \frac{0.5772}{\alpha} \right) \quad (11)$$

$$h = \frac{y}{\alpha} + u \quad (12)$$

Al fine di verificare visivamente la bontà degli allineamenti delle distribuzioni della serie osservata e della serie attesa (teorica), occorre creare un grafico dove, in ascissa si pone il valore del parametro y ed in ordinata si pongono i valori delle relative precipitazioni teoriche. I grafici sono riportati nel successivo capitoletto.

Maggiore è l'allineamento tra le due distribuzioni e migliore sarà la distribuzione della serie osservata.

Inoltre, per valutare preliminarmente la serie, può essere utile suddividere le precipitazioni per classi omogenee (per vedere come si distribuiscono i valori all'interno di esse) e calcolare i principali parametri statistici.

Tabella 5: Valori di probabilità di non superamento dell'evento (calcolata mediante Weibull e Hazen) e relativo valore del parametro d'appoggio y , riferito ad una durata di precipitazione di 0.5 ore.

n	h [mm]	Plotting Position		Y -ln(-ln (1- 1/Tr))	
		0.5 ore	P Weibull n/N+1	P Hazen (n-0,5)/N	y Weibull
1	11.2		0.026	0.014	-1.291
2	12		0.053	0.041	-1.080
3	12.2		0.079	0.068	-0.932
4	12.6		0.105	0.095	-0.812
5	13.8		0.132	0.122	-0.707
6	14.2		0.158	0.149	-0.613
7	15		0.184	0.176	-0.526
8	16		0.211	0.203	-0.443
9	16.4		0.237	0.230	-0.365
10	16.6		0.263	0.257	-0.289
11	17.2		0.289	0.284	-0.215
12	17.4		0.316	0.311	-0.142
13	17.4		0.342	0.338	-0.070
14	18		0.368	0.365	0.001
15	18		0.395	0.392	0.073
16	18.6		0.421	0.419	0.145
17	19		0.447	0.446	0.218
18	19.6		0.474	0.473	0.291
19	20		0.500	0.500	0.367
20	20.2		0.526	0.527	0.443
21	20.4		0.553	0.554	0.522
22	21		0.579	0.581	0.604
23	22.4		0.605	0.608	0.689
24	22.6		0.632	0.635	0.778
25	22.6		0.658	0.662	0.871
26	23.4		0.684	0.689	0.969
27	25.6		0.711	0.716	1.074
28	25.6		0.737	0.743	1.186
29	25.8		0.763	0.770	1.308
30	26.6		0.789	0.797	1.442
31	27		0.816	0.824	1.592
32	27		0.842	0.851	1.761
33	27.8		0.868	0.878	1.958
34	27.8		0.895	0.905	2.196
35	29.4		0.921	0.932	2.498
36	32.6		0.947	0.959	2.918
37	38.4		0.974	0.986	3.624

Tabella 6: Principali parametri statistici riferiti alla serie pluviometrica di durata 0.5 ore.

deviazione standard (σ)	6.2
media (x_m)	20.8
α	0.2
u	18.1
N	37.0
minimo (x_{min})	11.2
massimo (x_{max})	38.4
varianza (σ^2)	38.3
coeff. variazione (CV)	0.30
mediana ($x_{mediana}$)	20.0
numero di classi (k)	5.5
k scelto	6.0
verifica (Iman e Conover)	64.0
delta classe (Δ)	4.5
delta scelto	5.0

La varianza (σ^2) è un fattore che indica come i valori della serie si discostano dal quello medio (o da uno atteso).

La deviazione standard (σ), in modo simile alla variazione, indica la dispersione della serie numerica rispetto alla media; al contrario dell'indice statistico precedente, questo valore ha la stessa unità di misura della serie numerica, permettendo quindi il reciproco confronto.

Anche il coefficiente di variazione permette il confronto di fenomeni fisici o statistici aventi unità di misura differenti, essendo un parametro adimensionale.

La verifica di Iman e Conover ($2^k > N$) permette valutare se il numero di classi scelto per suddividere la serie è sufficientemente alto, per non averne un numero troppo basso e con un'alta densità di valori.

Il delta della classe (Δ) indica la differenza tra il massimo valore della classe ed il minimo.

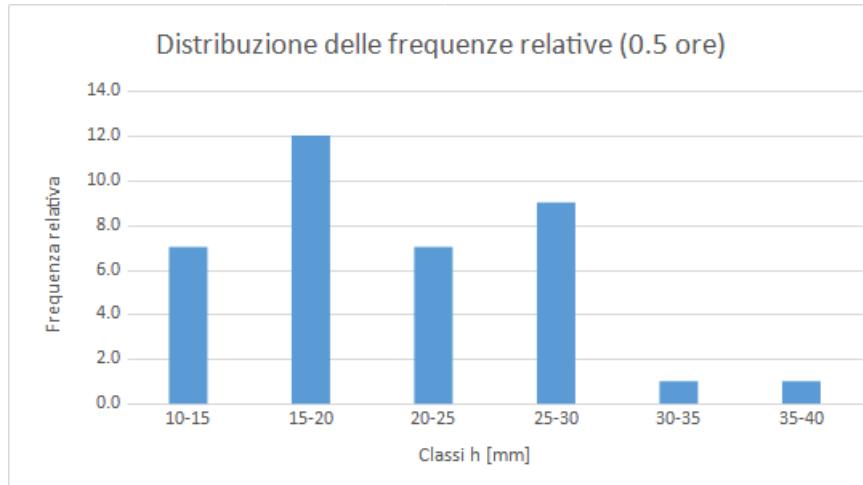


Figura 17: Distribuzione delle frequenze relative di pioggia (suddivise per classi omogenee), di un evento di durata 0.5 ore.

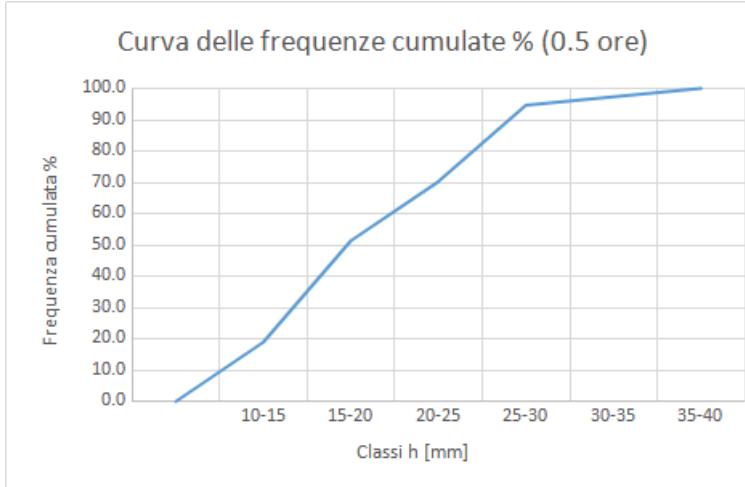


Figura 18: Frequenze di pioggia cumulata, relative ad un evento di durata 0.5 ore.

4.2 Calcolo delle altezze di pioggia per il T_r di riferimento

Successivamente ad aver verificato che l'allineamento tra le due distribuzioni è apprezzabile, occorre svolgere il calcolo delle altezze di pioggia, dati dei tempi di ritorno.

Essendo che $y = -\ln(-\ln(P))$ e $P = 1 - \frac{1}{T_r}$, allora

$$y = -\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right) \quad (13)$$

Partendo da questo calcolo della variabile d'appoggio, è possibile ricavare l'altezza di precipitazione mediante (12).

Tabella 7: Valori di altezza di pioggia attesa (teorica), calcolata mediante la variabile d'appoggio y di Weibull o di Hazen (0.5 ore).

n	h (mm)	0.5 ore	h mediante Weibull	h mediante Hazen
1		11.2	11.839	11.028
2		12	12.858	12.449
3		12.2	13.573	13.286
4		12.6	14.153	13.929
5		13.8	14.656	14.472
6		14.2	15.110	14.955
7		15	15.531	15.397
8		16	15.927	15.811
9		16.4	16.306	16.205
10		16.6	16.672	16.584
11		17.2	17.029	16.953
12		17.4	17.380	17.314
13		17.4	17.727	17.671
14		18	18.073	18.026
15		18	18.418	18.380
16		18.6	18.765	18.737
17		19	19.115	19.096
18		19.6	19.471	19.461
19		20	19.833	19.833
20		20.2	20.203	20.214
21		20.4	20.585	20.606
22		21	20.979	21.011
23		22.4	21.388	21.433
24		22.6	21.815	21.874
25		22.6	22.263	22.338
26		23.4	22.738	22.831
27		25.6	23.243	23.356
28		25.6	23.785	23.924
29		25.8	24.374	24.542
30		26.6	25.020	25.225
31		27	25.740	25.993
32		27	26.557	26.874
33		27.8	27.509	27.915
34		27.8	28.655	29.199
35		29.4	30.111	30.891
36		32.6	32.133	33.422
37		38.4	35.541	38.786

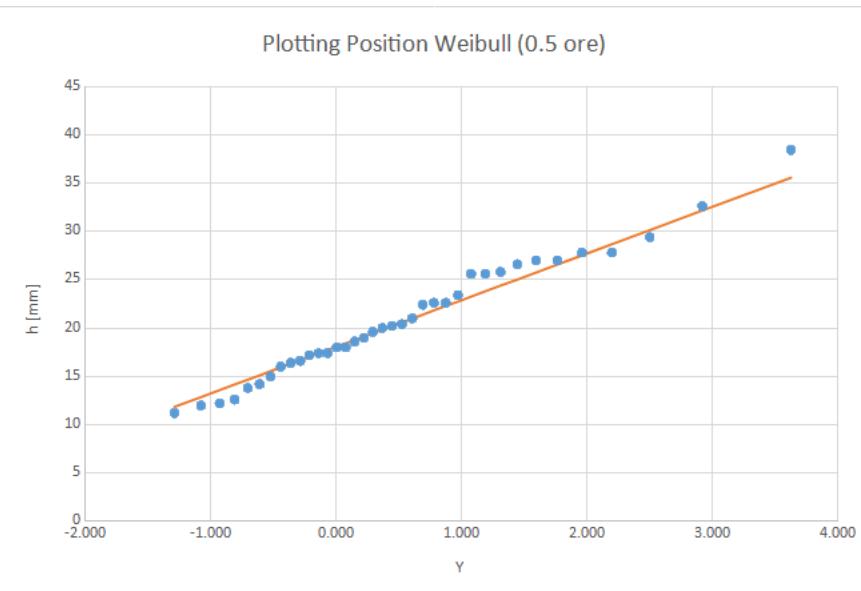


Figura 19: Plotting position mediante weibull (0.5 ore).

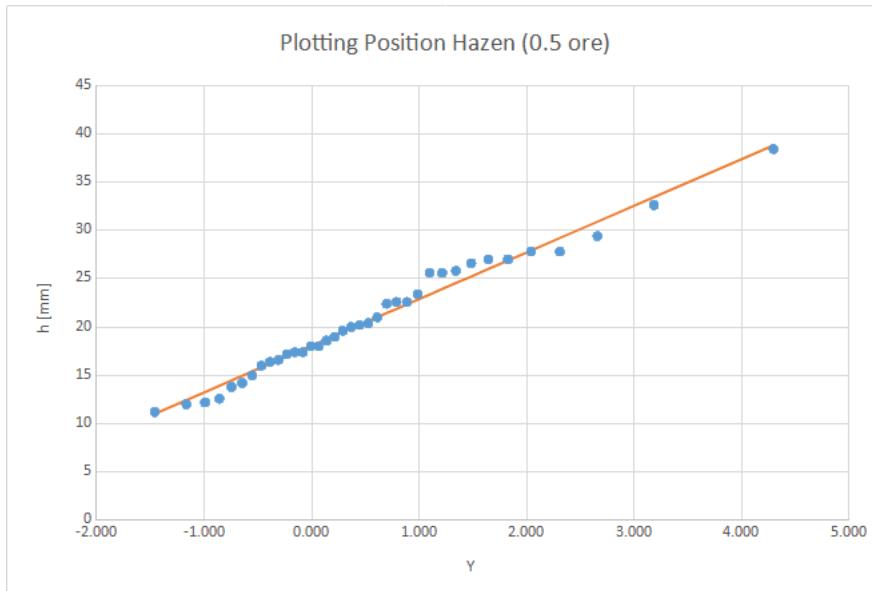


Figura 20: Plottin position mediante Hazen (0.5 ore).

Tabella 8: Altezze di pioggia attese per il T_r di riferimento e durata di 0.5 ore.

Tr (anni)	y	h attesa (mm)
2	0.367	19.8
5	1.500	25.3
10	2.250	28.9
30	3.384	34.4
50	3.902	36.9
100	4.600	40.2
200	5.296	43.6

4.3 Test statistico di Matalas

Similmente a come è stata svolta la verifica grafica (4.1), è necessario accertarsi che l'asimmetria (G) della serie osservata (storica) non differisca eccessivamente dalla serie teorica.

La procedura del test statistico è:

- calcolo del coefficiente di asimmetria G , mediante (14);
- estrapolazione dei parametri $E(y)$ e $\sigma(y)$, in funzione di N ;
- verifica della disequazione (15).

$$G = \frac{m_3}{m_2^{\frac{3}{2}}} = N^{\frac{1}{2}} \frac{\sum_{i=1,N} (x_i - x_m)^3}{\left[\sum_{i=1,N} (x_i - x_m)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \quad (14)$$

$$|G - E(y)| < 2\sigma(y) \quad (15)$$

Dove:

- G : coefficiente di asimmetria del campione;
- $E(y)$: coefficiente di asimmetria del campione perfetto, che segue l'andamento di Gumbel;
- $\sigma(y)$: deviazione standard del campione.

Nel caso in cui la disequazione fosse corretta, è possibile accettare la distribuzione di probabilità di Gumbel. In caso contrario occorrerebbe provare un'altra distribuzione teorica di probabilità.

Tabella 9: Parametri per l'esecuzione del test statistico di Matalas, relativi alla durata di precipitazione di 0.5 ore.

media	20.85
$N^{0.5}$	6.083
G	0.622
$G - E$	0.259
2σ	1.069
TEST	Vero

4.4 Risultati delle altre durate di precipitazione

Come anticipato precedentemente, in questa sezione vengono riportati solamente i risultati delle analisi matematiche (tabelle e grafici) per le altre durate di precipitazione.

I procedimenti per le seguenti durate sono i medesimi utilizzati per la durata di 0.5 ore.

4.4.1 Durata di 1 ora

Tabella 10: Valori di probabilità di non superamento dell'evento (calcolata mediante Weibull e Hazen) e relativo valore del parametro d'appoggio y , riferito ad una durata di precipitazione di 1 ora.

n	h [mm]	Plotting Position		Y -ln(-ln (1- 1/Tr))	
		1 ora	P Weibull n/N+1	P Hazen (n-0,5)/N	y Weibull
1	13.8		0.026	0.014	-1.291
2	14.4		0.053	0.041	-1.080
3	16.2		0.079	0.068	-0.932
4	17		0.105	0.095	-0.812
5	17.6		0.132	0.122	-0.707
6	17.8		0.158	0.149	-0.613
7	19.2		0.184	0.176	-0.526
8	19.4		0.211	0.203	-0.443
9	19.4		0.237	0.230	-0.365
10	20.6		0.263	0.257	-0.289
11	20.6		0.289	0.284	-0.215
12	21.2		0.316	0.311	-0.142
13	21.6		0.342	0.338	-0.070
14	21.8		0.368	0.365	0.001
15	23.6		0.395	0.392	0.073
16	23.6		0.421	0.419	0.145
17	23.8		0.447	0.446	0.218
18	24		0.474	0.473	0.291
19	24.2		0.500	0.500	0.367
20	24.4		0.526	0.527	0.443
21	24.4		0.553	0.554	0.522
22	24.8		0.579	0.581	0.604
23	25.8		0.605	0.608	0.689
24	26.8		0.632	0.635	0.778
25	27		0.658	0.662	0.871
26	27.6		0.684	0.689	0.969
27	28		0.711	0.716	1.074
28	28.8		0.737	0.743	1.186
29	30.2		0.763	0.770	1.308
30	30.2		0.789	0.797	1.442
31	30.4		0.816	0.824	1.592
32	31.2		0.842	0.851	1.761
33	31.6		0.868	0.878	1.958
34	34.2		0.895	0.905	2.196
35	37.8		0.921	0.932	2.498
36	42.6		0.947	0.959	2.918
37	49.8		0.974	0.986	3.624

Tabella 11: Principali parametri statistici riferiti alla serie pluviometrica di durata 1 ora.

deviazione standard (σ)	7.5
media (x_m)	25.3
α	0.2
u	21.9
N	37.0
minimo (x_{min})	13.8
massimo (x_{max})	49.8
varianza (σ^2)	56.6
coeff. Variazione (CV)	0.30
mediana ($x_{mediana}$)	24.2
numero di classi (k)	5.5
k scelto:	6.0
verifica (Iman e Conover)	64.0
delta classe (Δ)	6.0
delta scelto	7.0

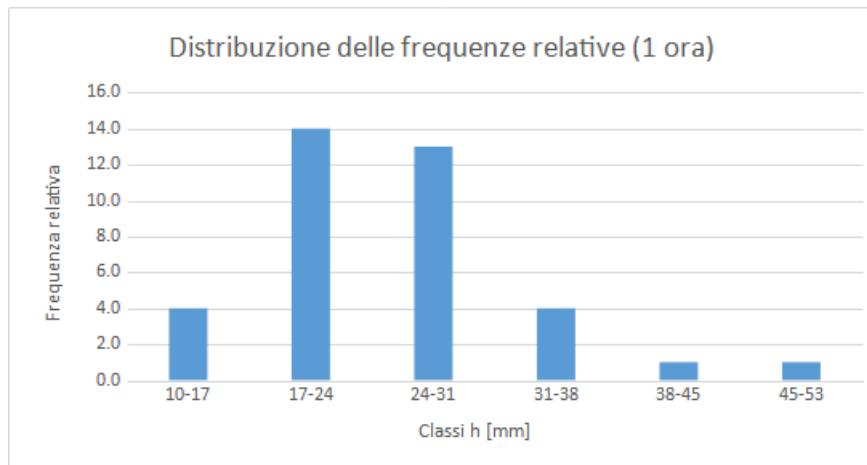


Figura 21: Distribuzione delle frequenze relative di pioggia (suddivise per classi omogenee), di un evento di durata 1 ora.

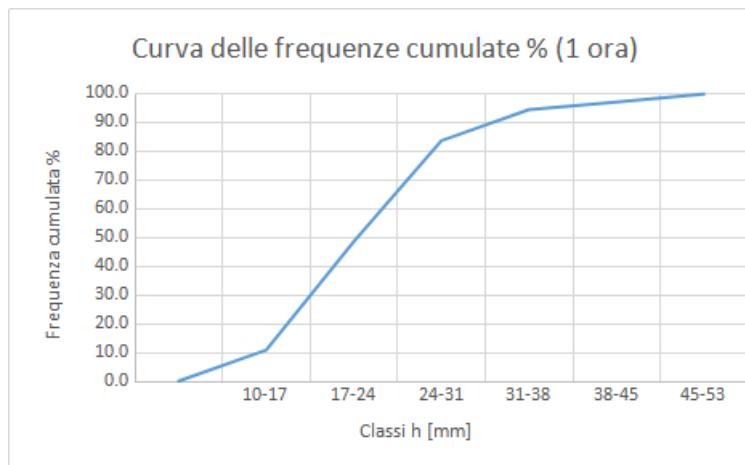


Figura 22: Frequenze di pioggia cumulata, relative ad un evento di durata 1 ora.

Tabella 12: Valori di altezza di pioggia attesa (teorica), calcolata mediante la variabile d'appoggio y di Weibull o di Hazen (1 ora).

$h = Y/\alpha + u$				
n	h (mm) 1 ora	h mediante Weibull	h mediante Hazen	
n	h (mm) 1 ora	h_calc Weib	h_calc Hazen	
1	13.8	14.322	13.335	
2	14.4	15.562	15.063	
3	16.2	16.431	16.082	
4	17	17.136	16.864	
5	17.6	17.748	17.525	
6	17.8	18.301	18.112	
7	19.2	18.812	18.650	
8	19.4	19.294	19.154	
9	19.4	19.755	19.633	
10	20.6	20.201	20.094	
11	20.6	20.635	20.542	
12	21.2	21.062	20.982	
13	21.6	21.484	21.416	
14	21.8	21.904	21.848	
15	23.6	22.324	22.279	
16	23.6	22.746	22.712	
17	23.8	23.172	23.149	
18	24	23.605	23.593	
19	24.2	24.045	24.045	
20	24.4	24.496	24.509	
21	24.4	24.960	24.985	
22	24.8	25.439	25.479	
23	25.8	25.937	25.992	
24	26.8	26.456	26.528	
25	27	27.002	27.093	
26	27.6	27.579	27.692	
27	28	28.193	28.332	
28	28.8	28.853	29.022	
29	30.2	29.569	29.774	
30	30.2	30.355	30.605	
31	30.4	31.231	31.539	
32	31.2	32.225	32.610	
33	31.6	33.382	33.877	
34	34.2	34.777	35.438	
35	37.8	36.548	37.496	
36	42.6	39.008	40.576	
37	49.8	43.153	47.100	

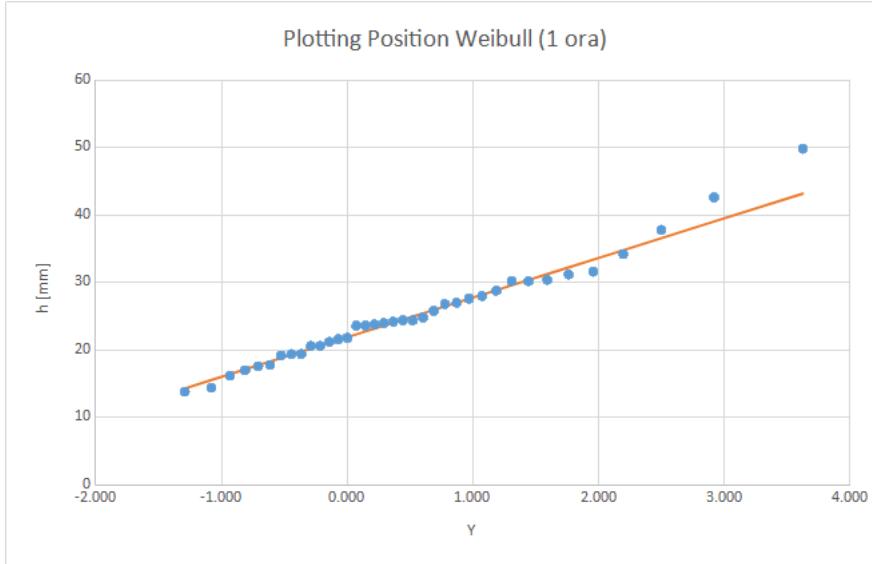


Figura 23: Plotting position mediante Weibull (1 ora).

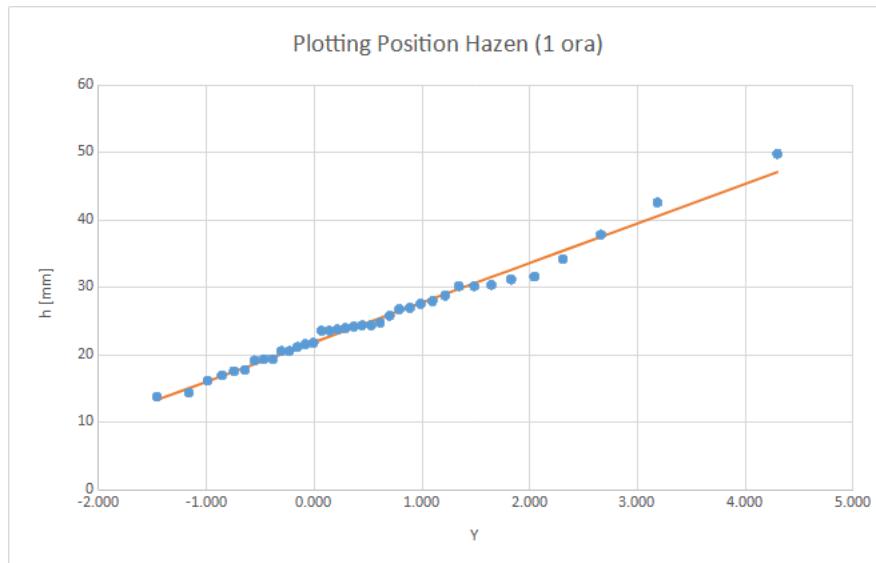


Figura 24: Plotting position mediante Hazen (1 ora).

Tabella 13: Altezze di pioggia attese per il T_r di riferimento e durata di 1 ora.

Tr (anni)	y	h attesa (mm)
2	0.367	24.0
5	1.500	30.7
10	2.250	35.1
30	3.384	41.7
50	3.902	44.8
100	4.600	48.9
200	5.296	53.0

Tabella 14: Parametri per l'esecuzione del test statistico di Matalas, relativi alla durata di precipitazione di 1 ora.

media	25.28
$N^{0.5}$	6.083
G	1.158
G - E	0.277
2σ	1.069
TEST	Vero

4.4.2 Durata di 3 ore

Tabella 15: Valori di probabilità di non superamento dell'evento (calcolata mediante Weibull e Hazen) e relativo valore del parametro d'appoggio y , riferito ad una durata di precipitazione di 3 ore.

n	h [mm]	Plotting Position		Y -ln(-ln (1- 1/Tr))	
		1 ora	P Weibull n/N+1	P Hazen (n-0,5)/N	y Weibull
1	18.6		0.026	0.014	-1.291
2	19.6		0.053	0.041	-1.080
3	21.8		0.079	0.068	-0.932
4	21.8		0.105	0.095	-0.812
5	23.4		0.132	0.122	-0.707
6	24.6		0.158	0.149	-0.613
7	24.8		0.184	0.176	-0.526
8	25.4		0.211	0.203	-0.443
9	26.8		0.237	0.230	-0.365
10	27.8		0.263	0.257	-0.289
11	28		0.289	0.284	-0.215
12	30.4		0.316	0.311	-0.142
13	30.4		0.342	0.338	-0.070
14	31.2		0.368	0.365	0.001
15	31.8		0.395	0.392	0.073
16	32.8		0.421	0.419	0.145
17	33		0.447	0.446	0.218
18	33.2		0.474	0.473	0.291
19	33.2		0.500	0.500	0.367
20	33.8		0.526	0.527	0.443
21	34		0.553	0.554	0.522
22	35.4		0.579	0.581	0.604
23	35.8		0.605	0.608	0.689
24	35.8		0.632	0.635	0.778
25	35.8		0.658	0.662	0.871
26	36		0.684	0.689	0.969
27	36.2		0.711	0.716	1.074
28	37.2		0.737	0.743	1.186
29	38.2		0.763	0.770	1.308
30	38.4		0.789	0.797	1.442
31	41.4		0.816	0.824	1.592
32	41.6		0.842	0.851	1.761
33	44.8		0.868	0.878	1.958
34	45.8		0.895	0.905	2.196
35	46		0.921	0.932	2.498
36	50.6		0.947	0.959	2.918
37	75.4		0.974	0.986	3.624

Tabella 16: Principali parametri statistici riferiti alla serie pluviometrica di durata 3 ore.

deviazione standard (σ)	10.3
media (x_m)	34.1
α	0.1
u	29.4
N	37
minimo (x_{min})	18.6
massimo (x_{max})	75.4
varianza (σ^2)	106.7
coeff. variazione (CV)	0.3
mediana ($x_{mediana}$)	33.2
numero di classi (k)	5.5
k scelto	6.0
verifica (Iman e Conover)	64.0
delta classe (Δ)	9.5
delta scelto	10.0

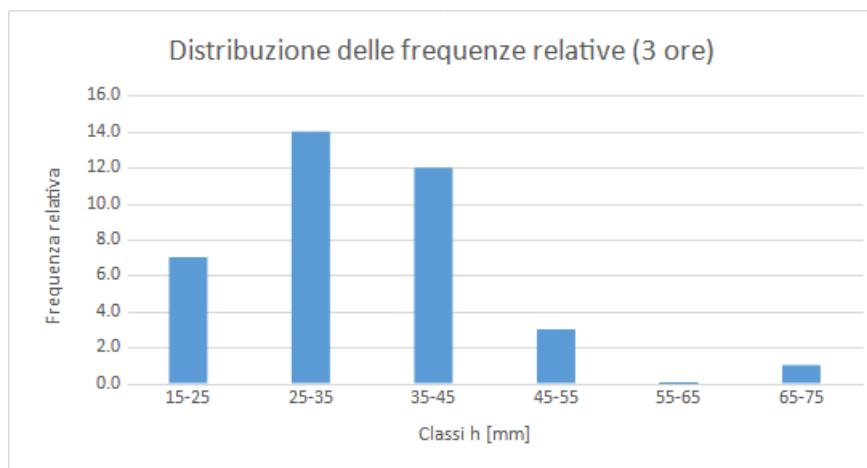


Figura 25: Distribuzione delle frequenze relative di pioggia (suddivise per classi omogenee), di un evento di durata 3 ore.

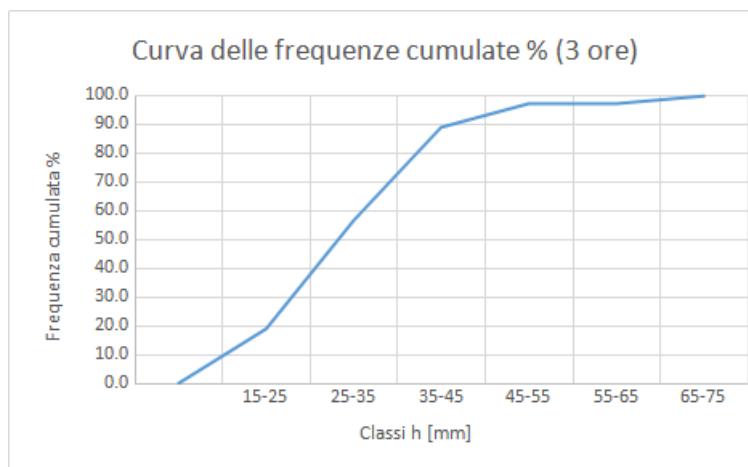


Figura 26: Frequenze di pioggia cumulata, relative ad un evento di durata 3 ore.

Tabella 17: Valori di altezza di pioggia attesa (teorica), calcolata mediante la variabile d'appoggio y di Weibull o di Hazen (3 ore).

n	h (mm)	3 ore	h mediante Weibull	h mediante Hazen
1	18.6		19.035	17.681
2	19.6		20.737	20.053
3	21.8		21.929	21.450
4	21.8		22.897	22.524
5	23.4		23.738	23.431
6	24.6		24.496	24.237
7	24.8		25.198	24.975
8	25.4		25.860	25.666
9	26.8		26.492	26.324
10	27.8		27.104	26.957
11	28		27.700	27.572
12	30.4		28.286	28.176
13	30.4		28.865	28.771
14	31.2		29.441	29.364
15	31.8		30.018	29.955
16	32.8		30.597	30.550
17	33		31.182	31.150
18	33.2		31.775	31.759
19	33.2		32.380	32.380
20	33.8		32.999	33.016
21	34		33.635	33.670
22	35.4		34.293	34.347
23	35.8		34.975	35.051
24	35.8		35.688	35.787
25	35.8		36.437	36.562
26	36		37.229	37.384
27	36.2		38.072	38.262
28	37.2		38.978	39.209
29	38.2		39.960	40.241
30	38.4		41.039	41.382
31	41.4		42.241	42.663
32	41.6		43.606	44.134
33	44.8		45.194	45.872
34	45.8		47.108	48.015
35	46		49.538	50.840
36	50.6		52.914	55.066
37	75.4		58.603	64.020

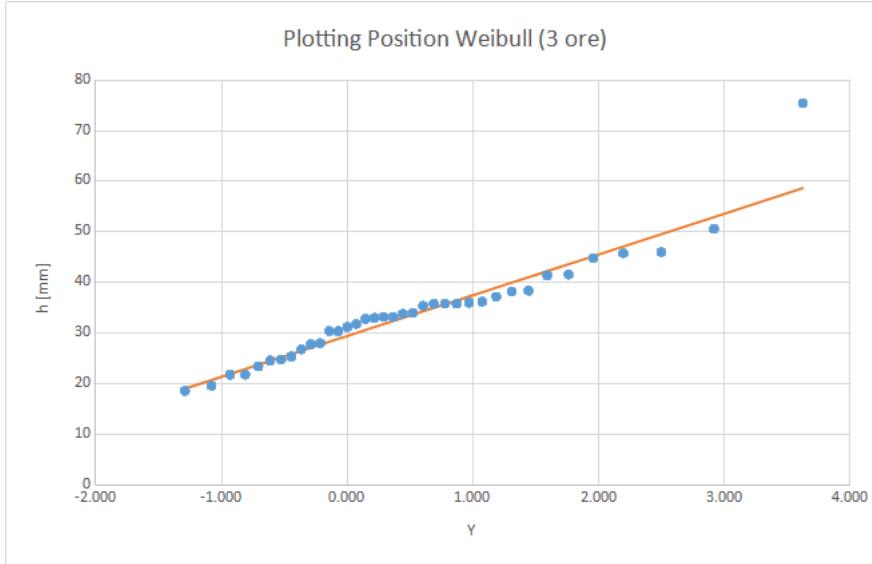


Figura 27: Plotting position mediante Weibull (3 ore).

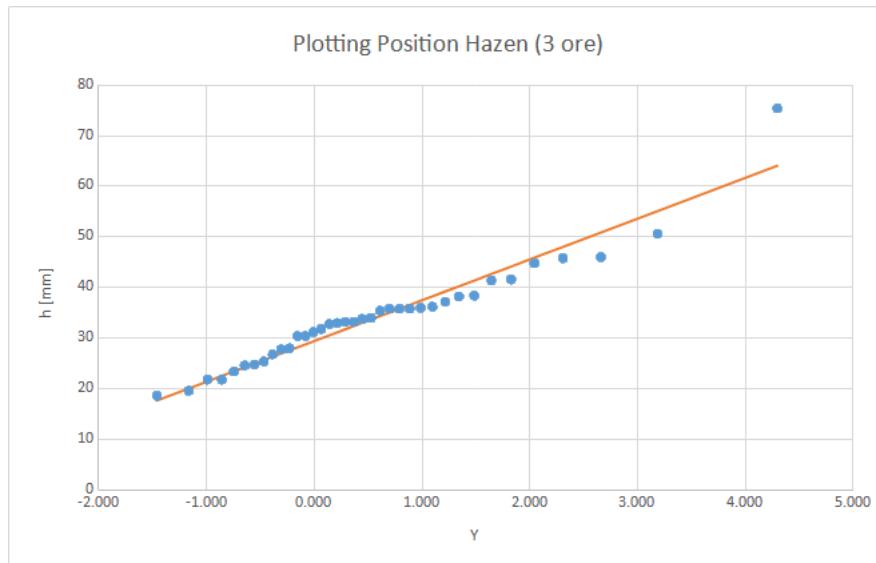


Figura 28: Plotting position mediante Hazen (3 ore).

Tabella 18: Altezze di pioggia attese per il T_r di riferimento e durata di 3 ore.

Tr (anni)	y	h attesa (mm)
2	0.367	32.4
5	1.500	41.5
10	2.250	47.5
30	3.384	56.7
50	3.902	60.8
100	4.600	66.5
200	5.296	72.1

Tabella 19: Parametri per l'esecuzione del test statistico di Matalas, relativi alla durata di precipitazione di 3 ore.

media	34.08
$N^{0.5}$	6.083
G	1.680
G - E	0.799
2σ	1.069
TEST	Vero

4.4.3 Durata di 6 ore

Tabella 20: Valori di probabilità di non superamento dell'evento (calcolata mediante Weibull e Hazen) e relativo valore del parametro d'appoggio y , riferito ad una durata di precipitazione di 6 ore.

n	h [mm]	Plotting Position		Y -ln(-ln (1- 1/Tr))	
		1 ora	P Weibull n/N+1	P Hazen (n-0,5)/N	y Weibull
1	25		0.026	0.014	-1.291
2	26.4		0.053	0.041	-1.080
3	26.8		0.079	0.068	-0.932
4	27.8		0.105	0.095	-0.812
5	30.4		0.132	0.122	-0.707
6	32.6		0.158	0.149	-0.613
7	32.8		0.184	0.176	-0.526
8	33		0.211	0.203	-0.443
9	33.6		0.237	0.230	-0.365
10	35.6		0.263	0.257	-0.289
11	37.2		0.289	0.284	-0.215
12	37.6		0.316	0.311	-0.142
13	37.8		0.342	0.338	-0.070
14	38.4		0.368	0.365	0.001
15	39.4		0.395	0.392	0.073
16	41.8		0.421	0.419	0.145
17	41.8		0.447	0.446	0.218
18	42.2		0.474	0.473	0.291
19	42.6		0.500	0.500	0.367
20	44.4		0.526	0.527	0.443
21	44.8		0.553	0.554	0.522
22	45		0.579	0.581	0.604
23	46.6		0.605	0.608	0.689
24	47.2		0.632	0.635	0.778
25	48		0.658	0.662	0.871
26	48.8		0.684	0.689	0.969
27	50.6		0.711	0.716	1.074
28	51.4		0.737	0.743	1.186
29	51.4		0.763	0.770	1.308
30	51.8		0.789	0.797	1.442
31	52.8		0.816	0.824	1.592
32	53.2		0.842	0.851	1.761
33	55.6		0.868	0.878	1.958
34	58.2		0.895	0.905	2.196
35	65.4		0.921	0.932	2.498
36	71.6		0.947	0.959	2.918
37	130.2		0.974	0.986	3.624

Tabella 21: Principali parametri statistici riferiti alla serie pluviometrica di durata 6 ore.

deviazione standard (σ)	10.8
media (x_m)	43.0
α	0.1
u	38.2
N	37
minimo (x_{min})	25.0
massimo (x_{max})	71.6
varianza (σ^2)	117.7
coeff. variazione (CV)	0.24
mediana ($x_{mediana}$)	42.4
numero di classi (k)	5.4
k scelto	6.0
verifica (Iman e Conover)	64.0
delta classe (Δ)	7.8
delta scelto	8.0

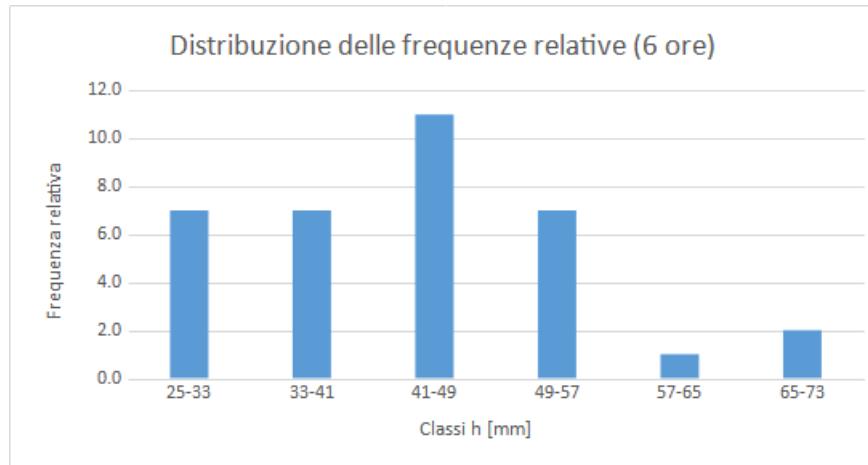


Figura 29: Distribuzione delle frequenze relative di pioggia (suddivise per classi omogenee), di un evento di durata 6 ore.

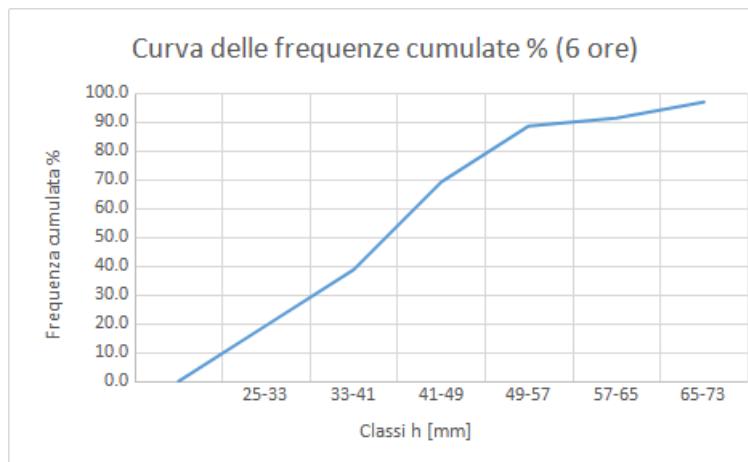


Figura 30: Frequenze di pioggia cumulata, relative ad un evento di durata 6 ore.

Tabella 22: Valori di altezza di pioggia attesa (teorica), calcolata mediante la variabile d'appoggio y di Weibull o di Hazen (6 ore).

n	h (mm)	6 ore	h mediante Weibull	h mediante Hazen
1	25		27.245	25.823
2	26.4		29.033	28.315
3	26.8		30.285	29.782
4	27.8		31.302	30.910
5	30.4		32.185	31.863
6	32.6		32.981	32.709
7	32.8		33.719	33.485
8	33		34.414	34.211
9	33.6		35.079	34.901
10	35.6		35.721	35.566
11	37.2		36.347	36.213
12	37.6		36.963	36.847
13	37.8		37.571	37.473
14	38.4		38.176	38.095
15	39.4		38.782	38.716
16	41.8		39.390	39.341
17	41.8		40.005	39.971
18	42.2		40.628	40.611
19	42.6		41.263	41.263
20	44.4		41.913	41.931
21	44.8		42.582	42.618
22	45		43.272	43.329
23	46.6		43.990	44.069
24	47.2		44.738	44.842
25	48		45.525	45.657
26	48.8		46.357	46.520
27	50.6		47.242	47.442
28	51.4		48.194	48.437
29	51.4		49.226	49.521
30	51.8		50.359	50.719
31	52.8		51.622	52.065
32	53.2		53.055	53.610
33	55.6		54.723	55.436
34	58.2		56.734	57.687
35	65.4		59.287	60.654
36	71.6		62.833	65.093
37	130.2		68.809	74.499

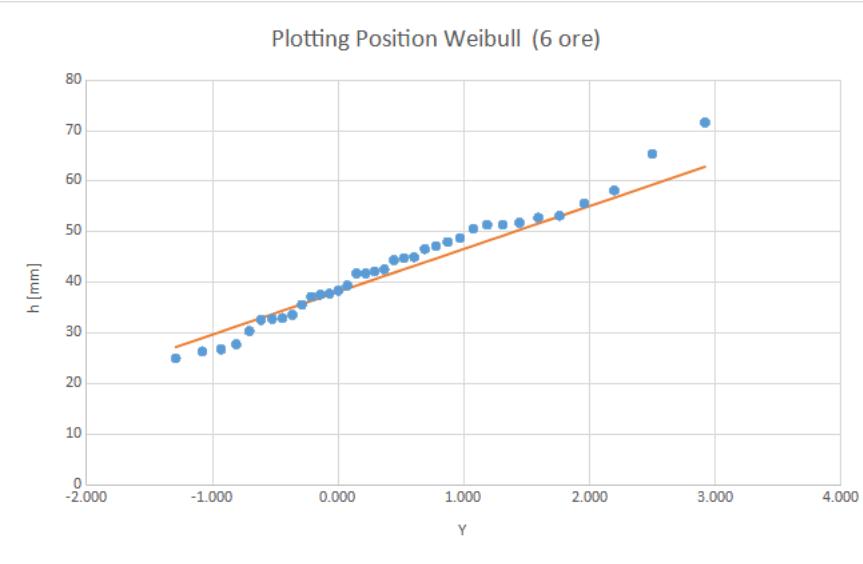


Figura 31: Plotting position mediante Weibull (6 ore).

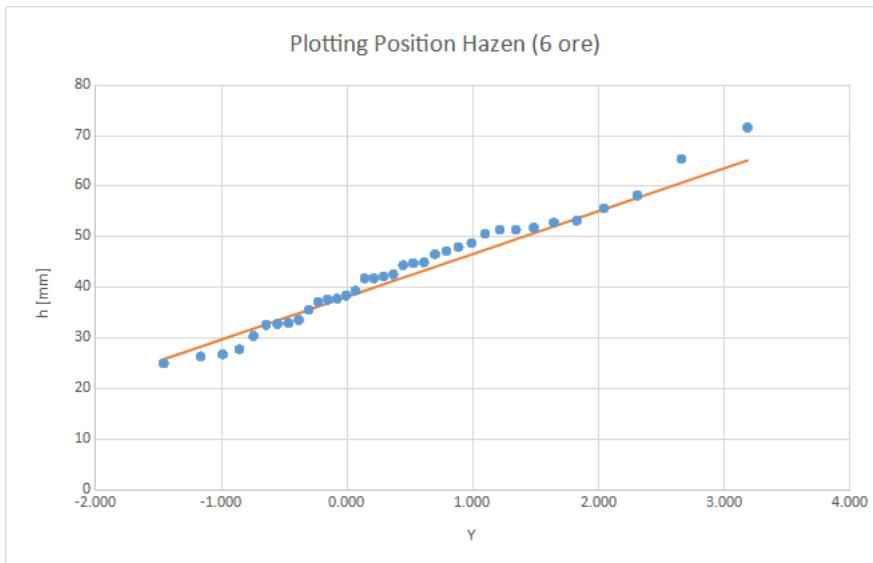


Figura 32: Plotting position mediante Hazen (6 ore).

Tabella 23: Altezze di pioggia attese per il T_r di riferimento e durata di 6 ore.

Tr (anni)	y	h attesa (mm)
2	0.367	41.3
5	1.500	50.8
10	2.250	57.2
30	3.384	66.8
50	3.902	71.2
100	4.600	77.1
200	5.296	82.9

Tabella 24: Parametri per l'esecuzione del test statistico di Matalas, relativi alla durata di precipitazione di 6 ore.

media	43.04
$N^{0.5}$	6.000
G	0.434
G - E	0.447
2σ	1.069
TEST	Vero

4.5 LSPP - Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica

Dopo aver ottenuto le quantità di precipitazioni teoriche, per ogni durata di evento pluviometrico e per diversi tempi di ritorno, è possibile creare un grafico che metta in relazione tutti questi parametri.

Tabella 25: Tabella riassuntiva delle altezze di pioggia previste per determinate durate e per determinati tempi di ritorno.

durata t (ore)	Altezza di pioggia attesa h (mm) per Tr					
	2 anni	5 anni	30 anni	50 anni	100 anni	200 anni
0.5	19.83	25.30	34.38	36.88	40.25	43.60
1	24.05	30.69	41.75	44.78	48.88	52.96
3	32.38	41.50	56.67	60.84	66.46	72.06
6	41.26	50.85	66.78	71.16	77.06	82.94

La curva interpolatrice ha un andamento caratteristico che segue la funzione $h = at^n$, con a che dipende dal tempo di ritorno T e con n che risulta essere una costante per la stazione di rilevamento dei dati (in Italia generalmente è tra 0.20 e 0.55). Il parametro n è un valore sempre inferiore ad 1 perché all'aumentare del tempo dell'evento pluviometrico, l'intensità di pioggia cala.

Essendo che:

$$h = at^n \rightarrow \log h = \log a + n \log t \rightarrow H = A + nT \quad (16)$$

Mediante l'equazione $H = \log h$, possiamo calcolare il valore di H della tabella (25):

Tabella 26: Tabella riassuntiva delle altezze di pioggia previste per determinate durate e per determinati tempi di ritorno, in scala logaritmica.

T	$H = \log h$					
	2 anni	5 anni	30 anni	50 anni	100 anni	200 anni
-0.301	1.297	1.403	1.536	1.567	1.605	1.639
0.000	1.381	1.487	1.621	1.651	1.689	1.724
0.477	1.510	1.618	1.753	1.784	1.823	1.858
0.778	1.616	1.706	1.825	1.852	1.887	1.919

Nel caso in cui gli assi del grafico avessero entrambi la scala logaritmica, la linea interpolatrice dei punti sarebbe una retta.

Invertendo la formula della LSPP (16), è possibile calcolarsi i valori dei rimanenti parametri (??).

	2 anni	5 anni	30 anni	50 anni	100 anni	200 anni
<i>A</i>	1.382	1.487	1.620	1.650	1.688	1.722
<i>a</i>	24.080	30.679	41.647	44.659	48.722	52.771
<i>n</i>	0.291	0.280	0.269	0.267	0.264	0.262

Riassumendo, le equazioni delle LSPP per la nostra area di studio, possiedono i parametri numerici (27).

Tabella 27: Parametri *a* e *n* per poter ricavare la funzione LSPP, dato un certo tempo di ritorno e di durata di pioggia.

Tempo di ritorno (anni)	LSPP	
	a	n
2	24.080	0.291
5	30.679	0.280
30	41.647	0.269
50	44.659	0.267
100	48.722	0.264
200	52.771	0.262

Per le durate di precipitazione già studiate in questa relazione (0.5, 1, 3 e 6 ore), la LSPP attribuisce le seguenti altezze di pioggia (28).

Tabella 28: Calcolo per le principali durate temporali dell'altezza di precipitazione prevista per un dato tempo di ritorno (mediante l'equazione LSPP).

<i>T_p</i> (ore)	<i>h calcolata (mm)</i>					
	Tr=2anni	Tr=5anni	Tr=30anni	Tr=50anni	Tr=100anni	Tr=200anni
0.5	19.68	25.27	34.56	37.12	40.56	44.00
1	24.08	30.68	41.65	44.66	48.72	52.77
3	33.15	41.72	55.96	59.87	65.14	70.40
6	40.55	50.66	67.43	72.04	78.25	84.43

Conoscendo i parametri delle funzioni matematiche delle LSPP, è possibile vedere graficamente l'andamento di tali curve, creando un apposito grafico (33).

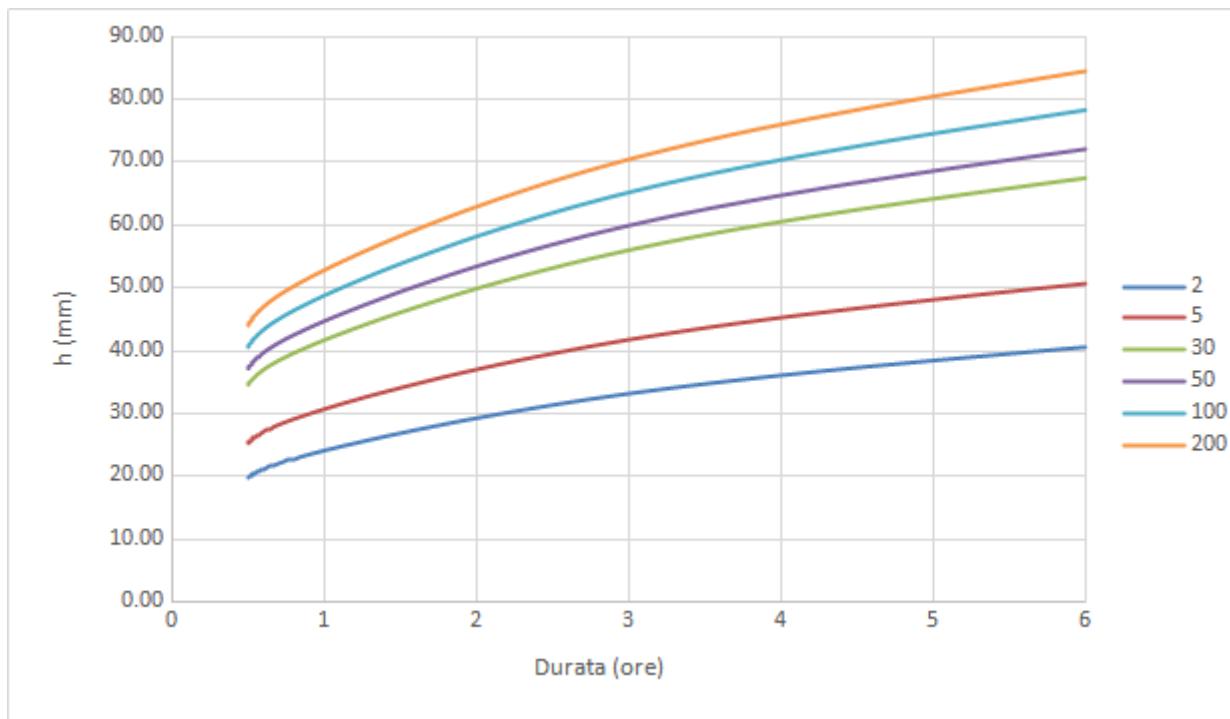


Figura 33: Grafico della LSPP per ogni tempo di ritorno studiato, in anni.

5 Calcolo delle portate di progetto (analisi dei deflussi di piena)

Al fine di conoscere la quantità di deflusso prevista alla sezione di chiusura, occorre prima ricavarsi dei parametri fisici del bacino.

5.1 Calcolo del tempo di corrivazione del bacino

Il tempo di corrivazione di un bacino è il tempo che impiega una particella d'acqua ad arrivare alla sezione di chiusura, partendo dal punto idraulicamente più distante da essa.

La conoscenza del tempo di corrivazione del bacino permette di prevedere il momento in cui avviene il picco di deflusso alla sezione di chiusura.

Esistono diverse metodologie per calcolare il tempo di corrivazione del bacino: metodo cinematico, metodo empirico di Giandotti, di Ferro,...

5.1.1 Metodo cinematico

Il metodo cinematico per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino implica lo studio del moto dell'acqua sia nel tratto di versante e sia nel tratto di reticolo idrografico.

$$T_c = T_v + T_r \quad (17)$$

Dove:

- T_c : tempo di corrivazione;
- T_v : tempo di versante;
- T_r : tempo di reticolo.

Sia per il calcolo del movimento dell'acqua nel reticolo e sia per quello nel versante, è necessario conoscere alcune quote altimetriche del bacino:

- h_0 (quota della sezione di chiusura): 1183 m s.l.m.;
- h_r (quota superiore del collettore principale): 1883 m s.l.m.;
- h_s (quota massima del bacino): 2084.3 m s.l.m.

Partendo dalla formula generale della velocità di un fluido:

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

e svolgendo alcune semplificazioni, è possibile ottenere le formule per il calcolo della velocità nel reticolo e nel versante:

$$V_R \approx (5 - 10) \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

$$V_v \approx (0.1 - 0.15)i_v^{\frac{1}{2}} \quad (20)$$

La formula del tempo di corriavazione (17) può essere implementata con (20) e (19):

$$T_c = \frac{L_R}{V_R} + \frac{L_V}{V_V} \approx \frac{L_R}{(5 - 10) \cdot i^{\frac{1}{2}}} + \frac{L_V}{(0.1 - 0.15)i_v^{\frac{1}{2}}} \quad (21)$$

Per il calcolo della velocità di reticolo dell'acqua nel bacino, è necessario imporre un valore di pendenza del retico; questo valore si ricava dal rapporto tra la differenza di quota del collettore principale (1883 m-1183 m) e la sua lunghezza (2401 m).

Svolgendo la formula ??, imponendo un coefficiente medio di 7.5, il risultato è 4.05 m/s.

Conoscendo la lunghezza del collettore principale, è possibile ricavare il tempo di corriavazione della componente del reticolo idrografico.

In modo analogo, il calcolo della velocità dell'acqua nel versante avviene conoscendo la pendenza del tratto di terreno, ovvero il rapporto tra la differenza di quota (2084.3 m-1883 m) e la sua distanza, ricavata dal GIS, di 445.16 m.

Applicando (20), con un coefficiente di 0.15, la velocità di versante risulta essere di 0.10 m/s. Anche in questo caso, il tempo di corriavazione nel versante è ricavabile invertendo la formula della velocità. I tempi di percorrenza dell'acqua sono:

T_v	T_r	
4413.28	592.90	sec
1.23	0.16	ore

Il tempo di corriavazione totale, ovvero la somma dei due parziali, risulta essere pari a 83.44 minuti (ovvero 1.39 ore).

5.1.2 Metodo empirico di Giandotti

Il metodo di Giandotti, per il calcolo del tempo di corriavazione del bacino, richiede l'applicazione della relativa formula:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m}} \quad (22)$$

Dove:

- T_c : è il tempo di corravazione, espresso in ore;
- A : è l'area del bacino, espressa in km^2 ;
- L : è lunghezza del collettore idraulico, estesa fino allo spartiacque, espressa in km;
- H_m : è l'altezza media del bacino, riferita alla sezione di chiusura ed espressa in m.

Per il bacino in esame:

- A : 2.01 km^2 ;
- L_c : 2.846 km ;
- H_m : 470.9 m .

La formula di Giandotti (22), con i parametri del bacino in esame, restituisce il tempo di corravazione di 34.4 minuti (0.573 ore).

Questa formula notoriamente restituisce valori di corravazione molto contenuti rispetto a quelli reali.

5.1.3 Metodo empirico di Ferro (I)

La formula necessaria da applicare per questo metodo è la seguente:

$$T_c = 0.022 \cdot \left(\frac{L_C}{i^{0.5}} \right)^{0.8} \quad (23)$$

Dove:

- T_c : viene espressa in minuti;
- L_C : viene espressa in metri;
- i : viene espressa m/m.

Nel caso del bacino in esame:

- A : 2.01 km^2 ;
- L_C : 2401 m ;
- i_r : 0.293 m/m .

La formula del metodo di Ferro (I) (23) restituisce il valore di 18.19 minuti.

Nel caso di bacini montani con collettore principale corto (qualche chilometro), e ripido, la formula tende a sottostimare il valore reale.

5.1.4 Metodo empirico di Ferro (II)

La formula di Ferro (II) richiede solamente la conoscenza dell'area del bacino:

$$T_c = 0.675 \cdot \sqrt{A} \quad (24)$$

Dove:

- T_c : viene espressa in ore;
- A : viene espressa in km^2 .

Nel caso del nostro bacino, come già riportato prima, l'area è pari a 2.01 km^2 .

La formula (24) restituisce un tempo di corravazione pari a 57.42 minuti (0.96 ore).

5.2 Comparazione dei metodi di corrivazione

Dopo aver applicato diversi metodi per il calcolo del tempo di corrivazione, risulta utile compararli.

Tabella 29: Comparazione dei diversi metodi di calcolo del tempo di corrivazione.

Metodo di calcolo	T_c in minuti	T_c in ore
Cinematico	83.44	1.39
Giandotti	34.356	0.573
Ferro (I)	18.19	0.30
Ferro (II)	57.42	0.96

A seconda del caso di studio o di lavoro in esame, ogni metodo di calcolo trova la propria migliore applicazione.

Ovviamente, conoscendo le distanze dei tratti (di reticolo e di versante) e le relative velocità dell'acqua in movimento, il metodo cinematico risulta quello che calcola nel modo più affidabile possibile il tempo di corrivazione del bacino. Lo stesso ragionamento può essere svolto considerando che tale metodo è l'unico fisicamente basato tra tutti quelli elencati. Per tali motivi, verrà utilizzato questo risultato per le successive valutazioni inerenti ai calcoli dei deflussi attesi. Nei casi in cui, per questioni di tempo o per mancanza di dati, il metodo cinematico non fosse utilizzabile, l'applicazione degli altri metodi per il calcolo del tempo di corrivazione dev'essere svolta considerando l'assunzione di inevitabili errori.

5.3 Determinazione del parametro idrologico CN

Al fine di descrivere la tendenza di un suolo a generare runoff o infiltrazione sottosuperficiale (a fronte di un evento pluviometrico), il dipartimento di agricoltura americano (USDA) ha idealizzato il metodo SCS-CN (*soil conservation service - curve number*).

In seguito ad analisi empiriche, ad ogni tipologia di suolo e soprassuolo sono associati precisi valori, in una scala che va da 0 a 100.

Maggiore è il valore attribuito all'area e maggiore è la tendenza che si crei deflusso superficiale. Viceversa, minore è il numero dell'indice e maggiore sarà la capacità del suolo ad infiltrare acqua. I valori CN sono generalmente tabellati, e rilasciati da vari enti pubblici (34).

La qualità litologica del suolo viene descritta secondo 4 gruppi (dalla A alla D), con capacità di infiltrazione dell'acqua sempre minore.

Land Use	Given Land Use ID	Hydrological Soil Class			
		A	B	C	D
Existing Land Use					
Fruit Farm	1	61	70	77	80
Rubber	2	64	73	88	90
Mangrove Swamp	3	77	80	83	86
Road & Railways	4	90	90	90	90
Cleared Land	5	70	80	85	87
Urban Land	6	83	90	93	96
Oil Palm	7	50	66	80	87
Various Plants	8	62	70	78	81
Mix Farming	9	67	72	81	86
Rangeland	10	66	77	88	94
Shrubland	11	55	66	80	87
Pasture	12	61	77	85	91
Future Land Use					
Commercial	1	89	92	94	95
Educational	2	57	72	81	86
Flood Plain	3	39	61	74	80
Green Area	4	39	61	74	80
Industrial	5	81	88	91	93
Residential	6	77	85	90	92

Figura 34: Valori tabellari del parametro idrologico CN.

Il parametro CN, oltre che essere dipendente dalla natura del suolo o dall'utilizzo del soprasuolo, viene influenzato anche dalle condizioni pluviometriche incidenti nei giorni precedenti del momento di studio.

Generalmente, tutti i valori tabellati, a meno che non venga specificato, si trovano in condizione AMC (*Antecedent Moisture Conditions*) numero II, ovvero in grado medio.

I parametri AMC vengono imposti considerando le seguenti condizioni:

Antecedent Moisture Condition (AMC)	Total 5 days antecedent rainfall (mm)	
	Dry season	Growing Season
I	<12.7	<35.6
II	12.7 – 27.9	35.6 – 53.3
III	> 27.9	> 53.3

Source: National Engineering Handbook (Mockus, 1964)

Figura 35: Condizioni idrologiche del suolo antecedenti l'evento di pioggia AMC (I), AMC (II) e AMC (III).

Le trasformazioni tra le diverse condizioni avvengono mediante le formule:

$$AMC(I) \rightarrow CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)} \quad (25)$$

$$AMC(III) \rightarrow CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)} \quad (26)$$

La condizione più favorevole, ovvero la AMC (III), è quella che genera il maggior deflusso, e che è quindi preferibile da utilizzare in sede di progetto.

Il limite di saturazione dell'acqua nel terreno (S), ovvero la massima quantità infiltrabile, viene ricavata dal parametro CN del suolo-soprassuolo, utilizzando la formula:

$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (27)$$

Il calcolo del CN di una qualsiasi area, avente questa caratteristiche eterogenee, avviene sommando il CN relativo di ogni area, mediante la seguente formula:

$$CN_{tot} = \frac{\sum CN_i \cdot A_i}{A_{tot}} \quad (28)$$

Nel caso di questa relazione, i valori di CN del bacino di studio sono stati ricavati dal file raster emesso dalla Provincia Autonoma di Trento, e disponibile al seguente link: <https://siat.provincia.tn.it/geonetwork/srv/ita/catalog.search#/home>.

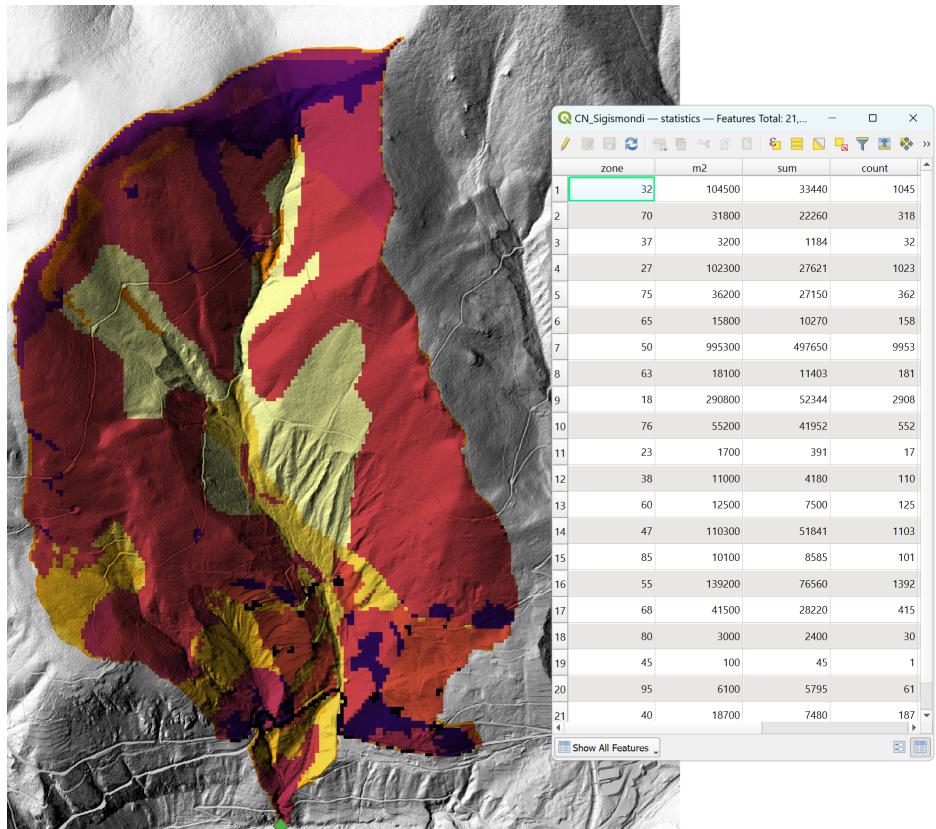


Figura 36: Attribuzione ad ogni cella del file raster del proprio parametro CN.

Ad ogni cella del file raster, di 10 metri di lato, sono state associate dei precisi valori di CN, a seconda del relativo suolo e soprassuolo. Successivamente, è stato calcolato il CN soppesato

per la relativa area; tali valori sono stati sommati ed infine rapportati con l'area totale del bacino.

Tabella 30: Aree del bacino con valori di CN uguali.

Valore CN	Rio Sigismondi Superficie (km^2)	$CN \cdot Ai$
18	0.29	5.2344
23	0.00	0.0391
27	0.10	2.7621
32	0.10	3.344
37	0.00	0.1184
38	0.01	0.418
40	0.02	0.748
45	0.00	0.0045
47	0.11	5.1841
50	1.00	49.765
55	0.14	7.656
60	0.01	0.75
63	0.02	1.1403
65	0.02	1.027
68	0.04	2.822
70	0.03	2.226
75	0.04	2.715
76	0.06	4.1952
80	0.00	0.24
85	0.01	0.8585
95	0.01	0.5795
Area del Bacino (km^2)		CN medio
2.00740		45.74

Essendo il CN (II) pari a 45,74, l'applicazione di (26) permette di ricavare il CN(III), che è pari a 65.98.

La quantità che porta il terreno a saturazione è calcolabile con (27), e con il coefficiente CN(III): in questo caso è pari a 130.98 mm.

Successivamente, avendo il valore dello storage S, è possibile calcolare la perdita iniziale di acqua (I_a), che varia da 0 a $0.2 \cdot S$; riguarda tutto il volume di pioggia intercettata dalla vegetazione, o dalle cavità nel terreno, che non si infiltrà e che non diventa deflusso. Al fine di creare una condizione cautelativa, si è scelto di applicare il coefficiente 0.05, in modo che la perdita iniziale diventi 6.55 mm.

5.4 Calcolo del coefficiente di deflusso del bacino

In modo similare al metodo precedente, il coefficiente di deflusso indica quanto del volume di pioggia diventa deflusso.

Al contrario del metodo CN, che considera la quantità d'acqua infiltrata, defluìta o persa inizialmente, questo coefficiente indica solamente il volume di runoff misurato alla sezione di chiusura del bacino.

Ad ogni combinazione di suolo e soprassuolo viene associato un valore, da 0 ad 1; maggiore è il numero e maggiore è la quantità di precipitazione che si trasforma in pioggia efficace (deflusso). Per esempio, le aree di territorio asfaltate (come per esempio strade) hanno un coefficiente di deflusso pari a 0.95, mentre i prati stabili ne hanno uno di 0.17.

Anche per questo metodo, è possibile calcolare il coefficiente di deflusso totale del bacino, avendo quelli delle singole aree, mediante la formula:

$$c_{tot} = \frac{\sum c \cdot A_i}{A_{tot}} \quad (29)$$

Come svolto in precedenza, è possibile conoscere i coefficienti di deflusso delle aree del bacino mediante il file raster reso disponibile dalla Provincia Autonoma di Trento, al seguente link: <https://siat.provincia.tn.it/geonetwork/srv/ita/catalog.search#/home>.

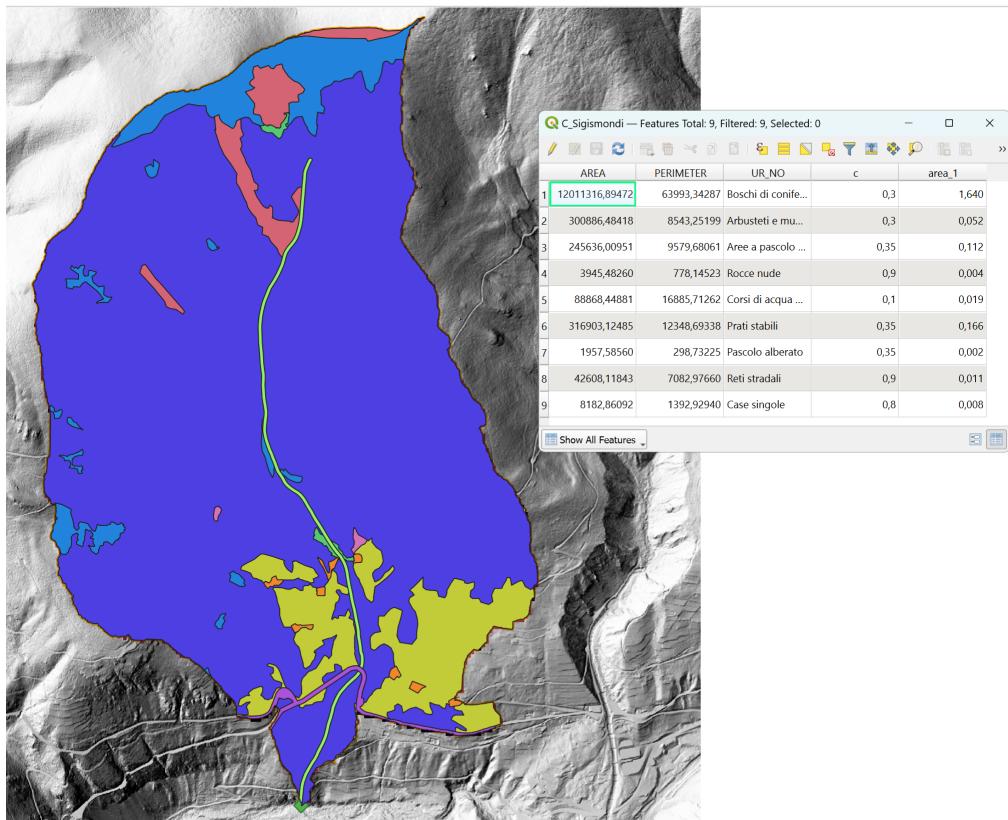


Figura 37: Attribuzione ad ogni cella del file raster del proprio coefficiente di deflusso.

Mediante il software Qgis è possibile estrarre i relativi valori:

Tabella 31: Aree del bacino con valori di coefficienti di deflusso uguali.

Rio Sigismondi				
Uso del suolo	Superficie (km ²)	Valore C	$C \cdot Ai$	
Boschi di conifere	1.64	0.3	0.492	
Arbusteti e mugheti	0.05	0.3	0.0156	
Aree a pascolo naturale e praterie di alta quota	0.11	0.35	0.0392	
Rocce nude	0.00	0.9	0.0036	
Corsi di acqua naturale	0.02	0.1	0.0019	
Prati stabili	0.17	0.35	0.0581	
Pascolo alberato	0.00	0.35	0.0007	
Reti stradali	0.01	0.9	0.0099	
Case singole	0.01	0.8	0.0064	
Area del Bacino (km ²)			C medio	
2.01400			0.31	

Come verrà ricordato anche successivamente, è generalmente preferito l'utilizzo del metodo SCS-CN, poiché non considera solamente il deflusso della pioggia arrivata al suolo, ma attribuisce valore anche a quella persa inizialmente o infiltrata.

5.5 Calcolo della pioggia efficace

Al fine di conoscere le quantità di pioggia che si trasformano in deflusso (pioggia efficace), che vengono intercettate o che vengono assorbite, viene applicata la formula

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (30)$$

che deriva dalle seguenti:

$$\frac{P_e}{P - I_a} = \frac{F_a}{S} \quad (31)$$

Relazione empirica che lega le diverse componenti dell'acqua meteorica in arrivo.

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (32)$$

Equazione di continuità.

Dovendo, per questa relazione, calcolare la pioggia efficace per diversi tempi di ritorno, è necessario tenere presente la tabella con i parametri della LSPP 27, e dei parametri per la funzione del calcolo della P_e :

Tabella 32: Parametri sull'utilizzo del suolo e del soprassuolo del bacino.

CN (II)	CN (III)	S (mm)	I_a (mm)
45.74	65.98	130.98	6.55

Volendo considerare la precipitazione critica, ovvero dove la durata di pioggia eguaglia il tempo di corrievazione del bacino, l'evento pluviometrico deve durare 1.39 ore, come calcolato precedentemente mediante il metodo cinematico.

Il calcolo della pioggia critica avviene mediante la sostituzione dei parametri calcolati della LSPP, nella formula $h = a \cdot t^n$.

Infine, la pioggia efficace critica $P_{e_{cr}}$ si ricava applicando (30).

Tabella 33: **Tabella contenente i parametri necessari al calcolo della pioggia efficace critica.**

Tr (anni)	T_c (ore)	P_{cr}	$P_{e_{cr}}$ (mm)
2	1.39	26.50	2.64
5	1.39	33.64	4.64
30	1.39	45.50	8.93
50	1.39	48.76	10.29
100	1.39	53.15	12.23
200	1.39	57.53	14.28

Ovviamente, all'aumentare del tempo di ritorno dell'evento, oltre a crescere l'altezza di pioggia, aumenta anche la quantità di acqua che diventa deflusso.

5.6 Calcolo della portata al colmo

Al fine di dimensionare correttamente una qualsiasi opera idraulica, è necessario conoscere il picco della portata di deflusso. In tal modo è possibile adattare qualsiasi struttura in modo che riesca a contenere la maggior portata di fluido in movimento, pur se interessa un arco di tempo piccolo. Esistono diversi metodi per calcolare il picco di portata, in questa relazione ne verranno utilizzati tre, in modo da analizzare le differenze di applicazione e lo scostamento dei risultati.

5.6.1 Metodo razionale

Questo metodo è affidabile per bacini di ridotta superficie (inferiore ai 2-3 km²), mentre è applicabile anche a bacini più grandi (fino a 50 km²).

Al fine di applicare questo metodo, è necessario imporre alcune ipotesi:

- la pioggia è di intensità costante e distribuita uniformemente sul bacino;
- la durata critica della precipitazione è pari al tempo di corrievazione T_c del bacino. Se, a parità di altezza, la durata di pioggia fosse maggiore al t_c , l'intensità di precipitazione sarebbe minore. Infine, se la durata di pioggia fosse minore al t_c , non tutto il bacino sarebbe contribuente al medesimo istante;
- l'idrogramma di piena è di forma triangolare isoscele e di durata pari a $2 \cdot T_c$

Considerando le ipotesi appena elencate, la dimostrazione del metodo razionale può avvenire utilizzando la geometria.

Considerando che il volume efficace d'acqua affluito equivale al volume defluito, risulta vera l'uguaglianza che $P_e \cdot A = \text{area dell'idrogramma di piena}$. Quest'ultima può anche essere vista come l'area di un triangolo, con base pari a $2T_c$ ed altezza pari al deflusso di picco: $V = \frac{2 \cdot T_c \cdot Q_t}{2} \rightarrow T_c \cdot Q_t$.

Unendo le formule, risulta che $Q_t \cdot T_c = P_e \cdot A$ ed infine $Q_t \frac{P_e \cdot A}{T_c}$.

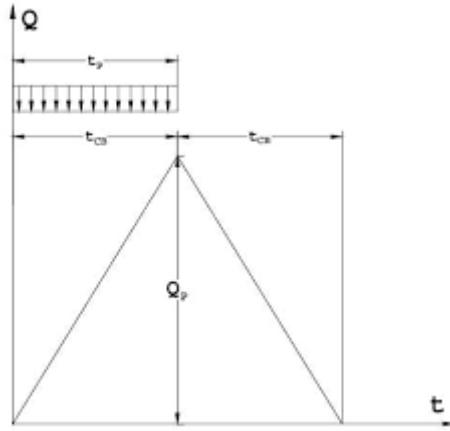


Figura 38: Rappresentazione minimale del metodo razionale per il calcolo del deflusso alla sezione di chiusura.

Nel caso in cui si utilizzassero le seguenti unità di misura:

- $Q_t = \text{m}^3/\text{s}$;
- $T_c = \text{ore}$;
- $P_e = \text{mm}$;
- $A = \text{km}^2$;

è possibile trasformare la formula del picco in:

$$Q_t = \frac{P_e \cdot A}{3.6 \cdot T_c} + Q_{base} \quad (33)$$

Generalmente, la portata di base Q_{base} viene considerata pari al 10% della portata di picco.

5.6.2 Metodo razionale utilizzando il CN

Il calcolo della portata di picco di deflusso, utilizzando il metodo razionale ed il valore CN medio, avviene applicando la formula del calcolo di picco (33) ai valori di pioggia efficace 33.

Tabella 34: Risultati delle portate di picco, di base e totali per diversi tempi di ritorno.

	$Q_t [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{base} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_t + Q_{base} [\text{m}^3/\text{s}]$
Q2	1.06	0.11	1.17
Q5	1.87	0.19	2.05
Q30	3.59	0.36	3.95
Q50	4.13	0.41	4.55
Q100	4.91	0.49	5.40
Q200	5.74	0.57	6.31

Al fine di vedere graficamente come varia la portata alla sezione di chiusura, è necessario suddividere il deflusso per i tre istanti di maggior interesse, ovvero all'inizio e fine (ovvero portata di base) ed a metà evento (ovvero al picco). Per fare ciò, si crea una tabella che suddivide gli istanti, da cui è possibile creare un grafico a linee.

Tabella 35: Portate di deflusso alla sezione di chiusura, a seconda dell'attimo considerato.

tempo	Qt+Qbase [m ³ /s]					
	Tr=2anni	Tr=5anni	Tr=30anni	Tr=50anni	Tr=100anni	Tr=200anni
0	0.11	0.19	0.36	0.41	0.49	0.57
1.39	1.17	2.05	3.95	4.55	5.40	6.31
2.78	0.11	0.19	0.36	0.41	0.49	0.57

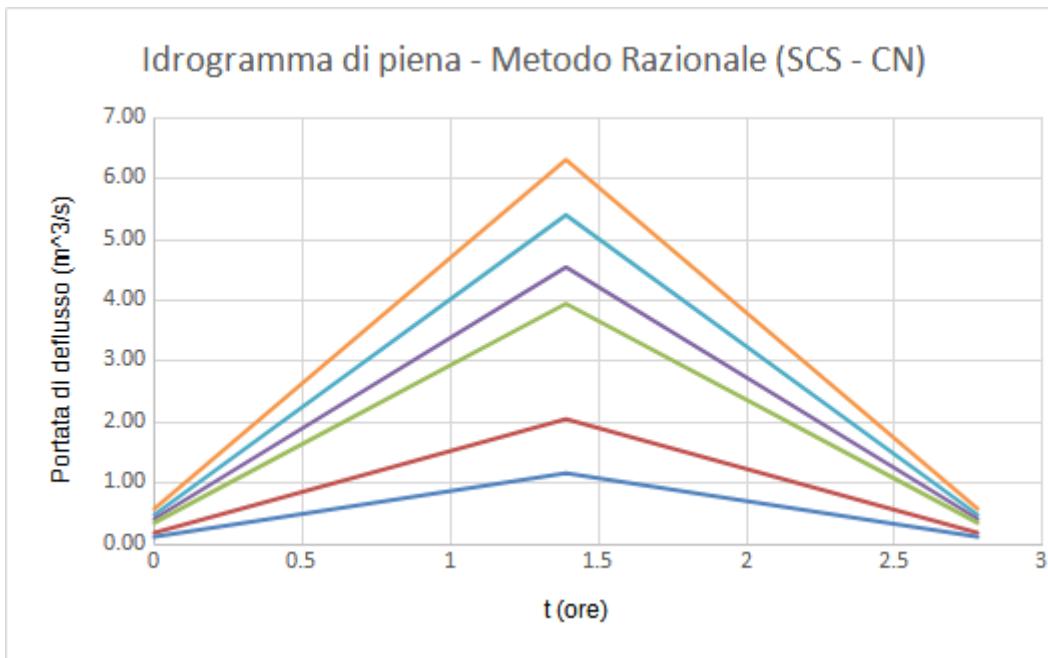


Figura 39: Rappresentazione grafica dell'idrogramma di piena di deflusso, mediante il metodo razionale ed attraverso SCS-CN.

5.6.3 Metodo razionale utilizzando il coefficiente di deflusso

In modo analogo al precedente procedimento, in questo paragrafo si andrà a calcolare il picco di deflusso del bacino, andando però a considerare il coefficiente di deflusso (e non il parametro CN).

Avendo già riportato i passaggi precedentemente, verranno solamente riportati i valori intermedi ed i risultati finali.

Tabella 36: Calcolo della pioggia efficace, mediante l'utilizzo del coefficiente di deflusso, calcolato in precedenza

Tr (anni)	Tc (ore)	P cr	Pe cr (mm)
2	1.39	26.50	2.64
5	1.39	33.64	4.64
30	1.39	45.50	8.93
50	1.39	48.76	10.29
100	1.39	53.15	12.23
200	1.39	57.53	14.28

Tabella 37: Risultati delle portate di picco, di base e totali per diversi tempi di ritorno.

	Qt [m ³ /s]	Qbase [m ³ /s]	Qt+Qbase [m ³ /s]
Q2	1.06	0.11	1.17
Q5	1.87	0.19	2.05
Q30	3.59	0.36	3.95
Q50	4.13	0.41	4.55
Q100	4.91	0.49	5.40
Q200	5.74	0.57	6.31

Tabella 38: Portate di deflusso alla sezione di chiusura, a seconda dell'attimo considerato.

tempo	Qt+Qbase [m ³ /s]					
	Tr=2anni	Tr=5anni	Tr=30anni	Tr=50anni	Tr=100anni	Tr=200anni
0	0.11	0.19	0.36	0.41	0.49	0.57
1.39	1.17	2.05	3.95	4.55	5.40	6.31
2.78	0.11	0.19	0.36	0.41	0.49	0.57

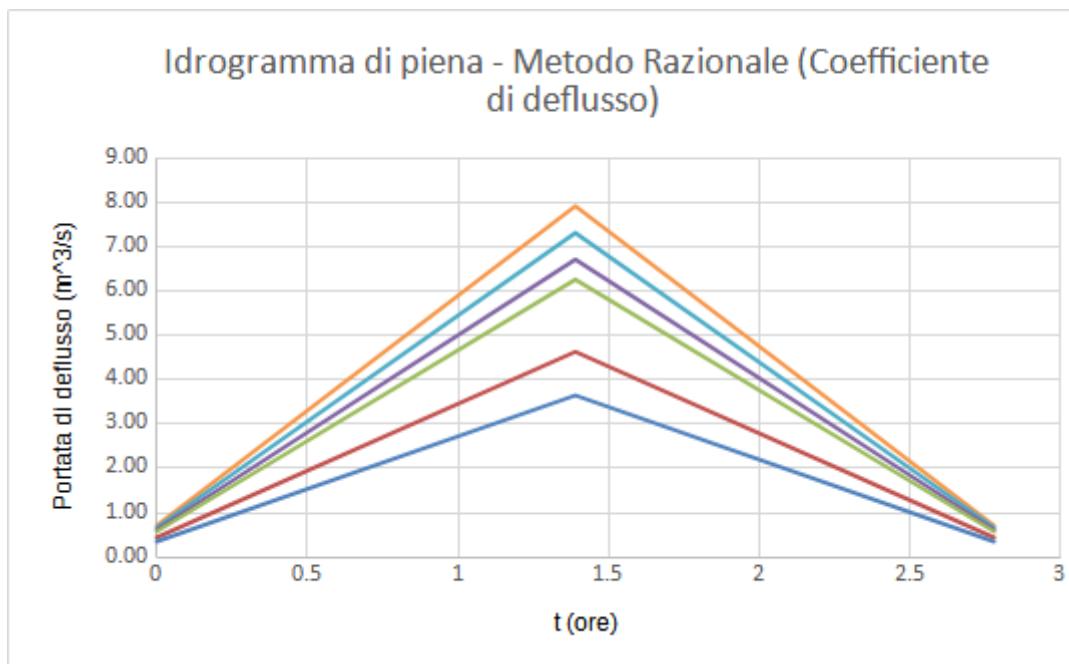


Figura 40: Rappresentazione grafica dell'idrogramma di piena di deflusso, mediante il metodo razionale ed attraverso il coefficiente di deflusso.

5.6.4 Confronto tra il metodo razionale mediante SCS-CN ed il coeff. di deflusso

Com'è possibile notare negli idrogrammi precedenti, e nell'immagine successiva, il metodo razionale calcolato mediante il coefficiente tende a generare una curva di deflusso maggiore rispetto a quella che utilizza il CN.

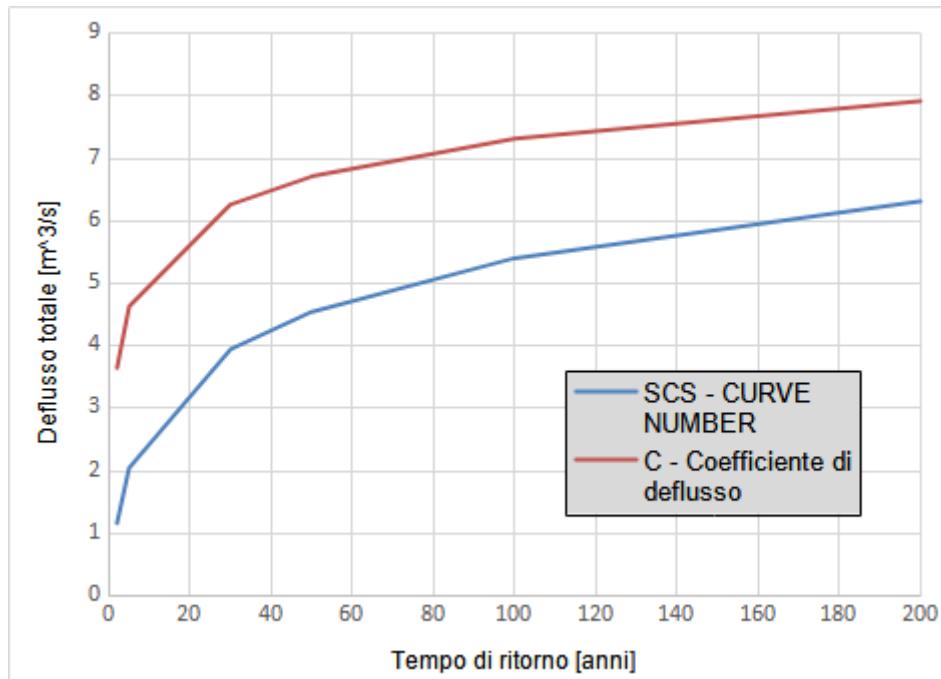


Figura 41: Andamenti delle portate uscenti, secondo il metodo SCS-CN e secondo il coefficiente di deflusso.

In entrambi i casi, all'aumentare del tempo di ritorno dell'evento, il deflusso aumenta in maniera meno che proporzionale.

5.6.5 Metodo empirico - Forti (II)

Per il campo di applicazione interno al territorio italiano, in letteratura scientifica sono disponibili alcune formule empiriche per il calcolo della portata unitaria di picco del bacino (q). Per il solo fine di esempio, si è deciso di applicare la formula di Forti (II):

$$q = 2.35 \cdot \frac{500}{A + 125} + 0.5 \quad (34)$$

Questo metodo prevede che l'evento pluviometrico che genera il deflusso abbia apportato al suolo un'altezza di precipitazione di 200-250 mm, per la durata di 24 ore.

Essendo che la superficie del bacino in analisi è di 2.01 km^2 , l'applicazione della precedente formula restituisce un valore di portata unitaria pari a $9.75 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{km}^2}$; di conseguenza, la portata di picco Q del bacino è pari a $19.60 \text{ m}^3/\text{s}$.

Confrontando tale valore con quelli precedenti, ne risulta che quello calcolato con il metodo empirico tende a sovrastimare eccessivamente l'evento idraulico uscente dal bacino.

5.7 Studio del deflusso con tempo di pioggia superiore a quello di corriavazione (metodo razionale)

E' raro che la durata dell'evento di pioggia sia uguale al tempo di corriavazione del bacino; generalmente, la durata di pioggia è ben superiore al tempo di risposta totale del bacino. Questa condizione comporta due fenomeni: un minore picco di deflusso, ma un maggior volume di acqua uscente dalla sezione di chiusura. Per valutare come si comporta il bacino in risposta a precipitazioni di durata superiori a quella di corriavazione, sono stati ripetuti i calcoli del metodo razionale, a seconda del tempo di ritorno e del tempo di pioggia.

Per valori sempre maggiori della durata di pioggia, sono stati ripetuti i calcoli inerenti alla pioggia efficace, alla portata di picco ed al volume totale.

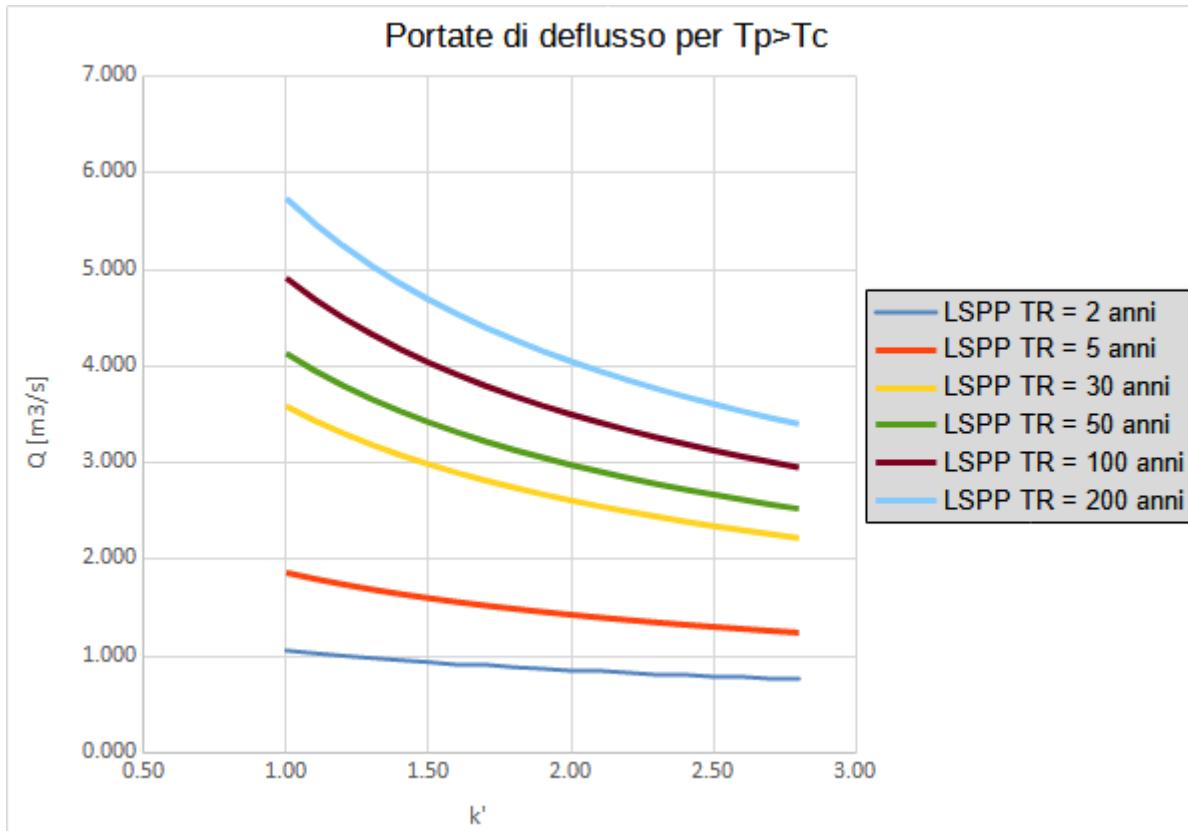


Figura 42: Andamento del deflusso per ogni tempo di ritorno.

Il valore k' indica il moltiplicatore che fa aumentare il tempo di pioggia in relazione al tempo di corriavazione.

Per tempi di ritorno relativamente bassi, la riduzione del picco della portata di deflusso è più attenuata rispetto a quella che si noterebbe per tempi di ritorno superiori.

5.8 Metodo cinematico

Al fine di compensare le limitazioni dovute al metodo razionale classico (intensità di pioggia costante e non considerazione della morfologia del bacino), è stato proposto il “metodo cinematico”.

Questo procedimento si basa sull’ipotesi che ai punti del bacino con la stessa quota (isoipse) corrispondono gli stessi tempi di contribuzione alla sezione di chiusura. In questo modo, si considerano le isoipse coincidenti con le linee isocorriive del bacino.

Quindi, secondo il prof. Michele Viparelli (1963), le curve ipsografiche possono essere utilizzate per valutare l’incremento nel tempo dell’area contribuente di deflusso alla sezione di chiusura. Considerando la curva ipsometrica di un bacino idrografico, come per esempio ??, è possibile quantificare qual è l’area contribuente di quota superiore a qualsiasi punto scelto.

Ne deriva che la formula generale per questo metodo di analisi di deflusso è:

$$\frac{t}{T_c} = \frac{h - h_0}{h_{max} - h_0} \quad (35)$$

Dove:

- t è il tempo generico di contribuzione di una fascia di bacino;
- T_c è il tempo di corrivazione del bacino;
- h è l'altezza di quota generica;
- h_0 è la quota della sezione di chiusura;
- h_{max} è la quota massima del bacino;
- $h - h_0$ è il dislivello relativo;
- $h_{max} - h_0$ è il dislivello massimo;

Da questa formula, conoscendo la quota di un qualsiasi punto, è possibile ricavare il tempo di contribuzione alla sezione di chiusura.

Invertendo gli assi della curva ipsografica è possibile ricavare altre due importanti formule:

$$h \rightarrow t = T_c \cdot \frac{h - h_0}{h_{max} - h_0} \quad (36)$$

Ad ogni quota h corrisponde un tempo di contribuzione t .

$$A(h) \rightarrow A_{TOTALE} - A(h) = A(t) \quad (37)$$

Area contribuente alla quota h e dopo un tempo t dall'inizio della precipitazione.

Conoscendo come le aree del bacino contribuiscono al trasporto di deflusso fino alla sezione di chiusura, è possibile creare due grafici in funzione al tempo trascorso, rispettivamente con le aree incrementali e con le aree cumulate.

Associando ad ogni area drenata anche l'altezza di pioggia efficace che si crea, è possibile ricavare la portata di deflusso prodotta per ogni sub-area e nella totalità del bacino.

Infatti, è probabile che i contributi di deflusso alla sezione di chiusura provengono da precipitazioni con intensità di pioggia differenti.

Mediante questo metodo di calcolo, è possibile considerare l'evento di precipitazione con intensità j costante nel tempo oppure continua variazione.

Nel caso in cui l'intensità di pioggia fosse variabile, è possibile scegliere come suddividere nel tempo gli afflussi di precipitazione, in modo da rendere più cautelativa la simulazione alla sezione di chiusura.

Ci sono due possibilità su come suddividere l'evento variabile nel tempo:

- a blocchi alterni: la fase temporale di precipitazione più intensa viene posta centralmente nello ietogramma, e successivamente vengono posti in modo alternato e decrescente (alla destra e sinistra) i successivi momenti di pioggia;
- a blocchi crescenti: lo ietogramma viene creato ponendo in ordine crescente le fasi di intensità di pioggia. In questo modo, contemporaneamente all'aumento della saturazione del terreno, aumenta anche l'intensità di precipitazione. Risulta essere il metodo più gravoso di stima per il sistema.

Mediante l'utilizzo di questo metodo, si assume che:

- il contributo idrologico di ogni sub-area contribuente viene semplicemente trasferito alla sezione di chiusura, senza interferire con le altre aree attraversate;
- ogni volume di pioggia efficace al suolo segue sempre lo stesso percorso fino alla sezione di chiusura, senza subire interferenze;
- le posizioni delle linee isocorrive (isoipse) sono costanti durante l'evento pluviometrico;
- la portata totale alla sezione di chiusura del bacino si ottiene dalla somma degli effetti delle portate prodotte dalle sub-aree, che arrivano allo stesso attimo alla sezione di chiusura.

5.8.1 Calcolo delle aree contribuenti

Al fine di svolgere i calcoli di stima del deflusso alla sezione di chiusura (qualsiasi sia la tipologia di metodo cinematico), occorre conoscere le aree contribuenti del bacino, mediante la curva ipsometrica.

Infatti, conoscendo la superficie contribuente cumulata e la quota inferiore di ogni area (ovvero l'isoipsa minore), tramite (36) e (37) è possibile calcolare il tempo di corivazione corrispondente a qualsiasi quota e l'area contribuente dopo un certo tempo di precipitazione.

Tabella 39: **Tempi di contribuzione per ogni area contribuente del bacino idrografico ed area contribuente relativa alla quota altimetrica.**

Aree cum. [km ²]	Quota inf. isocorr. [m s.l.m.]	T contrib. (min)	Area contrib. A(t) [km ²]
0.00	2050	83.00	2.01
0.02	2000	78.21	1.99
0.10	1950	73.43	1.91
0.22	1900	68.64	1.79
0.33	1850	63.85	1.68
0.48	1800	59.07	1.53
0.63	1750	54.28	1.37
0.79	1700	49.49	1.21
0.97	1650	44.71	1.04
1.15	1600	39.92	0.86
1.35	1550	35.13	0.66
1.51	1500	30.35	0.50
1.67	1450	25.56	0.34
1.81	1400	20.77	0.20
1.92	1350	15.99	0.09
1.98	1300	11.20	0.03
2.00	1250	6.41	0.01
2.01	1200	1.63	0.00
2.01	1183	0.00	0.00

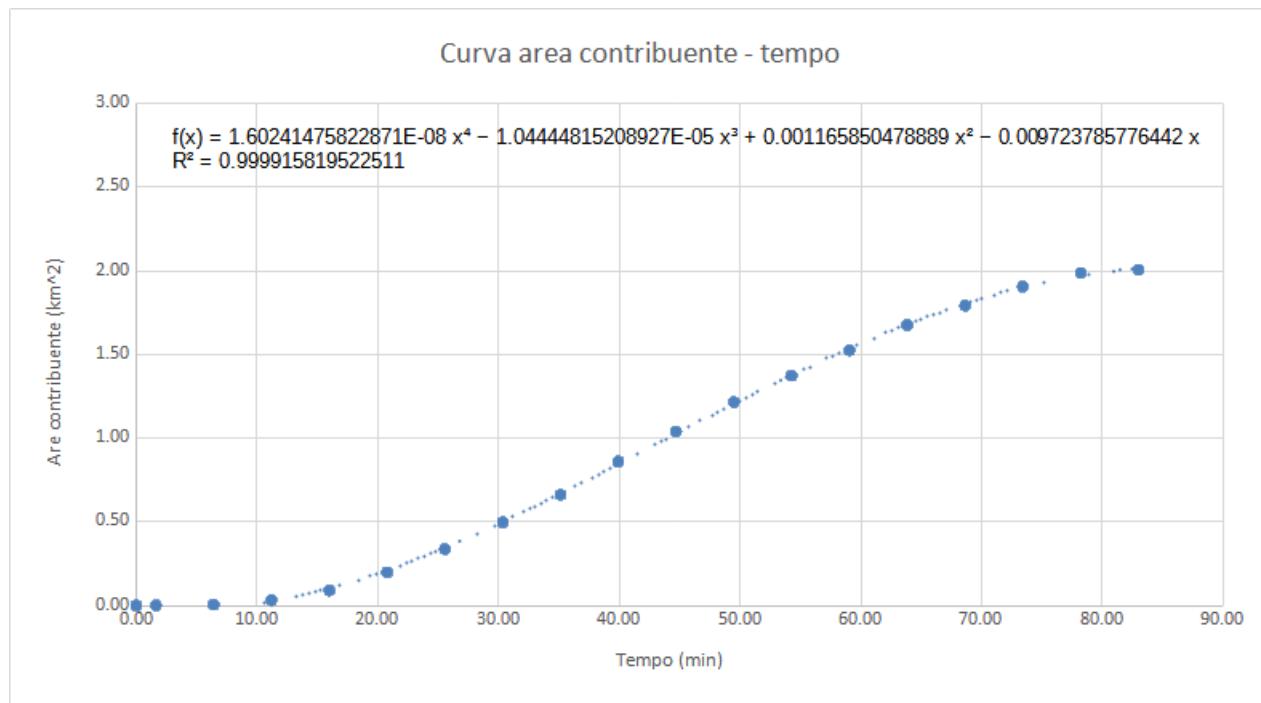


Figura 43: Curva di interpolazione tra il tempo di contribuzione e l'area contribuente del bacino.

Successivamente ad aver riportato in un grafico i risultati dei calcoli svolti, è necessario ricavare la curva che interpola nel modo migliore i singoli punti: nel nostro caso risulta essere una funzione di potenza con esponente quattro.

Utilizzando la funzione che il programma di calcolo restituisce, è necessario calcolare l'area contribuente del bacino in funzione del tempo di precipitazione e l'area incrementale totale.

Tabella 40: Risultati numerici delle aree contribuenti cumulate ed incrementali, in funzione del tempo di precipitazione.

t (min)	A contrib. (t) [km^2]	A contrib. increm. [km^2]
0	0.00	0.000
10	0.01	0.009
20	0.19	0.182
30	0.49	0.298
40	0.85	0.361
50	1.22	0.374
60	1.57	0.343
70	1.84	0.270
80	2.01	0.174

Da questa tabella è possibile ricavare il relativo grafico.

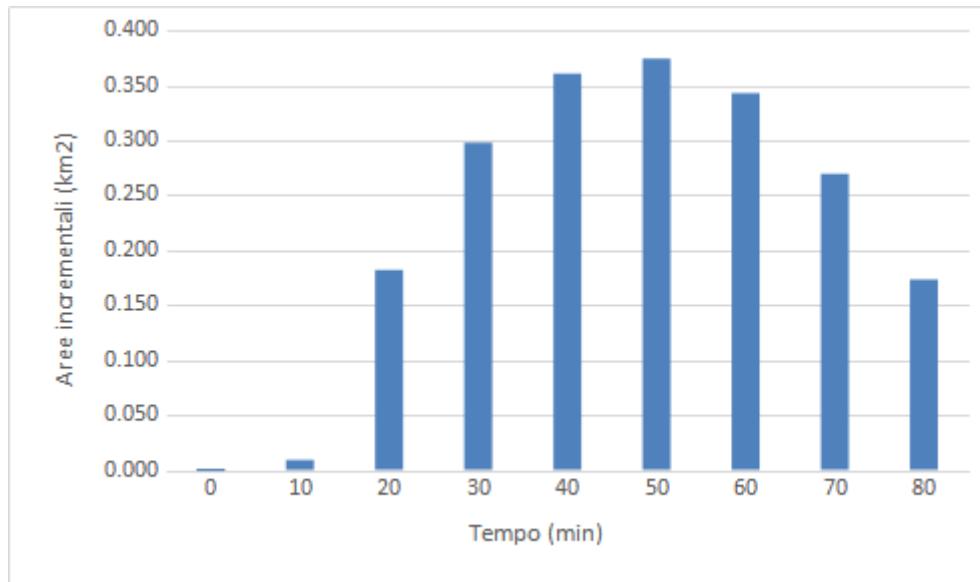


Figura 44: Grafico contenente le aree incrementali in funzione del tempo di precipitazione.

5.8.2 Metodo cinematico con intensità di precipitazione costante

Come anticipato precedentemente, mediante questo metodo si considera la precipitazione costante nel tempo, perciò con intensità sempre uguale.

Svolgendo i relativi procedimenti nel programma di calcolo, i risultati inerenti alla precipitazione sono i seguenti.

Tabella 41: Risultati numerici di precipitazione del metodo cinematico con intensità di precipitazione costante, con tempo di ritorno pari a 200 anni.

t (min)	t (ore)	P = h (mm)	ΔP_{cost} (mm)	P cum (mm)	Pe cum (mm)	ΔPe_{cost} (mm)
0	0.000	0.00	0	0.00	0.000	0.00
10	0.167	32.98	7.11	7.11	0.002	0.002
20	0.333	39.56	7.11	14.23	0.425	0.423
30	0.500	44.00	7.11	21.34	1.501	1.076
40	0.667	47.45	7.11	28.45	3.138	1.637
50	0.833	50.31	7.11	35.57	5.263	2.124
60	1.000	52.77	7.11	42.68	7.812	2.549
70	1.167	54.95	7.11	49.79	10.734	2.922
80	1.333	56.91	7.11	56.91	13.984	3.251

La precipitazione P è stata calcolata mediante la LSPP ricavata precedentemente.

L'intensità di pioggia ΔP , essendo costante, si calcola mediante il rapporto tra l'altezza di pioggia totale ed il numero di fasi temporali imposte.

La pioggia cumulata viene ricavata come l'altezza totale di pioggia caduta al suolo per ogni attimo, con intensità costante.

Mediante la formula 30 si calcola l'altezza di pioggia efficace cumulata e successivamente anche la quantità di deflusso incrementale.

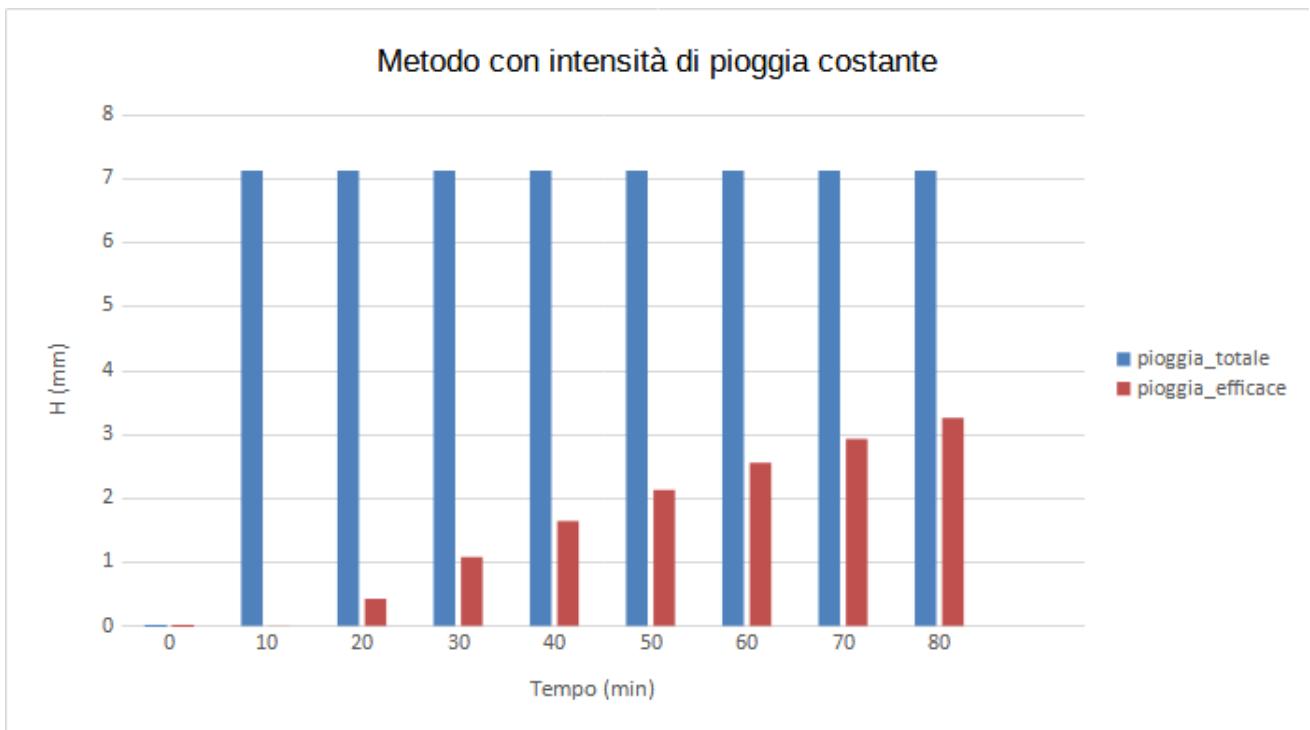


Figura 45: Pioggia cumulata ed efficace di un evento pluviometrico di intensità costante e tempo di ritorno di 200 anni.

La procedura di stima dell'evento di piena continua andando a valutare i singoli contributi alla sezione di chiusura per ogni singola sotto-area.

Tabella 42: Contributi di deflusso specifici per ogni sub-area del bacino, per un evento di pioggia con intensità di precipitazione costante e tempo di ritorno pari a 200 anni.

Intervallo temporale (min)		10	20	30	40	50	60	70	80
	tempo (N)	Pe1	Pe2	Pe3	Pe4	Pe5	Pe6	Pe7	Pe8
Aree incrementali	0								
A1	0.009	1	0.000						
A2	0.182	2	0.000	0.004					
A3	0.298	3	0.001	0.077	0.010				
A4	0.361	4	0.001	0.126	0.196	0.015			
A5	0.374	5	0.001	0.152	0.320	0.298	0.019		
A6	0.343	6	0.001	0.158	0.388	0.488	0.386	0.023	
A7	0.270	7	0.001	0.145	0.403	0.591	0.633	0.464	0.027
A8	0.174	8	0.000	0.114	0.369	0.613	0.766	0.759	0.531
			0.073	0.290	0.561	0.795	0.920	0.870	0.591
				0.187	0.442	0.728	0.954	1.054	0.968
					0.284	0.573	0.874	1.094	1.173
						0.369	0.687	1.002	1.217
							0.442	0.788	1.114
								0.507	0.877
									0.564

Infine, il calcolo del deflusso totale termina con la somma degli effetti di tutti i deflussi delle sub-aree del bacino, comprendendo anche la portata di base del canale (pari ad un decimo del colmo).

Tabella 43: Deflussi totali alla sezione di chiusura, per un evento di precipitazione con intensità costante e tempo di ritorno pari a 200 anni, in funzione del tempo.

Tempo (minuti)	$Q(t)$ m^3/s	$Q(t) + Q_b$ m^3/s	V m^3
0.00	0.00	0.72	433.31
10.00	0.00	0.72	433.33
20.00	0.01	0.73	437.59
30.00	0.15	0.87	520.68
40.00	0.56	1.28	770.58
50.00	1.32	2.04	1224.15
60.00	2.41	3.13	1877.62
70.00	3.77	4.49	2695.14
80.00	5.30	6.03	3616.02
90.00	6.84	7.56	4534.48
100.00	7.22	7.94	4766.41
110.00	6.66	7.38	4430.92
120.00	5.46	6.18	3708.31
130.00	3.91	4.63	2778.12
140.00	2.31	3.03	1817.12
150.00	0.94	1.66	997.49
160.00	0.00	0.72	433.31
170.00	0.00	0.72	433.31
Volume tot			35907.91 m^3

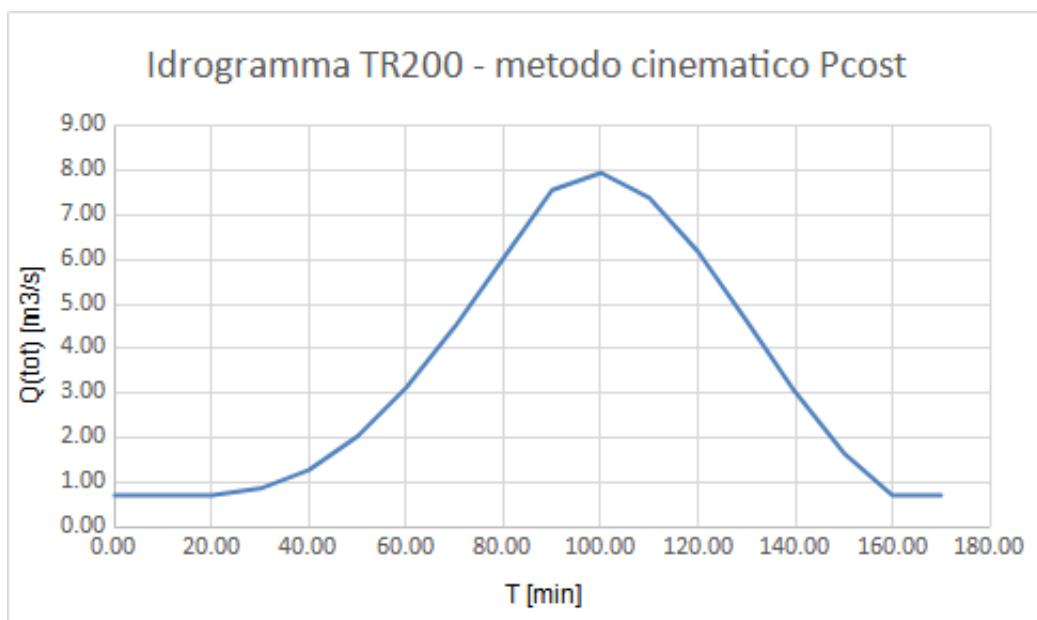


Figura 46: Idrogramma di piena del bacino di studio, con un evento pluviometrico di intensità costante.

5.8.3 Metodo cinematico con intensità di precipitazione a blocchi alterni - Ietogramma Chicago

Al contrario del metodo precedente, in questo caso lo ietogramma di precipitazione viene modificato, in modo da aumentare la quantità di pioggia efficace.

Tale tipologia di ietogramma viene anche definito “Chicago”, poiché è stato utilizzato in passato per dimensionare le fognature della medesima città.

Essendo il procedimento simile a quello precedente, verranno riportati solamente i dati, con eventuali spiegazioni specifiche.

Tabella 44: Risultati numerici di precipitazione del metodo cinematico, con intensità pluviometrica a blocchi alterni e tempo di ritorno pari a 200 anni. Ovviamente, i valori di precipitazione hanno come unità di misura i *mm*.

t (ore)	P = h	ΔP	$\Delta P_{b. alt.}$	Pb.alt.cum.	$P_e b. alt. cum.$	$\Delta P_e b. alt.$
0.000	0.00	0	0.00	0.00	0.000	0.000
0.167	32.98	32.98	2.18	2.18	0.000	0.000
0.333	39.56	6.58	2.86	5.04	0.000	0.000
0.500	44.00	4.44	4.44	9.48	0.064	0.064
0.667	47.45	3.45	32.98	42.46	7.726	7.662
0.833	50.31	2.86	6.58	49.04	10.406	2.679
1.000	52.77	2.46	3.45	52.48	11.926	1.521
1.167	54.95	2.18	2.46	54.95	13.059	1.132
1.333	56.91	1.96	1.96	56.91	13.984	0.926

Al contrario del metodo precedente, in questo tabella i valori di differenza di precipitazione ($\Delta P_{b. alt.}$), in base al tempo, sono stati introdotti mediante il criterio dei metodi alterni.

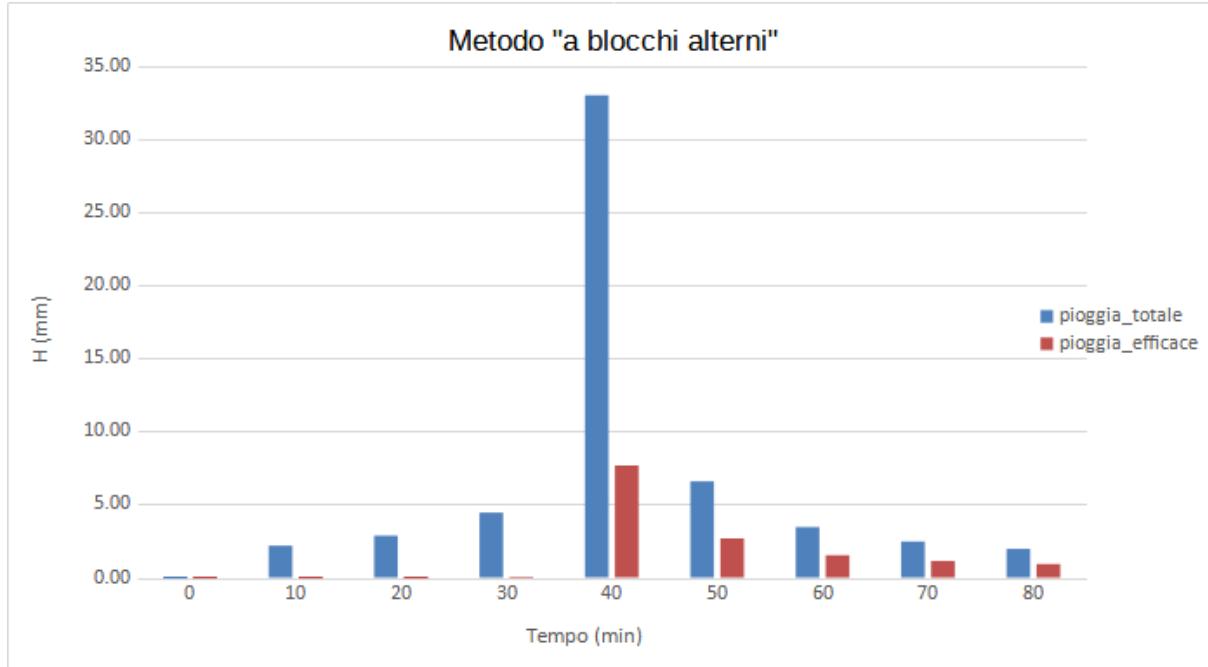


Figura 47: Pioggia cumulata ed efficace dell’evento pluviometrico con intensità a blocchi alterni e tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tabella 45: Contributi di deflusso specifici per ogni sub-area del bacino, per un evento di precipitazione con intensità a blocchi alterni e tempo di ritorno di 200 anni.

Int. temp. (min)		10	20	30	40	50	60	70	80
	tempo (N)	Pe1 0.000	Pe2 0.000	Pe3 0.064	Pe4 7.662	Pe5 2.679	Pe6 1.521	Pe7 1.132	Pe8 0.926
Aree incremen.	0								
A1	0.009	1	0.0						
A2	0.182	2	0.0	0					
A3	0.298	3	0.0	0	0.001				
A4	0.361	4	0.0	0	0.012	0.070			
A5	0.374	5	0.0	0	0.019	1.394	0.024		
A6	0.343	6	0.0	0	0.023	2.282	0.487	0.014	
A7	0.270	7	0.0	0	0.024	2.764	0.798	0.277	0.010
A8	0.174	8	0.0	0	0.022	2.869	0.966	0.453	0.206
			0	0.017	2.627	1.003	0.549	0.337	0.168
				0.011	2.067	0.918	0.569	0.408	0.276
					1.330	0.723	0.521	0.424	0.334
						0.465	0.410	0.388	0.347
							0.264	0.305	0.317
								0.196	0.250
									0.161

Tabella 46: Deflussi totali alla sezione di chiusura, per un evento di precipitazione con intensità a blocchi alterni e tempo di ritorno pari a 200 anni, in funzione del tempo.

tempo (minuti)	Q(t) m ³ /s	Q(t) + Q _b m ³ /s	V m ³
0.00	0.00	0.78	470.13
10.00	0.00	0.78	470.13
20.00	0.00	0.78	470.13
30.00	0.00	0.78	470.71
40.00	0.14	0.92	551.35
50.00	2.40	3.18	1907.20
60.00	4.68	5.46	3276.32
70.00	6.45	7.24	4342.85
80.00	7.54	8.32	4994.81
90.00	7.84	8.62	5171.47
100.00	7.08	7.87	4719.76
110.00	5.55	6.34	3801.76
120.00	2.68	3.47	2080.00
130.00	1.48	2.26	1356.75
140.00	0.74	1.53	916.28
150.00	0.27	1.05	630.79
160.00	0.00	0.78	470.13
170.00	0.00	0.78	470.13
	Volume tot	36570.73 m ³	

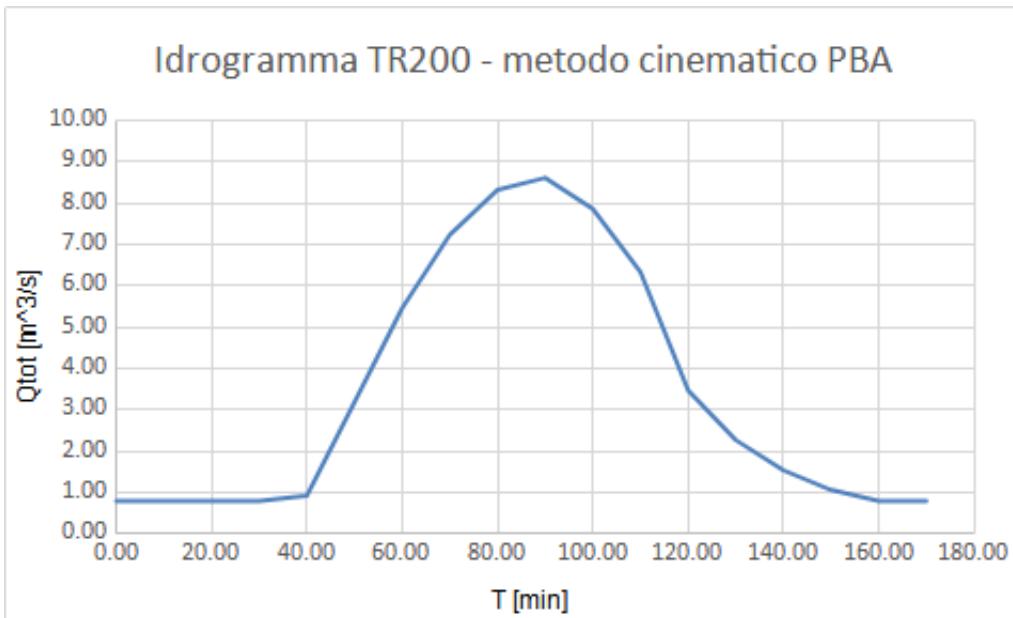


Figura 48: Idrogramma di piena del bacino di studio, con un evento pluviometrico di intensità a blocchi alterni e tempo di ritorno pari a 200 anni.

5.8.4 Metodo cinematico con intensità di precipitazione crescente

In questo metodo, lo ietogramma di precipitazione viene creato andando a porre i blocchi in ordine di evento.

Essendo i procedimenti uguali ai due casi precedenti, verranno riportati solamente i risultati numerici e grafici.

Tabella 47: Risultati numerici di precipitazione del metodo cinematico, con intensità di precipitazione crescente e tempo di ritorno pari a 200 anni. Ovviamente, i valori di precipitazione hanno come unità di misura i *mm*.

t (ore)	P = h	ΔP	$\Delta P_{b.c.}$	P.b.c.	$P_e b.c. cum.$	$\Delta P_{e.b.c.}$
0.000	0.00	0	0.00	0.00	0.000	0.000
0.167	32.98	32.98	1.96	1.96	0.000	0.000
0.333	39.56	6.58	2.18	4.14	0.000	0.000
0.500	44.00	4.44	2.46	6.60	0.00002	0.00002
0.667	47.45	3.45	2.86	9.46	0.063	0.063
0.833	50.31	2.86	3.45	12.91	0.295	0.231
1.000	52.77	2.46	4.44	17.35	0.823	0.528
1.167	54.95	2.18	6.58	23.93	2.035	1.213
1.333	56.91	1.96	32.98	56.91	13.984	11.949

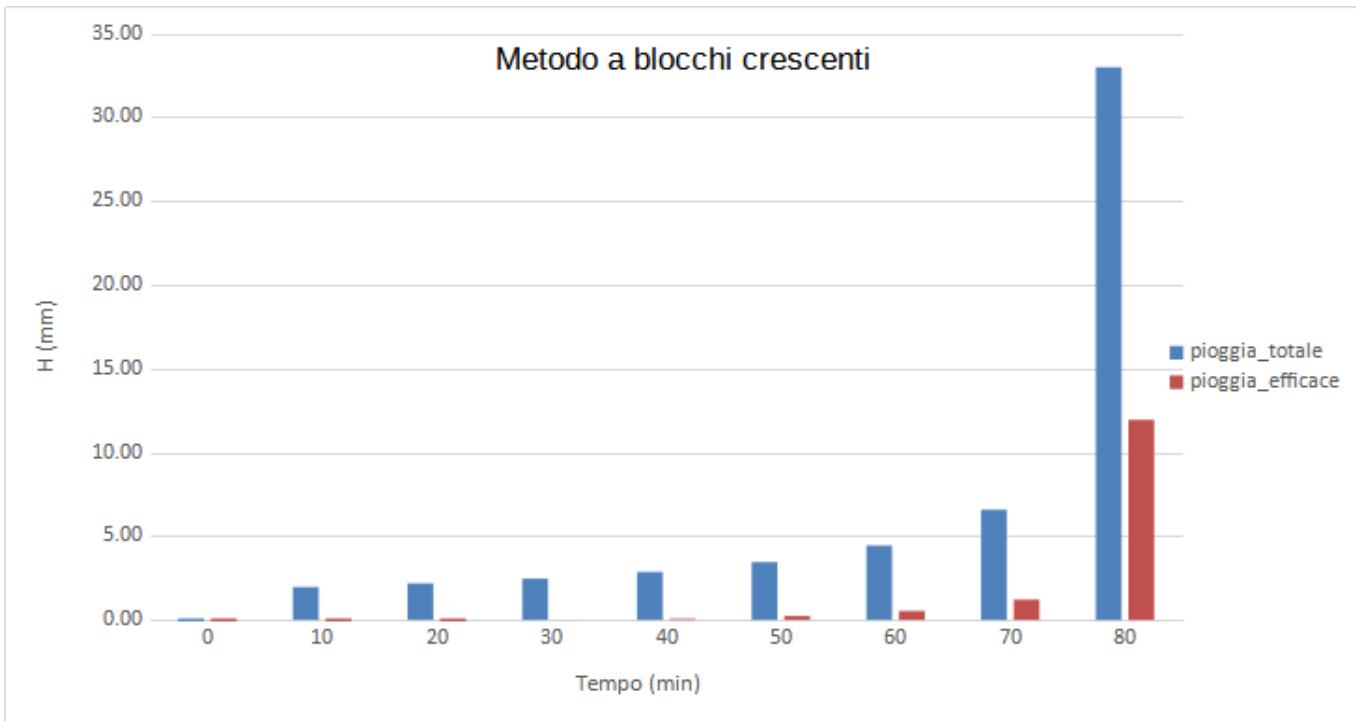


Figura 49: Pioggia cumulata ed efficace di un evento di pioggia con intensità di pioggia crescente e tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tabella 48: Contributi di deflusso specifici per ogni sub-area del bacino, per un evento di precipitazione con intensità di pioggia a blocchi crescenti e tempo di ritorno pari a 200 anni.

Int. temp. (min)	tempo (N)	10	20	30	40	50	60	70	80
		Pe1	Pe2	Pe3	Pe4	Pe5	Pe6	Pe7	Pe8
Aree incrementali									
A1	0.009	1	0.0						
A2	0.182	2	0.0	0					
A3	0.298	3	0.0	0	0.000				
A4	0.361	4	0.0	0	0.000	0.001			
A5	0.374	5	0.0	0	0.000	0.012	0.002		
A6	0.343	6	0.0	0	0.000	0.019	0.042	0.005	
A7	0.270	7	0.0	0	0.000	0.023	0.069	0.096	0.011
A8	0.174	8	0.0	0	0.000	0.024	0.083	0.157	0.221
			0	0.000	0.022	0.087	0.190	0.361	2.173
				0.000	0.017	0.079	0.198	0.437	3.559
					0.011	0.062	0.181	0.454	4.310
						0.040	0.142	0.416	4.474
							0.092	0.327	4.096
								0.210	3.223
									2.074

Tabella 49: Deflussi totali alla sezione di chiusura, per un evento di precipitazione con intensità a blocchi crescenti e tempo di ritorno di 200 anni, in funzione del tempo.

tempo (minuti)	$Q(t)$ m^3/s	$Q(t) + Q_b$ m^3/s	V m^3
0.00	0.00	0.85	507.24
10.00	0.00	0.85	507.24
20.00	0.00	0.85	507.24
30.00	0.00	0.85	507.24
40.00	0.00	0.85	507.82
50.00	0.02	0.87	520.86
60.00	0.11	0.95	572.95
70.00	0.33	1.18	705.99
80.00	0.99	1.83	1100.65
90.00	4.72	5.57	3340.45
100.00	7.15	8.00	4797.28
110.00	8.36	9.21	5525.85
120.00	8.45	9.30	5579.61
130.00	7.52	8.37	5022.23
140.00	5.72	6.57	3940.37
150.00	3.46	4.30	2581.12
160.00	0.00	0.85	507.24
170.00	0.00	0.85	507.24
Volume tot		37238.59	m^3

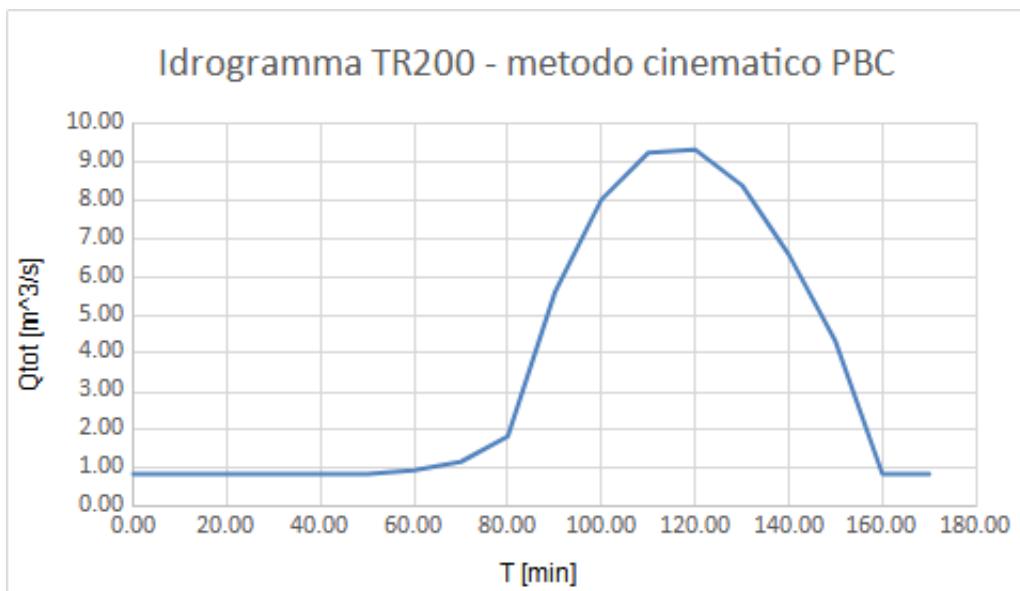


Figura 50: Idrogramma di piena del bacino di studio, con un evento pluviometrico di intensità a blocchi crescenti e tempo di ritorno di 200 anni.

5.8.5 Confronto tra i diversi casi di metodi cinematici

Tabella 50: Valori riassuntivi finali dei tre metodi di calcolo utilizzati, per eventi pluviometrici con tempo di ritorno di 200 anni.

Metodo di calcolo	$Q(t)$ di picco m^3/s	$Q(t) + Q_b$ di picco m^3/s	V totale m^3
Intensità costante	7.22	7.94	35907.91
Intensità a bl. alterni	7.84	8.62	36570.73
Intensità a bl. crescenti	8.45	9.30	37238.59

Come anticipato precedentemente, il metodo cinematico che considera crescente l'intensità pluviometrica, genera alla sezione di chiusura un picco ed un volume totale di deflusso superiore agli altri due casi presi in esame. Di fatto risulta essere il metodo più cautelativo tra i tre. Ovviamente, in fase di reale dimensionamento dell'opera, oltre al puro ragionamento idrogeologico, occorre tenere in considerazione anche il costo totale di realizzazione, per non creare un elemento eccessivamente sovradimensionato (e quindi maggiormente costoso) in relazione ai fenomeni idrologici agenti.

6 Definizione dell'intervento di sistemazione e trasporto solido atteso

Al fine di dimensionare le opere idrauliche da poter costruire all'interno del bacino idraulico, è necessario studiare le caratteristiche morfologiche del bacino stesso e del reticolo idraulico che lo attraversa.

Infatti, il processo erosivo prodotto dal reticolo idraulico dipende da:

- tipologia del corso d'acqua alluvionale ed i suoi gradi di libertà (incisione ed allargamento);
- forma di trasporto solido prevalente: di fondo, iperconcentrato, colate detritiche,...;
- tipo di torrente: di scavo o di trasporto.

Il trasporto solido generato dalla corrente può essere:

- “bedload” (di fondo): comprende lo strisciamento, rotolamento o saltellamento dei sedimenti del letto del fiume;
- “suspended load” (in sospensione): è generato dai vortici di turbolenza del flusso d'acqua, e trasporta generalmente il materiale di piccole dimensioni.

6.0.1 Equilibrio e dinamica del torrente

Le modificazioni che si verificano in un corso d'acqua sono il risultato della sua tendenza a trovare uno stato di equilibrio.

Questo concetto può essere compreso considerando la “Bilancia di Lane” (1955), ovvero una rappresentazione grafica che permette di capire come sarà il comportamento di un corso d'acqua al fine di raggiungere il proprio equilibrio.

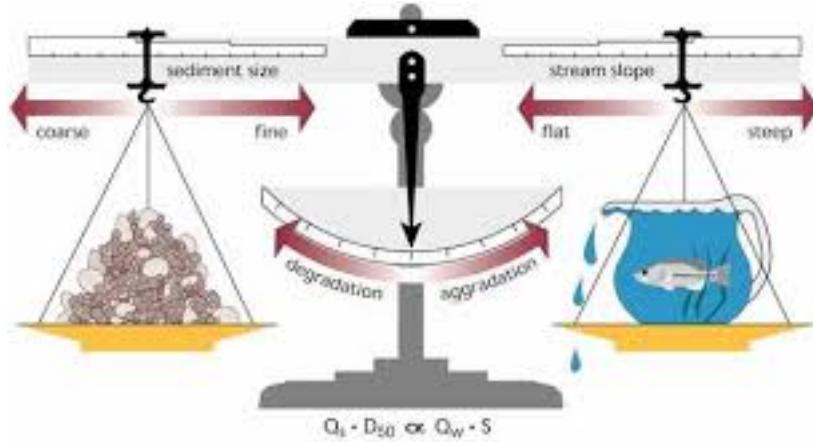


Figura 51: Bilancia di Lane

Matematicamente, il comportamento di un torrente al fine di ottenere l'equilibrio può essere riportato con questa formula:

$$Q_L \cdot S \bar{\propto} Q_S \cdot D_{50} \quad (38)$$

Dove:

- Q_L è la portata liquida del corso d'acqua;
- S è la pendenza del thalweg;
- Q_S indica la portata solida di sedimenti trasportata;
- D_{50} indica il valore mediano della serie granulometrica rilevata nell'alveo.

La formula (38) può anche essere considerata come se al primo membro fosse rappresentata la “stream power” del fiume ed al secondo membro fosse riportato l’attrito al movimento.

Secondo la “Classificazione di Horatiis” (1930), i tratti fluviali di montagna possono essere suddivisi in:

- torrenti di trasporto: l’energia della corrente è tale da essere completamente impegnata nel trasporto di materiale solido a valle; il letto tende a non abbassarsi o ad alzarsi. Le opere progettate per questi tratti hanno l’obiettivo di trattenere il sedimento;
- torrenti di scavo: l’energia della corrente produce trasporto solido ed incisione del letto; il letto tende ad abbassarsi, generando una tendenza all’incisione verso monte. Le opere progettate per questi tratti hanno l’obiettivo di consolidare maggiormente i tratti dove l’opera di erosione ha una maggiore presenza.

6.1 Briglie di consolidamento

Mediane le briglie di consolidamento si vuole indurre il tratto di reticolo verso una pendenza di equilibrio dinamico del profilo (i_c) 52.

La pendenza i_c equivale alla pendenza che è necessario assegnare ad un certo tratto fluviale, affinché si trovi nelle condizioni di mettere in mobilità una precisa quantità granulometrica di sedimento al fondo.

Le briglie di consolidamento possono essere di tipo longitudinale (per la stabilizzazione delle sponde) o di tipo trasversale (al fine di ridurre o controllare la pendenza longitudinale del

profilo.) In molti casi, se necessario, vengono erette in successione una serie di briglie di consolidamento.

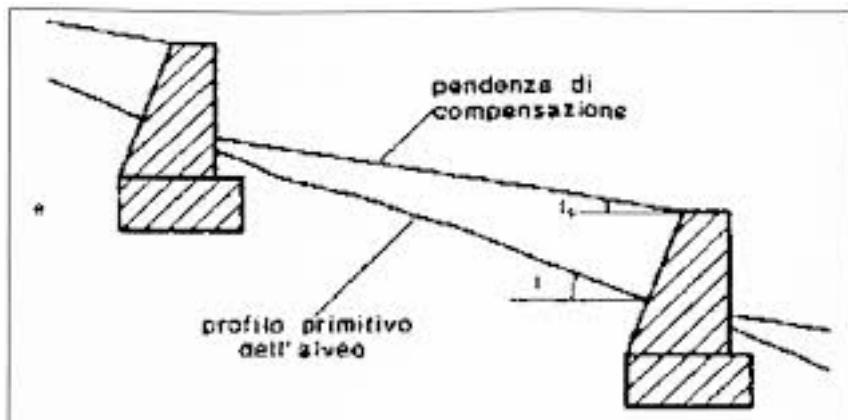


Figura 52: Profilo di una briglia di consolidamento, con riportata la pendenza originaria e quella che si manifesta successivamente alla costruzione dell'opera.

Il dimensionamento ed ulteriori informazioni su queste opere idrauliche verranno riportate più approfonditamente nel capitolo successivo.

6.2 Studio della granulometria

Con il termine “granulometria” s’intende la proprietà con cui è possibile descrivere e studiare un insieme di particelle del suolo, siano queste sabbiose, ghiaiose,...

Lo studio granulometrico permette di conoscere, in modo statistico, la composizione del terreno di studio.

L’analisi granulometrica inizia andando a misurare, in modo sistematico, la grandezza (generalmente il diametro) dei clasti presenti nel letto dell’alveo o nelle barre.

Successivamente, si procede alla suddivisione in classi dei diametri misurati, per poi andare a calcolare la frequenza relativa, cumulata e percentuale per ognuna.

Per il caso di studio di questa relazione, la curva che interpola la frequenza cumulata e la classe diametrica dei sedimenti è la seguente.

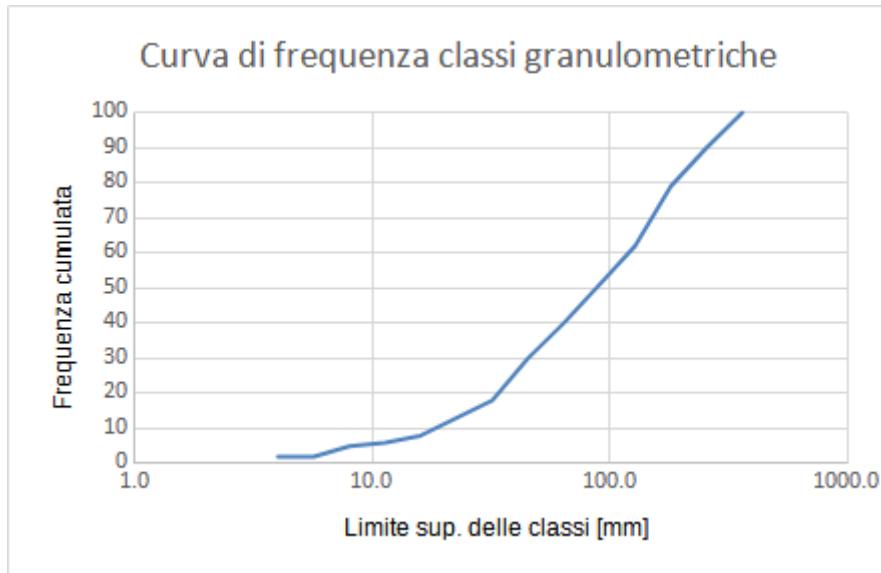


Figura 53: Curva della frequenza cumulata delle classi granulometriche.

Infine, per conoscere la distribuzione statistica delle grandezze dei sedimenti, all'interno del campione rilevato, è necessario applicare la seguente formula:

$$D\% = \left[\frac{D_2 - D_1}{F_2 - F_1} \right] \cdot (F - F_1) + D \quad (39)$$

Dove:

- D indica la classe diametrica;
- F indica la frequenza cumulata.

Per il caso di studio inerente a questa relazione, i risultati sono:

Tabella 51: Classi di frequenza cumulata inerente ai sedimenti del bacino idrografico di studio. I valori relativi ai diametri sono espressi in *mm*.

N	100
D16	28.25
D50	88.10
D84	215.10
D90	256.00

6.3 Calcolo della pendenza di correzione

6.3.1 Approccio statico per la stima di i_c

Secondo Fattorelli et al. (1980), basandosi su 1000 tratti sistematati in Trentino, il valore i_c può essere calcolato mediante le seguenti formule:

- per bacini mediamente erodibili:

$$i_c = 0.66 \cdot i_0 \quad (40)$$

- per bacini poco erodibili

$$i_c = 0.77 \cdot i_0 \quad (41)$$

- per bacini molto erodibili

$$i_c = 0.59 \cdot i_0 \quad (42)$$

Secondo Heede (1960), il calcolo di i_c avviene mediante:

$$i_c = (0.6 - 0.7) \cdot i_0 \quad (43)$$

6.3.2 Approccio del confronto

Questo metodo è applicabile ogni volta sia necessario svolgere una sistemazione idraulica, in un torrente dov'è già presente una o più briglie di consolidamento.

Infatti, mediante il confronto con l'opera pre-esistente, è possibile applicare la formula di Thierry:

$$i'_c = i_c \cdot \frac{Q}{Q'} \cdot \frac{B'}{B} \quad (44)$$

Dove:

- i_c è riferito al tratto già sistemato;
- i'_c è riferito al tratto da sistemare;
- viene ipotizzata che la velocità di passaggio nelle due briglie sia uguale.

6.3.3 Approccio mediante lo sforzo tangenziale medio

Considerando le condizioni di moto uniforme ($i_F = i_E = i$), la corrente esercita sul contorno uno sforzo tangenziale medio, con formula:

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot i \quad (45)$$

Conoscendo la i_c , ovvero la pendenza che si ambisce ad ottenere successivamente alla costruzione dell'opera, è possibile calcolare la τ_c , mediante la formula precedentemente riportata.

Lo sforzo massimo che si genera nel letto del fiume, ha valore calcolabile mediante la formula:

$$\tau_{max} = \gamma \cdot y \cdot i \quad (46)$$

Mentre, per quanto riguarda lo sforzo agente sulle sponde, il calcolo avviene mediante:

$$\tau_{sponde-fondo-max} = K \cdot (\gamma, y, i) \quad (47)$$

Secondo le ricerche Shields (1936), e successive semplificazioni, la relazione tra sforzo al fondo e grandezza dei sedimenti è regolata dalla formula:

$$\tau_c \approx 1000 \cdot D \quad (48)$$

6.3.4 Approccio deterministico per la stima di i_c

Secondo Shields (1936), la formula per il calcolo dello sforzo tangenziale critico è:

$$\tau_c = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot D \quad (49)$$

Dove:

- D è la taglia granulometrica di riferimento;
- γ_s è il peso specifico dei sedimenti;
- γ è il peso specifico dell'acqua.

Tale formula può anche essere riscritta, diventando:

$$i_c = \frac{\tau_c^* \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot D}{\gamma \cdot R_h} \quad (50)$$

Questa formula coincide con quella ipotizzata da Valentini (1895), in seguito allo studio delle sistemazioni idrauliche in Valtellina:

$$i_c = 0.1 \cdot \frac{D}{R_h} \quad (51)$$

6.3.5 Soluzione esplicita semplificata per sezioni rettangolari molto larghe

Nel caso in cui il corso d'acqua dovesse passare attraverso una sezione rettangolare ampia e con un tirante idraulico ridotto, è possibile adottare alcune approssimazioni e semplificazioni.

Data una sezione rettangolare, potendo trascurare l'altezza del tirante idraulico h , il raggio idraulico R_h risulta essere:

$$\frac{B \cdot h}{B + 2 \cdot h} \approx \frac{B \cdot h}{B} \approx h \quad (52)$$

La formula per il calcolo del coefficiente di scabrezza ks , conoscendo il parametro relativo alla granulometria D_{90} è:

$$K_s \approx \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad (53)$$

Essendo che la portata Q è calcolabile come il prodotto dell'area per la velocità, è possibile esplicitare tutte e due le componenti della formula, che diventa:

$$Q = (K_s \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{i_c}) \cdot (B \cdot h) \quad (54)$$

Dove:

- K_s è il coefficiente di scabrezza del fondo $\left[\frac{m^{1/3}}{s^{-1}} \right]$;
- Rh indica il raggio idraulico [m];
- i_c è la pendenza di correzione [m/m];
- B è la larghezza dell'alveo [m];
- h è la profondità del tirante idraulico [m].

Sostituendo a (54) il raggio idraulico, la formula diventa:

$$Q = (K_s \cdot h^{2/3} \cdot \sqrt{i_c}) \cdot (B \cdot h) \quad (55)$$

Che diventa:

$$Q = (K_s \cdot h^{5/3} \cdot \sqrt{i_c}) \cdot B \quad (56)$$

Il procedimento prosegue mediante il calcolo della pendenza di correzione:

$$i_c = \left(\frac{0.1 \cdot D_{90} \cdot ks^{0.6} \cdot B^{0.6}}{Q_{30}^{0.6}} \right)^{1.43} \quad (57)$$

La profondità del tirante relativo alla condizione critica è calcolabile mediante la formula:

$$h_c = \left(\frac{Q}{ks \cdot B \cdot \sqrt{i}} \right)^{3/5} \quad (58)$$

Nel caso in cui il rapporto tra h_c e D_{84} è minore a 3.5, è possibile iniziare il procedimento di calcolo iterattivo mediante la formula di Barhurst (1985):

$$K_s = \frac{\sqrt{g}}{h^{1/6}} \left[5.62 \cdot \log \left(\frac{h}{D_{84}} \right) + 4 \right] \quad (59)$$

Dal valore di scabrezza calcolato è possibile ricavare il valore di pendenza critica, sempre mediante (57). Il procedimento iterativo termina quando il valore di scabrezza ks non si discosta molto da quello ricavato precedentemente.

6.4 Determinazione di altezza e numero di briglie di consolidamento

Successivamente ad aver calcolato la pendenza di correzione più ottimale per il caso di studio, è necessario valutare le misure di massima delle briglie, quali altezza, numero ed interdistanza tra ciascuna.

Come primo passaggio è necessario calcolare la variazione di quota totale per tutto il tratto, ed avviene mediante la formula:

$$\Delta Z = (i_0 - i_c) \cdot L_s \quad (60)$$

Successivamente, è necessario porre un'altezza di primo tentativo della briglia. Utilizzando questo valore per dividere la differenza di quota totale, è possibile calcolare il numero di opere in serie da costruire.

Infine, dividendo la distanza totale del tratto per il numero di opere da ereggere, si ricava l'interdistanza lineare tra una briglia e la successiva.

6.5 Calcolo della pendenza di correzione per il tratto di studio

Dopo aver descritto i vari procedimenti per il calcolo della pendenza di correzione, è possibile applicare i concetti per il caso di studio di questa relazione.

Dal programma GIS è possibile evidenziare il tratto di reticolo idrografico soggetto alla sistemazione idraulica mediante briglie.

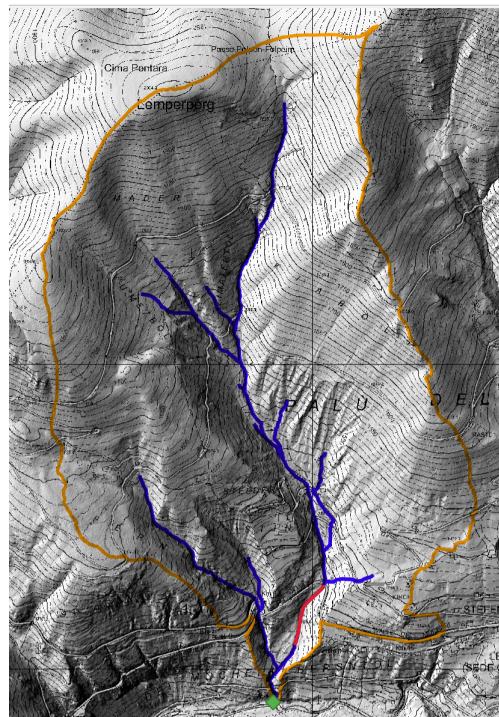


Figura 54: Rappresentazione planimetrica del bacino di studio e del reticolo idrografico, con evidenziato in rosso il tratto interessato dalla sistemazione idraulica.

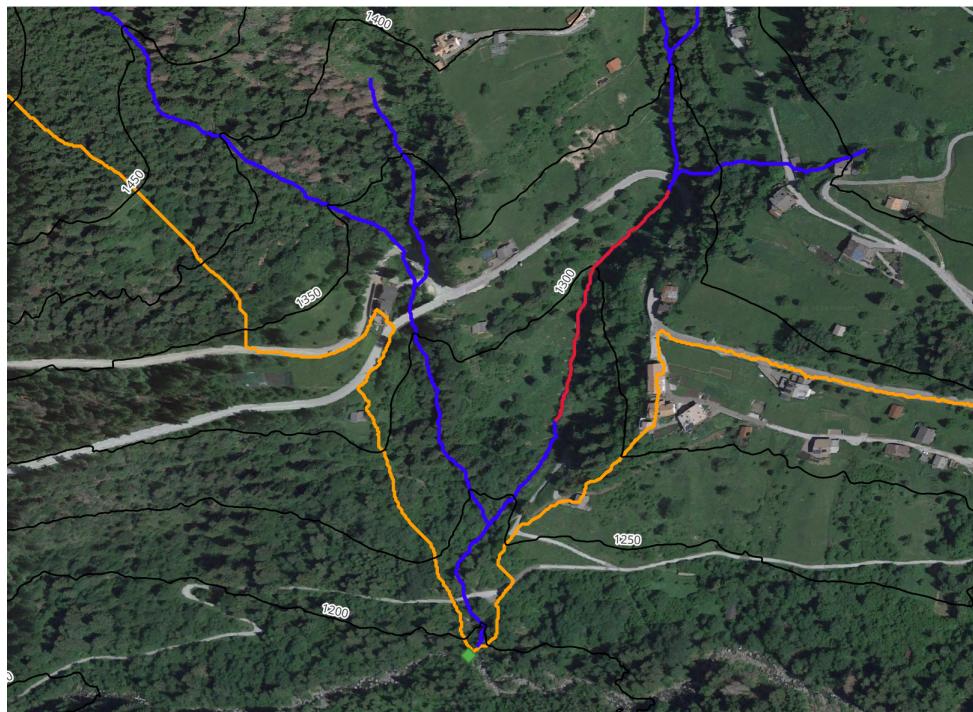


Figura 55: Particolare del bacino di studio, con rappresentazione del tratto soggetto a sistemazione idraulica.

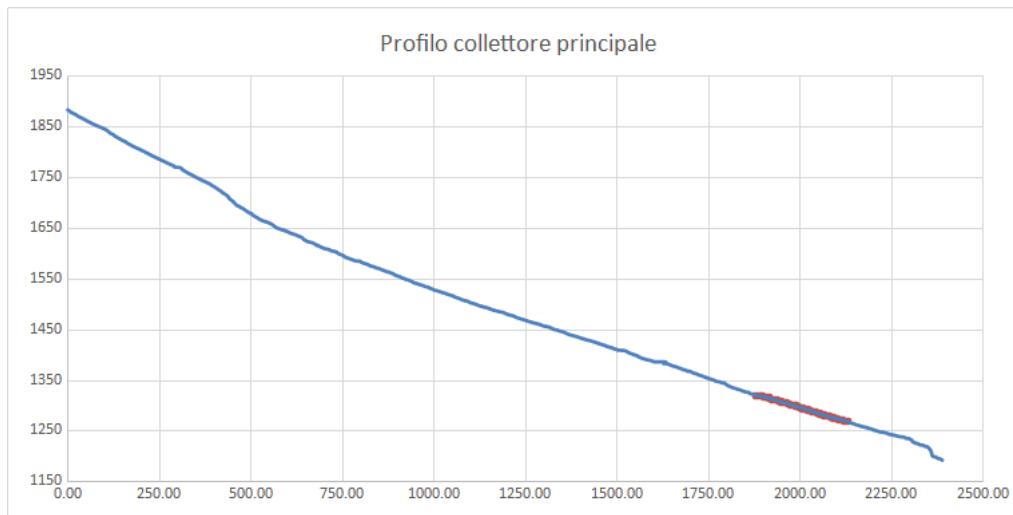


Figura 56: Rappresentazione del profilo del collettore principale, con indicazione del tratto soggetto a sistemazione idraulica (in rosso).

Mediante dei semplici passaggi matematici, svolti nel programma di calcolo, è possibile ricavarsi le principali informazioni morfologiche inerenti al tratto interessato da sistemazioni:

Tabella 52: Principali informazioni morfologiche inerenti al collettore principale del reticolo idrografico e del tratto interessato dalle sistemazioni.

	collettore	tratto da sistemare
lunghezza	2388.27	250.83
pendenza m/m	0.29	0.20
pendenza °	16.12	11.57

Successivamente ad aver svolto per due volte i calcoli iterativi, al fine di ottenere i valori di scabrezza e di pendenza maggiormente ottimali, si è giunti ai seguenti risultati:

- $ks = 17.0 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- $i_c = 0.110 \text{ m/m}$.

Infine, si procede al calcolo del numero di opere in serie da erigere e le relative interdistanze, imponendo l'altezza del livello inferiore della gavetta.

Vengono riportati alcuni risultati.

Tabella 53: Serie di risultati inerenti ai valori di numerosità ed interdistanza delle briglie, in funzione dell'altezza imposta.

Scenario 1	ΔZ (m)	23.68	Scenario 4	ΔZ (m)	23.68
	Z (m)	2.37		Z (m)	3.40
	n	10		n	7
	interdistanza	25.11		interdistanza	36.02
Scenario 2	ΔZ (m)	23.68	Scenario 5	ΔZ (m)	23.68
	Z (m)	3.95		Z (m)	4.75
	n	6		n	5
	interdistanza	41.84		interdistanza	50.32
Scenario 3	ΔZ (m)	23.68	Scenario 6	ΔZ (m)	23.68
	Z (m)	1.70		Z (m)	2.63
	n	13.9		n	9
	interdistanza	18.01		interdistanza	27.75

La scelta del numero e delle altezze delle briglie verrà fatta successivamente, nel relativo paragrafo.

6.6 Calcolo preliminare del trasporto solido

Al fine di studiare la quantità di sedimenti trasportati durante un qualsiasi evento di piena, occorre riuscire a calcolare la relativa capacità massima di trasporto di materiale solido al fondo del corso d'acqua.

Shields (1936), grazie ai suoi studi effettuati sul trasporto solido, riuscì a ricavare empiricamente la formula dello sforzo tangenziale critico (necessario a muovere i sedimenti nel letto di un fiume), in funzione del peso specifico dell'acqua, dei sedimenti e della grandezza delle particelle granulometriche.

Tale formula, già riportata precedentemente, è la (48).

Da tale formula è possibile calcolare l'altezza del tirante idraulico che genera lo sforzo tangenziale in grado di muovere i sedimenti, conoscendo il peso volumetrico dell'acqua in movimento e della pendenza del corso:

$$h_c = \frac{\tau_c}{\gamma \cdot i} \quad (61)$$

Mediante la conoscenza delle pendenze del tratto precedentemente e successivamente alla sistemazione, è possibile valutare come cambia il trasporto solido, calcolato mediante questo procedimento preliminare.

Tabella 54: Trasporto solido di fondo calcolato nelle condizioni precedenti e posteriori alla sistemazione idraulica del tratto di corso studiato.

Sit. ANTE SISTEMAZIONE			Sit. POST SISTEMAZIONE		
i0	=	0.205	ic	=	0.110
D ₅₀	D ₈₄	D ₉₀	D ₅₀	D ₈₄	D ₉₀
0.089	0.215	0.256	m	0.089	0.215
τ_c	89	215	256	N/m ²	τ_c
h_c	0.04	0.11	0.13	m	h_c

Come previsto, mediante le opere di sistemazione idraulica dei tratti, si incrementa la profondità del tirante idraulico critico necessario a muovere i sedimenti dei letti di torrente.

In questo caso, come osservabile nella tabella precedente, il tirante idraulico critico post sistemazione è molto superiore (quasi il doppio) rispetto a quello pre-sistemazione.

6.7 Calcolo della portata critica di trasporto

Successivamente ad aver calcolato la profondità del tirante idraulico critico, ovvero necessario a muovere i sedimenti nel letto del corso d'acqua, si procede a calcolare la relativa portata critica, valutando nuovamente la scabrezza, mediante (59).

Il valore di flusso critico si ricava applicando la formula generale della portata idraulica:

$$Q_c = v_c \cdot A \quad (62)$$

Conoscendo la larghezza del torrente di studio (8 metri), è possibile svolgere il calcolo della portata critica, per la condizione precedente e successiva alla sistemazione idraulica del tratto. Per la condizione precedente alla costruzione delle opere idrauliche, con pendenza di 0.205 m/m, i calcoli restituiscono i seguenti valori.

Tabella 55: Valori di portata critica del trasporto solido, nelle condizioni precedenti alla costruzione delle opere idrauliche di correzione della pendenza.

	h (m)	A (m ²)	C (m)	R (m)	h/d_{84}	Ks	v (m/s)	Qc (m ³ /s)
D ₅₀	0.04	0.355	8.09	0.044	0.206	0.8	0.043	0.015
D ₈₄	0.11	0.857	8.21	0.104	0.498	10.4	1.048	0.898
D ₉₀	0.13	1.020	8.25	0.124	0.593	12.0	1.351	1.378

Per quanto riguarda i calcoli nelle condizioni successive alla costruzione delle opere idrauliche, ovvero con pendenza pari a 0.110 m/m, i calcoli generano i seguenti valori.

Tabella 56: Valori di portata critica del trasporto solido, nelle condizioni successive alla costruzione delle opere idrauliche di correzione della pendenza.

	h (m)	A (m^2)	C (m)	R (m)	h/d_{84}	Ks	v (m/s)	$Q_c (m^3/s)$
D_{50}	0.08	0.658	8.16	0.081	0.383	7.9	0.487	0.320
D_{84}	0.20	1.590	8.40	0.189	0.924	15.6	1.707	2.715
D_{90}	0.24	1.893	8.47	0.223	1.101	16.9	2.059	3.898

Come per il sottocapitolo precedente, ed in modo concorde a tali risultati, la portata critica nelle condizioni successive alla sistemazione ha valori nettamente superiori rispetto a quelli della condizione ante-sistemazione.

6.8 Creazione del sedimentogramma

Dopo aver calcolato la capacità di trasporto teorica del corso d'acqua, è necessario simulare per un evento di piena (di qualsiasi entità), come varia il trasporto solido. Infatti, il trasporto solido al fondo avviene solamente quando la portata liquida supera quella critica relativa al trasporto solido.

Considerando un evento di piena, con tempo di ritorno pari a 200 anni ed utilizzando il metodo del deflusso cinematico, è possibile discretizzare nel tempo la portata liquida e considerare singolarmente come si comporta il trasporto solido.

Per questa analisi, si andranno ad utilizzare i dati già ricavati precedentemente, ovvero le portate di deflusso con tempo di ritorno pari a 200 anni (mediante metodo cinematico), lo sforzo cinematico critico per D_{84} ed i valori granulometrici.

Il calcolo della portata critica verrà svolta mediante la formula $q_s = 2.5 \cdot q \cdot S^{1/6}$, per $q > q_s$.

Tabella 57: Portata e volume di materiale solido, nel caso di una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, nella condizione precedente e successiva alla sistemazione idraulica.

	Sit. ANTE SISTEM.	Sit. POST SISTEM.		
tempo (minuti)	$Qs(i_0)$ (m ³ /s)	$Vs(i_0)$ (m ³)	$Qs(i_c)$ (m ³ /s)	$Vs(i_c)$ (m ³)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00
40	0.00	0.00	0.00	0.00
50	0.41	243.44	0.00	0.00
60	0.86	513.26	0.32	189.57
70	1.26	754.44	0.46	278.64
80	1.54	924.60	0.57	341.49
90	1.68	1006.65	0.62	371.79
100	1.63	979.41	0.60	361.73
110	1.41	843.79	0.52	311.64
120	0.97	582.40	0.36	215.10
130	0.57	340.30	0.21	125.69
140	0.38	225.07	0.00	0.00
150	0.26	153.19	0.00	0.00
160	0.18	109.01	0.00	0.00
170	0.00	0.00	0.00	0.00

Il volume totale dei materiale solido trasportato, nelle condizioni pre-sistemazione è pari a 6675.57 m³, mentre nelle condizioni post-sistemazioni è pari a 2195.65 m³.

Essendo il volume liquido transitato pari a 36100.60 m³, è possibile ricavare la concentrazione di materiale solido: nel caso delle condizioni precedenti alla costruzione dell'opera idraulica è pari a 15.61%, mentre nelle condizioni successive all'intervento idraulico è pari a 5.73%. La riduzione di trasporto solido, tra le due condizioni di analisi, è del 63.26% di volume.

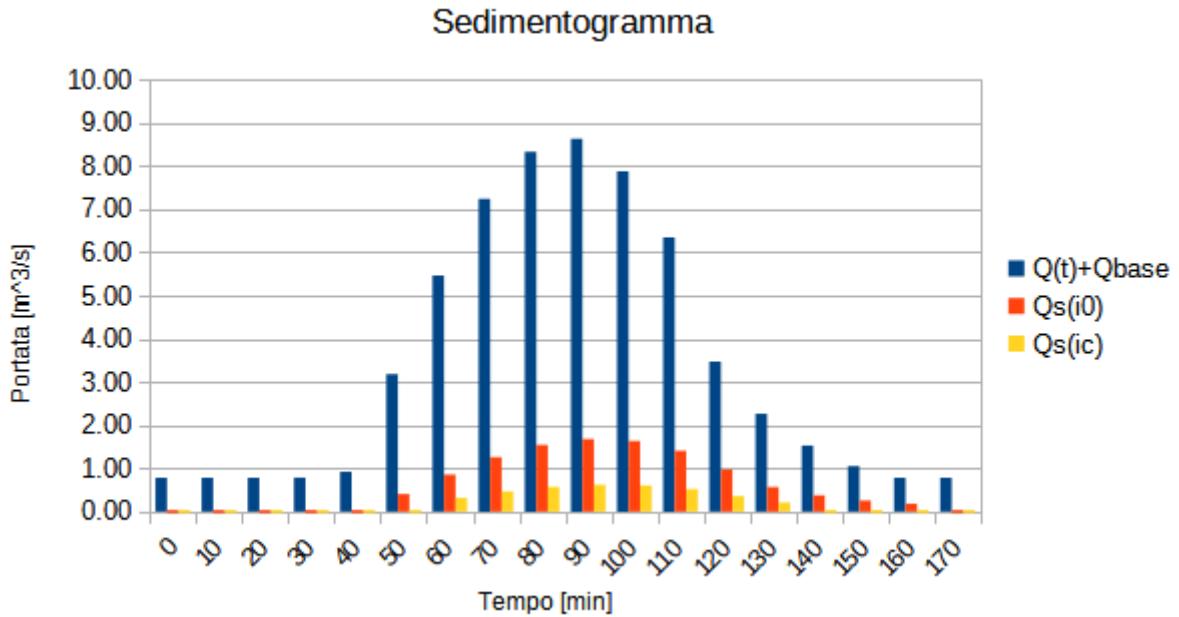


Figura 57: Sedimentogramma del tratto di studio, per un evento di deflusso con tempo di ritorno pari a 200 anni, calcolato mediante il metodo cinematico.

6.9 Calcolo del trasporto solido mediante Smart-Jaeggi

Un ulteriore metodo per il calcolo del trasporto solido di fondo avviene mediante la formula di Smart e Jaeggi (1983), che è:

$$q_s = 4 \cdot \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} \cdot \frac{1}{\rho_s - 1} \cdot q \cdot S^{1.6} \cdot \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right) \quad (63)$$

Nell'equazione:

- q e q_s indicano rispettivamente le portate unitarie liquide e solide;
- τ e τ_s sono rispettivamente gli sforzi medi e critici dell'acqua in movimento nel corso;
- ρ e ρ_s indicano rispettivamente i valori di peso volumetrico dell'acqua e di peso volumetrico dei sedimenti dell'alveo.

Essendo che la relazione tra la portata volumetrica e lo sforzo tangenziale non è lineare, occorre ricavare la funzione interpolatrice di tali punti. Tale funzione ha come formula $\tau = \alpha \cdot Q^\beta$.

Per fare ciò, occorre creare una grafico a doppia entrata dei valori di portata e sforzo tangenziale, in condizioni di diverse profondità di tiranti idraulici.

Successivamente, dalla curva interpolatrice del grafico ci si ricava la tensione tangenziale reale, in funzione della portata liquida, come indicato nella formula precedentemente esposta.

Infine, dal valore della tensione agente sul fondo si termina lo studio del trasporto solido mediante il calcolo della portata solida e del relativo volume di sedimenti.

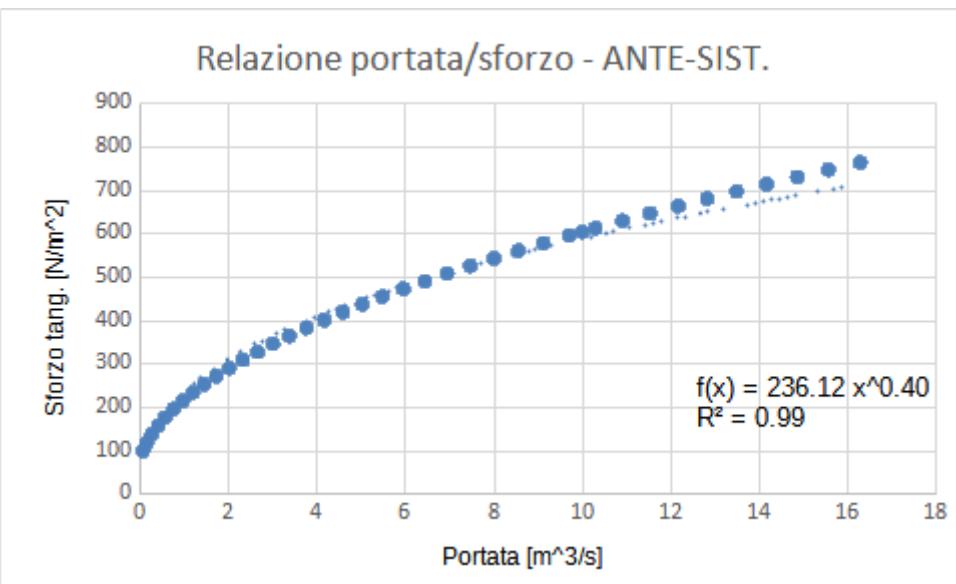


Figura 58: Relazione tra lo sforzo tangenziale agente sulla sezione dell’alveo e la portata liquida, per un evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, ed in condizioni precedenti alla sistemazione idraulica.

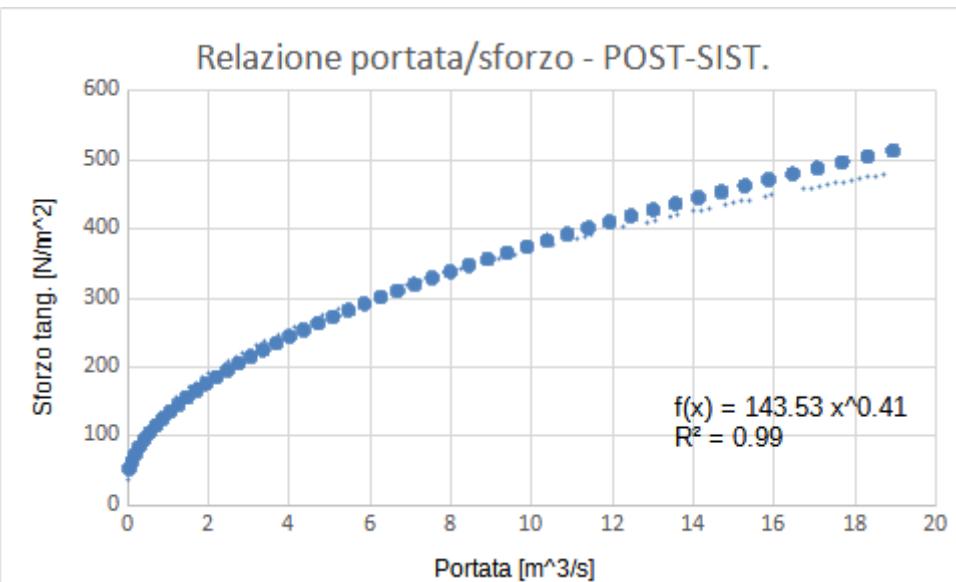


Figura 59: Relazione tra lo sforzo tangenziale agente sulla sezione dell’alveo e la portata liquida, per un evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, ed in condizioni successive alla sistemazione idraulica.

Tabella 58: Portata e volume di materiale solido, nel caso di una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, nella condizione precedente e successiva alla sistemazione idraulica, calcolata secondo il metodo Smart-Jaeggy.

	Sit. ANTE SISTEM.			Sit. POST SISTEM.		
tempo (minuti)	$\tau(i_o)$ (N/m ²)	$Q_s(i_o)$ (m ³ /s)	$V_s(i_o)$ (m ³)	$\tau(i_c)$ (N/m ²)	$Q_s(i_c)$ (m ³ /s)	$V_s(i_c)$ (m ³)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	214.33	0.12	74.75	129.82	0.02	14.85
20	214.33	0.12	74.75	129.82	0.02	14.85
30	214.39	0.12	74.80	129.86	0.02	14.86
40	221.55	0.14	83.13	134.36	0.03	17.32
50	313.88	0.40	239.46	192.81	0.11	66.46
60	422.03	0.93	556.06	262.08	0.29	171.88
70	491.74	1.41	848.31	307.09	0.45	271.68
80	533.08	1.76	1057.46	333.90	0.57	343.87
90	551.38	1.93	1158.96	345.79	0.63	379.06
100	545.41	1.88	1125.23	341.90	0.61	367.35
110	514.08	1.60	957.89	321.56	0.52	309.44
120	443.73	1.07	639.21	276.07	0.33	200.11
130	358.51	0.59	351.22	221.30	0.17	103.16
140	304.26	0.36	218.62	186.68	0.10	59.72
150	261.17	0.23	138.64	159.35	0.06	34.29
160	228.18	0.15	91.29	138.53	0.03	19.76
170	214.33	0.12	74.75	129.82	0.02	14.85

La portata solida totale trasporta precedentemente alla realizzazione dell'opera è pari a 7764.51 m³, mentre per quella successiva alla sistemazione idraulica è di 2403.49 m³.

Essendo la portata liquida totale pari a 36100.60 m³, la concentrazione solida antecedente al miglioramento idraulico è di 17.70%, mentre per quella successiva è di 6.24%. La riduzione del trasporto solido, in presenza o in assenza delle briglie, è del 64.74%.

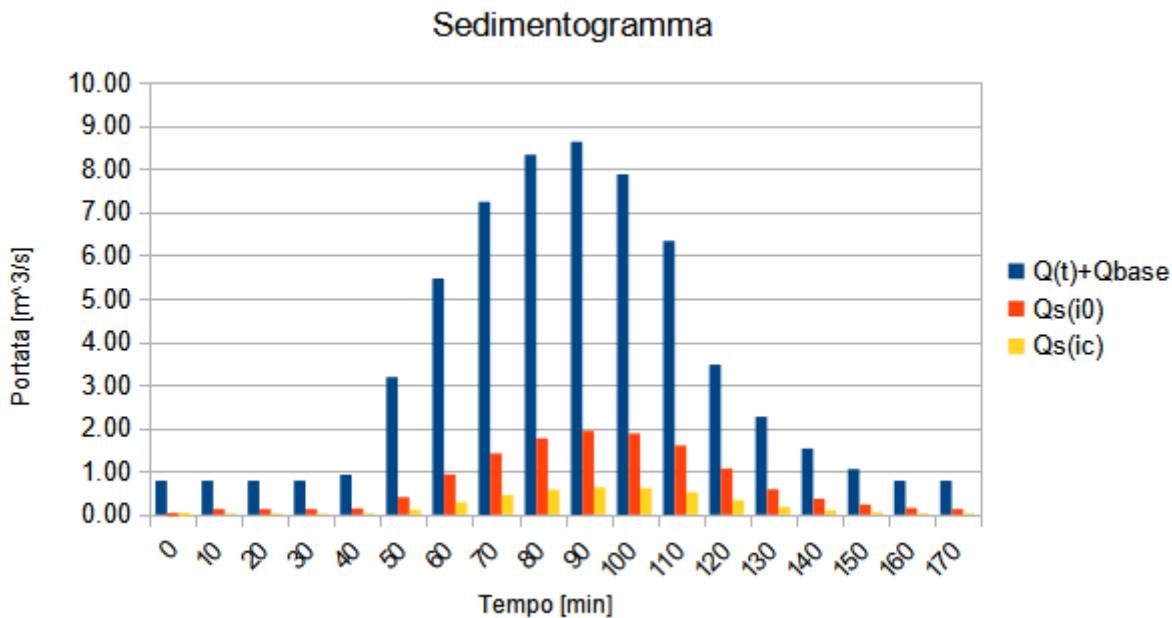


Figura 60: Sedimentogramma dell’evento di piena, per tempo di ritorno pari a 200 anni, calcolata mediante il metodo di Smart e Jaeggy.

7 Progettazione di un’opera di consolidamento tipo

L’opera di analizzata in questa relazione è una briglia a sezione trapezoidale, ma è necessario sapere che non è l’unico tipo di sezione della gaveta adottabile.

Per esempio, briglie con sezione a catenaria (anche dette “a corda molle”) sono indicate per allontanare maggiormente il flusso idrico dalle sponde, poiché la portata tende a scorrere nella parte inferiore della gaveta (ovvero al centro). Inoltre, nella sezione a catenaria, la portata unitaria in transito ha un valore superiore a quello che si avrebbe in una briglia a sezione trapezia o rettangolare, aumentando il trasporto solido dei sedimenti, e garantendo l’autopulizia dell’opera.

In modo similare alla catenaria, è possibile ereggere in alveo una briglia con gaveta a sezione triangolare.

Per iniziare il dimensionamento delle singole opere di consolidamento, occorre determinare il numero complessivo degli elementi da ereggere.

Opere troppo elevate generano un impatto significativo sull’ambiente, poiché tendono a deturpare il paesaggio e la risalita della fauna ittica. Opere di dimensioni troppo ridotte comportano un numero eccessivo di elementi, posti a distanza molto ravvicinata.

D’altro canto, una gaveta a corda molle presenta degli svantaggi, dovuti essenzialmente alla difficoltà di costruzione dell’opera ed alla maggiore profondità (a parità di larghezza) della sezione.

Oltre all’impiego di calcestruzzo, armato e non, ci sono molti esempi di sistemazioni idrauliche in alveo che fanno uso di pietrame (come per esempio massi ciclopici) o di tronchi d’albero. In generale, per sistemazioni di torrenti importanti, ovvero con grandi deflussi liquidi e solidi, si tende ad utilizzare il cemento, riservando ai corsi minori l’impiego della ingegneria naturalistica.

L’esperienza del professore ci consiglia di imporre un numero di briglie pari a 9, con altezza di 2.63 m. Ne consegue che l’interdistanza tra una briglia e l’altra è pari a 27.78 m.

I calcoli verranno svolti basandosi sul diagramma di deflussi per precipitazioni con intensità

a blocchi alternati (mediante metodo cinematico), comprendenti anche il trasporto solido, per tempi di ritorno pari a 200 anni. Tale valore di portata totale è di $9.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

I parametri caratteristici del tratto di torrente da sottoporre a sistemazione sono presenti nel tabella riportata precedentemente 52.

Per quanto riguarda i parametri relativi al numero di briglie, si fa riferimento al grafico precedente 53.

7.1 Gaveta a profilo trapezoidale

7.1.1 Dimensionamento iniziale

Si impone come larghezza inferiore della gaveta la metà della larghezza del torrente, ovvero 4 metri.

Successivamente ad essersi calcolati la larghezza inferiore, occorre calcolare la profondità del flusso d'acqua passante per la sezione della gaveta. Come valore di prima approssimazione si applica la formula:

$$h = 0.7 \cdot q^{2/3} \quad (64)$$

Nel nostro caso, la formula diventa:

$$h = 0.7 \cdot \left(\frac{9.25}{4} \right)^{2/3} \quad (65)$$

Che restituisce il risultato di 1.22 m.

Successivamente ad aver stimato la profondità di massima, occorre ricavare la profondità corretta, utilizzando in modo iterativo la formula di Belangér (ricavandosi la medesima portata di progetto). Tale formula è la seguente:

$$Q = 1.705 \cdot h^{3/2} \left[L + \frac{2}{5} \cdot h \cdot \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right) \right] \quad (66)$$

Si è scelto di impostare i valori α e β (ovvero la pendenza delle ali laterali), pari a 60° .

Dopo diversi tentativi, l'altezza che genera una portata totale di $9.25 \text{ m}^3/\text{s}$, in funzione della geometria della gaveta, è di 1.13 m.

Si è scelto di impostare un franco idraulico di 13 cm, in modo da portare l'altezza della sezione della gaveta a 1.30 m.

Avendo calcolato l'altezza della sezione trapezoidale e conoscendo la pendenza delle ali, è possibile calcolare la larghezza superiore della gaveta:

$$L_{gav.sup} = L_{gav.inf} + 2 \cdot \frac{h}{\tan \alpha} \quad (67)$$

I calcoli reali portano ad una larghezza superiore della briglia di 5.50 m, essendo che la larghezza di una singola ala è di 1.25 m.

La larghezza media della sezione trapezoidale della briglia avviene calcolando la media tra la larghezza inferiore e superiore, che in questo caso è 4.75 m.

Lo spessore del coronamento della briglia (s) viene stimato utilizzando tre metodi diversi:

- metodo di Zoli: $0.7 + 0.1 \cdot Z \rightarrow 0.96 \text{ m}$;
- verifica allo scorrimento: $0.7 \cdot h \rightarrow 0.91 \text{ m}$;
- metodo di Romiti: $0.8 + 2 \cdot D_{84} \rightarrow 1.23 \text{ m}$.

Essendo che i tre risultati non si discostano molto tra di loro, viene scelto il valore più cautelativo, imponendo la larghezza del coronamento pari a 1.2 m.

Il dimensionamento della base del corpo briglia può avvenire applicando due formule empiriche:

- metodo di Zoli: implica l'utilizzo del specifico grafico a doppia entrata → 1.80 m;
- metodo di Romiti: $z \cdot \sqrt{\frac{z+3 \cdot h - s^2/z}{z+h+4.55}} \rightarrow 2.13 \text{ m.}$

Anche per questo caso, essendo che i valori ricavati non si discostano molto tra di loro, si scegliere di porsi nelle condizioni maggiormente cautelative, andando ad imporre una larghezza di base del corpo briglia di 2.10 m.

La profondità della fondamenta (z_f) della briglia viene calcolata in funzione della pool erosiva che si genera a valle dell'opera (l'argomento verrà ripreso nel capitolo successivo inerente alla controbriglia), o in funzione della sola portata totale passante per la gaveta. Tale profondità può essere calcolata mediante due formule:

- $z_f > 0.6 \cdot t \rightarrow 0.63 \text{ m};$
- $z_f > 0.15 \cdot (z + h) \rightarrow 0.56 \text{ m}$

Viene scelto il valore maggiore tra i due, arrotondando a 0.65 m, per motivi pratici e di sicurezza. Infine, l'ultima geometria da calcolare per quanto riguarda la briglia è inerente alla lunghezza degli sporti, sia di monte che di valle. Tale valore dev'essere minore (o uguale) a $0.7 \cdot z_f$. In questo caso, la lunghezza massima dello sporto della fondamenta è 0.45 m, ed in questo caso si impone lo stesso valore per la progettazione.

E' possibile che lo sporto di valle e di monte non abbiano la stessa lunghezza.

7.1.2 Verifiche tradizionali della briglia

Come verrà riportato in seguito, nella sezione delle verifiche secondo NTC-2018, sono state riportate le misure della struttura già corrette e migliorate, in modo che la valutazione portasse direttamente esito positivo.

Prima di iniziare le verifiche dimensionali tradizionali della briglia, risulta utile riportare le misure calcolate durante il dimensionamento di massima ed i coefficienti necessari da attribuire alle forze e momenti.

Tabella 59: **Valori dimensionali e coefficienti fisici necessari per effettuare la procedura di verifica della geometria della briglia.**

DATI	
peso sp. acqua (N/m ³)	10000
peso sp. mat. (N/m ³)	24000
altezza gaveta: h (m)	1.130
altezza corpo: z(m)	2.63
coronamento: s (m)	1.20
base corpo: b (m)	2.10
base fondazione: Bf (m)	2.40
altezza fondazione: zf (m)	0.65
sporto monte:sm (m)	0.30
sporto valle: sv (m)	0.00
coeff. attrito: fmur	0.7
coeff. attrito terreno: fterr	0.45
coeff. riduz.sottospinta.: m	0.20

Inoltre, risulta necessario riportare le caratteristiche del terreno su cui l'opera poggia.

Tabella 60: Caratteristiche fisiche del terreno del tratto da sistemare, necessarie per poter iniziare la verifica sulla briglia.

angolo di attrito	36.0
2/3 ang. attrito	24.0
tangente	0.45
cap.portante	0.35 MPa

Dopo aver esposto le geometrie ed i coefficienti essenziali per la verifica, è necessario riportare quali sono le forze ed i momenti agenti/reagenti sul profilo della briglia.

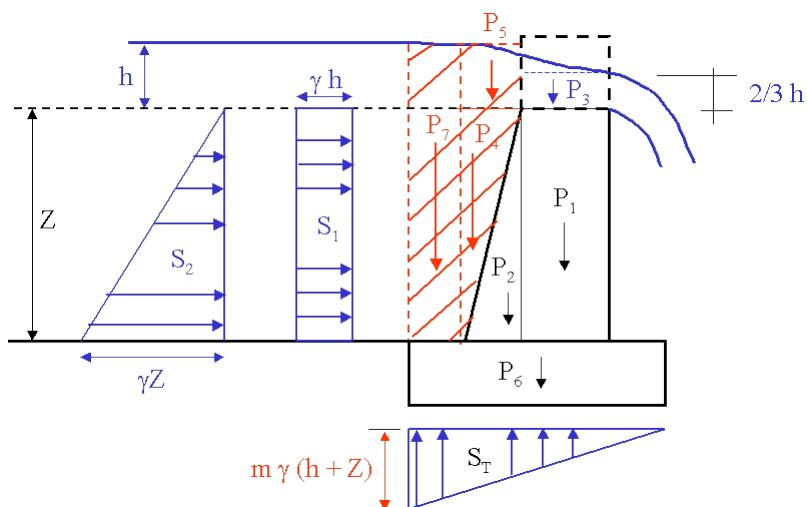


Figura 61: Rappresentazione delle forze e dei momenti agenti e reagenti sul profilo della briglia.

Tabella 61: Valori relativi alla verifica tradizionale del solo corpo briglia. La sottospinta idraulica viene trascurata, poiché riguarda la fondazione dell'opera.

	Forze (N)	bracci (m)	Momenti (N m)	
P1 (N)	75744	0.60	45446.4	
P2 (N)	28404	1.50	42606	
P3 (N)	9040	0.60	5424	
P4 (N)	11835	1.80	21303	
P5 (N)	10170	1.65	16780.5	
somma	135193.0		131559.9	stab.
S1 (N)	29719	1.32	39080.5	
S2 (N)	34584.5	0.88	30319.1	
somma	64303.5		69399.6	destab.

Tabella 62: Valori relativi alla verifica tradizionale del corpo briglia e della fondazione. In questo caso la sottospinta idraulica viene considerata.

	Forze (N)	bracci (m)	Momenti (N m)	
P1 (N)	75744	0.60	45446.4	
P2 (N)	28404	1.50	42606	
P3 (N)	9040	0.60	5424	
P4 (N)	11835	1.80	21303	
P5 (N)	10170	1.65	16780.5	
P6 (N)	37440	1.20	44928	
P7 (N)	11280	2.25	25380	
ST (N) (neg.)	9024			
somma	174889.0		201867.9	stab.
S1 (N)	29719	1.97	58397.8	
S2 (N)	34584.5	1.53	52799.0	
ST (N)		1.60	14438	
somma	64303.5		125635.2	destab.

Avendo calcolato i valori delle spinte e dei momenti agenti nel sistema, è possibile riportare i risultati della verifica allo scorrimento ed al ribaltamento.

Tabella 63: Risultati della verifica a scorrimento e ribaltamento del corpo briglia e del corpo briglia con la fondazione.

CORPO BRIGLIA	
G_{scorr}	1.47
G_{rib}	1.90
u (m)	0.460
e (m)	0.590
b/3 (m)	0.700
sigma valle (MPa)	0.173
sigma monte (MPa)	-0.044
CORPO+FONDAZIONE	
G_{scorr}	1.21
G_{rib}	1.61
u (m)	0.436
e (m)	0.764
b/3 (m)	0.800
sezione reagente (m)	1.3
sigma valle (MPa)	0.267
sigma monte (MPa)	0.000

La verifica allo scorrimento, secondo il metodo tradizionale, è guidata dalla formula $\Sigma F_{orizz.} < f \cdot \Sigma F_{vert.}$, dove f è il coefficiente di attrito corpo-fondazione o tra la fondazione ed il terreno. Con questa verifica si valuta la tendenza alla traslazione effettuata dalle forze orizzontali agenti sul sistema.

Portando la sommatoria delle forze verticali a destra della disequazione, risulta che la verifica è accettata se il rapporto tra le forze (comprendente il coefficiente d'attrito) è superiore a 1. In

entrambi i casi, la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica al ribaltamento, secondo il metodo tradizionale, la formula generale è $G_s = \frac{\Sigma M_{O,stab.}}{\Sigma M_{O,rib.}} \geq 1.5$.

Anche per questa verifica, in entrambi i casi la struttura viene considerata sicura.

Infine, per quanto riguarda lo schiacciamento, che si manifesta tra corpo briglia e fondazione, e tra la fondazione ed il terreno, la formula generale è $\sigma = \frac{\Sigma F_v}{B} \cdot (1 \pm \frac{6e}{B})$. Tale tensione calcolata (σ) dev'essere inferiore rispetto a quella sopportabile dal materiale con cui è fatta l'opera; mentre la tensione ammissibile dal calcestruzzo è 0.35 MPa, quella agente sull'opera è di 0.267 MPa.

7.1.3 Verifiche NTC-2018 della briglia

Come anticipato nelle verifiche precedenti, in questa sezione verranno riportati solamente i valori geometrici accettabili secondo la verifica NTC-2018 (Norme Tecniche Costruzione).

Tale metodo implica l'utilizzo di coefficienti tabellati, in modo da incrementare l'effetto delle forze destabilizzanti e di ridurre l'effetto stabilizzante sull'opera. Ogni tabella ha un codice proprio, e per ogni caso di studio è frequente trovare una serie di codici, poiché avviene la combinazione dei diversi coefficienti.

Si comincia la verifica riportando i valori geometrici (finali e corretti) necessari per svolgere la verifica al ribaltamento della struttura.

Tabella 64: **Valori dimensionali e coefficienti fisici necessari per effettuare la procedura di verifica al ribaltamento della briglia secondo NTC-2018. Tali valori sono differenti rispetto a quelli di massima stimati inizialmente.**

DATI	
peso sp. acqua (N/m ³)	10000
peso sp. mat. (N/m ³)	24000
altezza gaveta: h (m)	1.13
altezza corpo: z(m)	2.63
coronamento: s (m)	1.20
base corpo: b(m)	2.30
base fondazione: B_f (m)	2.75
altezza fondazione: z_f (m)	0.90
sporto monte: s_m (m)	0.45
sporto valle: s_v (m)	0.00
coeff. riduz.sottosp.: m	0.20

La verifica al ribaltamento, secondo i criteri A1, M1 e R3, genera i seguenti risultati.

Tabella 65: Valori dei coefficienti, delle forze e dei momenti, necessari per svolgere la verifica al ribaltamento della struttura, secondo le NTC-2018 e criteri A1, M1 e R3.

	Coeff. parz.	Forze (N)	bracci (m)	Momenti (N m)	
P1 (N)	0.9	68169.6	0.60	40902	
P2 (N)	0.9	31244.4	1.57	48950	
P3 (N)	0.9	8136	0.60	4882	
P4 (N)	0.9	13018.5	1.93	25169	
P5 (N)	0.9	11187	1.75	19577	
P6 (N)	0.9	53460	1.38	73508	
P7 (N)	0.9	15228	2.53	38451	
ST (N) sottosp.	sfav. 1.5	15510			
somma		184933.5		251437.5	stab.
	Coeff. parz.				
S1 (N)	1.1	32690.9	2.22	72410.34	
S2 (N)	1.1	38042.9	1.78	67589.64	
ST (N) sottosp.			1.83	28435	
somma		70733.9		168435.0	destab.

Affinché la verifica possa essere considerata accettata, è necessario che il momento reagente (compreso del fattore di correzione) sia superiore rispetto a quello agente.

Infatti, per un momento stabilizzante (compreso del coefficiente idoneo) di 218.6 kNm, il momento agente è di 168.4 kNm, per cui la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Successivamente alla verifica al ribaltamento secondo la NTC-2018, è necessario verificare la struttura (corpo e fondazione) alla forza di scorrimento agente.

I valori dimensionali con cui è svolta la verifica allo scorrimento sono i medesimi della verifica al ribaltamento secondo la NTC-2018 (riportati nella tabella 64).

Come per la verifica al ribaltamento, anche quella allo scorrimento viene svolta secondo i coefficienti dei criteri A1, M1 e R3; tali valori generano i seguenti risultati.

Tabella 66: Valori dei coefficienti, delle forze e dei momenti, necessari per svolgere la verifica allo scorrimento della struttura (corpo e fondazione), secondo le NTC-2018 e criteri A1, M1 e R3.

	Coeff. parz.	Forze (N)	bracci (m)	Momenti (N m)	
P1 (N)	1.0	75744	0.60	45446	
P2 (N)	1.0	34716	1.57	54388	
P3 (N)	1.0	9040	0.60	5424	
P4 (N)	1.0	14465	1.93	27966	
P5 (N)	1.0	12430	1.75	21753	
P6 (N)	1.0	59400	1.38	81675	
P7 (N)	1.0	16920	2.53	42723	
ST (N) (neg.)	1.5	15510	-	-	
somma		207205.0		279375.0	stab.
	Coeff. parz.				
S1 (N)	1.3	38634.7	2.22	85576	
S2 (N)	1.3	44959.85	1.78	79879	
somma		83594.55		165454.5	destab.

Affinché la struttura possa essere considerata verificata allo scorrimento, occorre che la componente resistiva della forza sia superiore rispetto a quella agente massima.

In questo caso, la componente orizzontale resistente è di 83.9 kN, mentre quella agente è di 83.6 kN; ne consegue che l'opera è dimensionata correttamente a scorrimento.

Al fine di analizzare la resistenza totale della struttura secondo le NTC-2018, è necessario valutare il carico limite resistivo.

Come per gli altri casi, la sezione di studio è quella tra il corpo della briglia e della fondazione.

Tabella 67: Valori dei coefficienti, delle forze e dei momenti, necessari per svolgere la verifica al carico limite della struttura (corpo e fondazione), secondo le NTC-2018 e criteri A1, M1 e R3.

	Coeff.	Forze (N)	bracci (m)	Momenti (N m)	
P1 (N)	1.0	75744	0.60	45446	
P2 (N)	1.0	34716	1.57	54388	
P3 (N)	1.0	9040	0.60	5424	
P4 (N)	1.0	14465	1.93	27966	
P5 (N)	1.0	12430	1.75	21753	
P6 (N)	1.0	59400	1.38	81675	
P7 (N)	1.0	16920	2.53	42723	
ST (N) (neg.)	0.0	0.0	-	-	
somma		222715.0		279375.0	stab.
	Coeff.				
S1 (N)	1.3	38634.7	2.22	85576	
S2 (N)	1.3	44959.85	1.78	79879	
somma		83594.6		165454.5	destab.

Come per gli altri casi, affinché la struttura possa essere considerata resistente alla sollecitazione della verifica, la componente destabilizzante dev'essere inferiore alla componente stabilizzante. In questo caso, la reazione resistente del terreno è pari a 225.8 kN/m , mentre la tensione reale verticale che si genera è di 222.7 kN/m ; ciò implica che la verifica al carico limite è positiva.

8 Dimensionamento della controbriglia a valle della briglia cardine

La controbriglia è un'opera idraulica da erigere a valle della briglia cardine (ovvero quella a quota inferiore).

L'obiettivo della controbriglia è quello di limitare l'erosione a valle della briglia (detta *pool*), generata dal flusso idraulico in movimento. In questo modo, vengono limitati i rischi di scalzamento alla base, e successivo collassamento della briglia cardine.

L'altezza della controbriglia dovrebbe essere molto simile alla profondità della pozza erosiva generata, e che dovrebbe limitare.

E' necessario evidenziare l'importanza del corretto dimensionamento di tale opera, in quanto un eventuale cedimento metterebbe a rischio la stabilità di tutta la serie di briglie a monte.

8.0.1 Dimensionamento iniziale della controbriglia

Il dimensionamento della controbriglia inizia andando a calcolare la portata unitaria del flusso che scorre nella sezione della gaveta trapezoidale:

$$q = \frac{Q_{tot}}{L_{media-gav}} \quad (68)$$

La formula restituisce un valore reale di $1.947 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

L'altezza della controbriglia (t) viene calcolata mediante una formula empirica, che tiene in considerazione il rapporto tra la larghezza della gaveta e quella del letto di valle (r), la portata unitaria e la granulometria del torrente:

$$t = (0.7 \cdot r + 0.58)(0.94 \cdot q^{2/3} - 1.6 \cdot d_{90}) \quad (69)$$

Tale formula è la stessa per calcolare la profondità della pool erosiva che si genera a valle della briglia cardine della serie di opere.

Omettendo i passaggi di calcolo, la formula per il nostro caso studio, restituisce un'altezza della controbriglia pari a 1.05 m, che viene incrementato a 1.1 m per motivi di sicurezza.

La distanza tra la briglia cardine e la controbriglia viene valutata in funzione della distanza tra la profondità massima della pool e la briglia, ed in funzione della profondità di velocità critica dell'acqua.

La distanza minima tra la briglia e la controbriglia viene calcolata mediante la formula:

$$L = 8.40 \cdot y_c + 0.55 \cdot z \quad (70)$$

La profondità dove si manifesta la velocità critica y_c viene calcolata con $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$, che nel caso di questa relazione è 0.728 m.

La formula (70) restituisce una distanza minima di sicurezza di 7.57 m, che per motivi pratici e di sicurezza viene portata a 8 metri.

Infine, secondo la procedura di verifica agli sforzi agenti, in modo iterativo sono stati ricavate le misure geometriche delle componenti della controbriglia:

- coronamento: 0.80 m;
- base corpo: 0.80 m;
- base fondazione: 1.05;
- altezza fondazione: 0.40 m;
- sporto di monte: 0.25 m.

Infine, la controbriglia è stata verificata secondo le norme NTC-2018, risultando resistente agli sforzi di scorrimento, ribaltamento e carico limite.

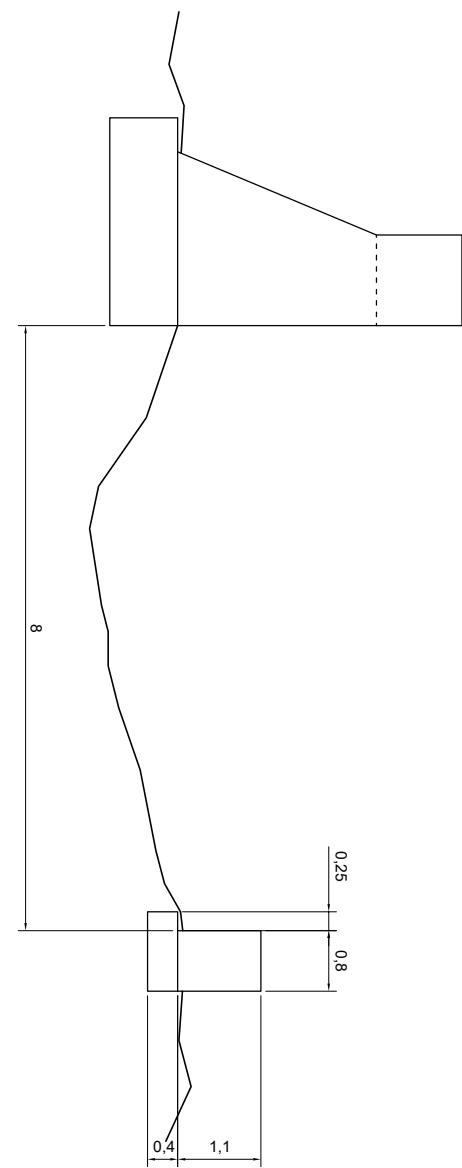
9 Disegno in scala dell'opera progettata

I disegni tecnici, allegati nelle successive pagine, rappresentano sia le singole opere (briglia e controbriglia) e sia la sistemazione complessiva del tratto di torrente.

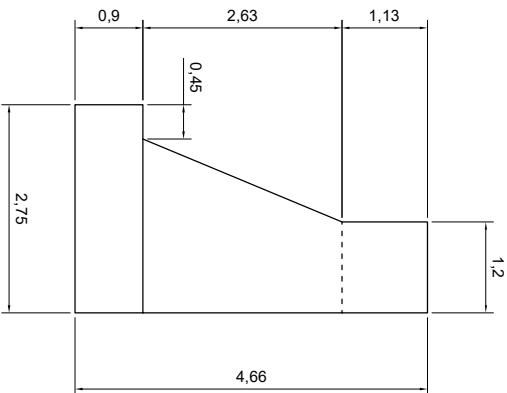
Al fine di rendere l'opera meno impattante dal punto di vista paesaggistico, e maggiormente realistica, è stato ipotizzato che la superficie dell'opera abbia un rivestimento esterno in pietra a faccia vista.

Essendo che in fase di dimensionamento le due ali laterali sono state ipotizzate orizzontali, di conseguenza il disegno tecnico deve rappresentare allo stesso modo le sezioni dell'opera.

Generalmente però, le ali della briglia hanno una pendenza all'incirca del 10% rispetto all'orizzontale, in modo da permettere il passaggio di portate con tempi di ritorno superiori a quello di progetto. In tale modo, si scongiura anche il rischio di eventuali aggiramenti del torrente rispetto alla briglia di consolidamento.

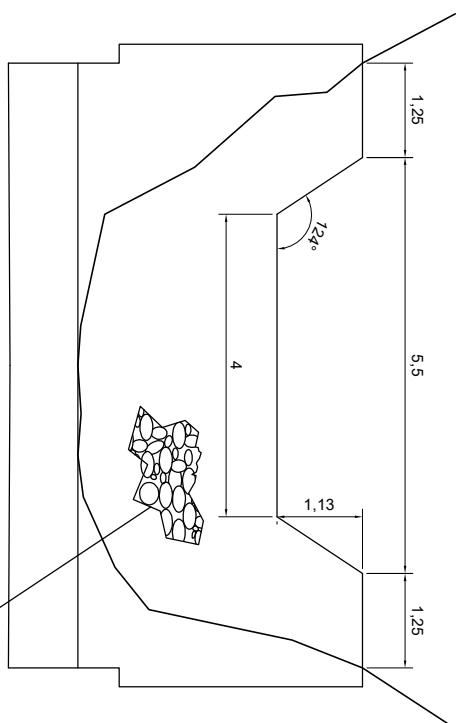


SEZIONE LATERALE DELLA BRIGLIA



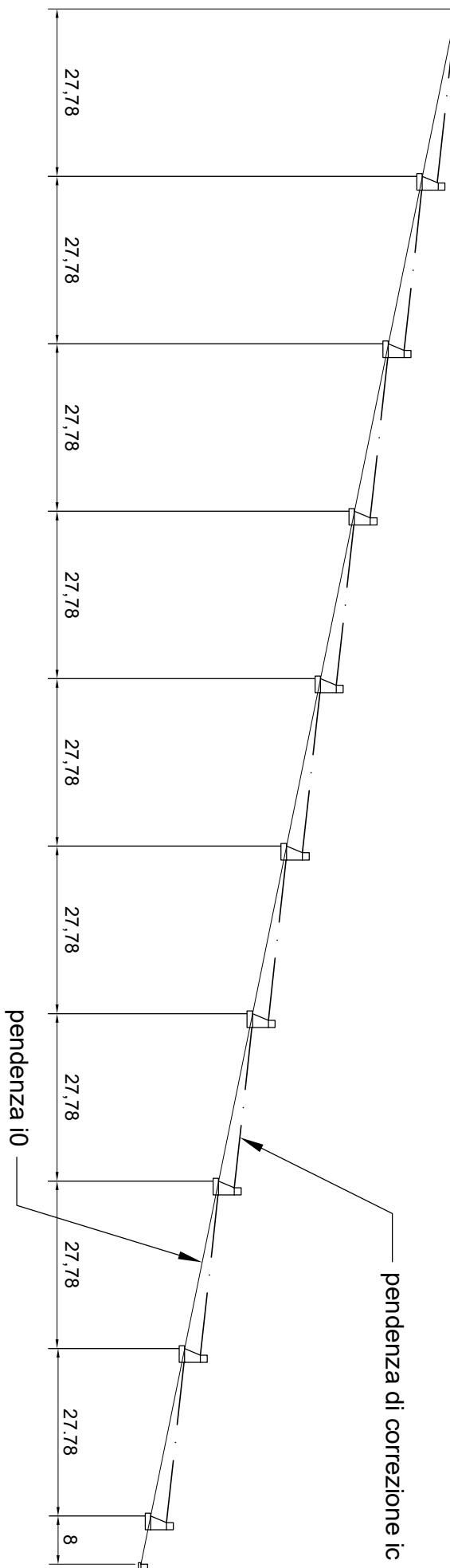
SEZIONE FRONTALE DELLA BRIGLIA

SUPERFICIE CON PIETRE
A FACCIA VISTA



SEZIONE LATERALE DELLA BRIGLIA E DELLA CONTROBRIGLIA

Progetto:	Tavola n°:
Disegno in scala della briglia a sezione trapezia e della relativa controbriglia.	1/2
Disegnatore:	Formato:
Andreotta Luca	A4
Esercitatori:	
Prof. D'Agostino Vincenzo, Martini Marco	
Corso di laurea:	
Riassetto del territorio e tutela del paesaggio	
Data:	Scala:
27/12/2024	1:100



pendenza di correzione ic

Progetto:	Tavola n°:
Profilo dell'opera di sistemazione idraulica, comprendente di briglie e controbriglia.	2/2
Disegnatore:	Formato:
Andreetta Luca	A4
Eserciziatori:	
Prof. D'Agostino Vincenzo, Martini Marco	
Corso di laurea:	
Riassetto del territorio e tutela del paesaggio	
Data:	
27/12/2024	
Scala	
1:1000	

10 Generalità sulla redazione di progetti di sistemazione idraulico-forestale

In questa sezione si andrà ad esporre in maniera generale un esempio di relazione di studio ambientale, da allegare al progetto di sistemazione idraulico-forestale.

Generalmente, l'indice del documento è formato da:

1. premessa: vengono descritti gli obiettivi del progetto e la verifica alla valutazione di impatto ambientale;
2. inquadramento territoriale: descrizione generale ed informativa del territorio circostante all'opera;
3. quadro programmatico: quadro d'insieme delle normative ambientali e programmatiche presenti nel territorio di studio. I riferimenti normativi principalmente richiamati sono: Normativa Rete Natura 2000, Piano di Tutela delle Acque (PTA), Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), Pianificazione Territoriale (piano regionale, provinciale, o comunale), vincoli paesaggistici e ambientali (es. D.Lgs. 152/2006), vincolo idrogeologico (Legge Serpieri);
4. quadro progettuale: esposizione delle analisi progettuali alternative, dello stato di fatto, del progetto strutturale dell'opera, dei volumi/portate in transito e dei lavori programmatici di manutenzione;
5. quadro ambientale: vengono riportate le caratteristiche atmosferiche, ambientali, geologiche, di qualità dell'acqua, di flora/fauna e paesaggistiche;
6. valutazione degli impatti e mitigazioni: vengono ipotizzati gli impatti negativi, generati dalla presenza dell'opera, nei confronti del suolo, dell'atmosfera, della flora, della fauna e del paesaggio. Per ogni impatto negativo vengono proposte delle azioni di mitigazione degli effetti;
7. compensazioni: si espongono le opere o le attività di compensazione a favore della comunità, delle istituzioni o del territorio;
8. considerazioni conclusive: in questa parte di relazione avviene una sintesi di tutto il documento di analisi ambientale da allegare alla costruzione dell'opera;
9. bibliografia: sono riportati tutti i riferimenti normativi, tecnici o accademici con cui si è riusciti a redigere il documento.