

logo



committente

COMUNE DI MALNATE

Provincia di Varese

titolo intervento

RISOLUZIONE DELLE PROBLEMATICHE IDRAULICHE NELLA ZONA "FOLLA" DI MALNATE LEGATE ALLE ESONDAZIONI DEL TORRENTE LANZA

fase progettuale

STUDIO IDRAULICO PRELIMINARE

n° elaborato

B

titolo elaborato

RELAZIONE IDRAULICA

00	Marzo 2025	Emissione	RC	SB	
REV	DATA	NOTE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

codice commessa

47S24PP

nome file

47S24PP_MAL_B_REL_00
Rel idraulica

scala

data

Marzo 2025

società incaricata

**BMB INGEGNERIA S.R.L.**

Sede Legale: Via Sondrio, 55 - 20835 Muggiò (MB)
Tel. +39 039 2785540 - Fax +39 039 2144493
studio@bmbingegneria.net
www.bmbingegneria.net

Codice Fiscale 04780760965
Partita IVA 04780760965
R.E.A. MB 1886967
Iscriz. C.C.I.A.A. n° 04780760965

Professionista incaricato:

DOTT. ING. SERGIO BAVAGNOLI

timbro

SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	3
1.1.	INQUADRAMENTO IDRAULICO DEL SITO	3
1.1.1.	DESCRIZIONE GENERALE DEI CORSI IDRICI	3
1.1.2.	DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLA ROGGIA MOLINARA	3
1.1.3.	DESCRIZIONE DELLA FRAZIONE FOLLA	4
1.2.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	5
2.	CALCOLI PER IL DIMENSIONAMENTO	11
2.1.	DEFINIZIONE DELL'EVENTO DI PIOGGIA	11
2.1.1.	EVENTO DI PIOGGIA INTENSO	11
2.1.2.	EVENTO DI PIOGGIA DI LUNGA DURATA	11
2.2.	VASCHE DI LAMINAZIONE.....	11
2.3.	MANUFATTI DI SFIORO	13
2.3.1.	SFIORATORE A PARETE SPESSA	13
2.3.2.	PARATOIE.....	14
2.4.	DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS	16
2.4.1.	EQUAZIONI PER IL CALCOLO IDRAULICO.....	16
2.4.2.	CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI STATO CRITICO	18
2.4.3.	CALCOLI IDRAULICI PER SEIZIONE CON SINGOLARITA'	19
2.4.4.	GIUNZIONI	21
2.5.	MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI.....	21
2.5.1.	METODO DELLA CORRIVAZIONE	21
3.	VERIFICA DELLA FRAZIONE FOLLA	23
3.1.	DEFINIZIONE DELL'EVENTO DI PIOGGIA	23
3.1.1.	EVENTO DI PIOGGIA INTENSO	23
3.1.2.	EVENTO DI PIOGGIA DI LUNGA DURATA	24
3.2.	MODELLO IDRAULICO DELLA FRAZIONE FOLLA	26

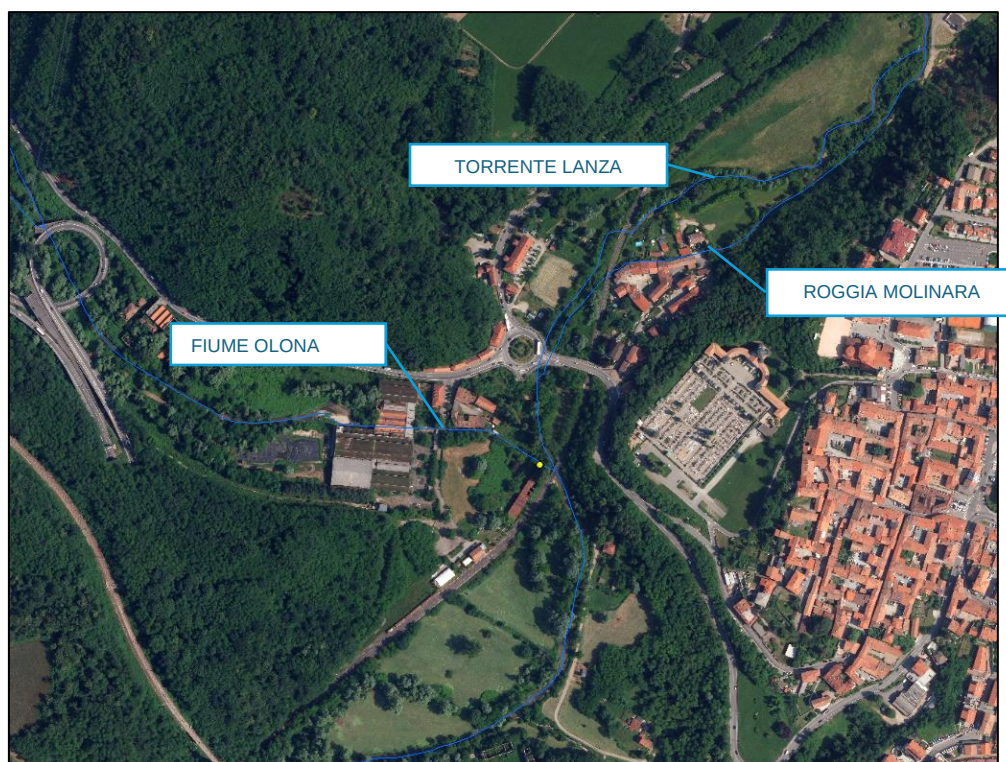
3.2.1.	IMPOSTAZIONE DELLO IETOGRAMMA	26
3.2.2.	PARAMETRI DEL SITO	26
3.2.3.	CALCOLO DELL PORTATE.....	27
3.2.4.	CALCOLO DEI VOLUMI.....	27
3.3.	INTERVENTI STRUTTURALI NELLA RETE DI DREANAGGIO	28
3.3.1.	SOTTOBACINO A5	29
3.3.2.	SOTTOBACINO A8	29
3.3.3.	SOTTOBACINO A6	30
3.3.4.	SOTTOBACINO A2+A3.....	30
3.3.5.	SOTTOBACINO A1+A4.....	31
3.3.6.	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO.....	31
3.3.7.	TABELLA REPILOGATIVA DELLE TUBAZIONI SCELTE.....	32
4.	VERIFICA DEI CORSI D'ACQUA.....	33
4.1.	MODALITA' DI DEFLUSSO DELLA PIENA	33
4.2.	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	35
5.	VERIFICA DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE.....	37
5.1.	PORTATE IN ASSENZA DI ORGANI DI MANOVRA	37
5.2.	SFIORATORE LATERALE	37
5.3.	CALCOLO DELLE PARATIE.....	38

1. PREMESSA

1.1. **INQUADRAMENTO IDRAULICO DEL SITO**

1.1.1. DESCRIZIONE GENERALE DEI CORSI D'ACQUA PRESENTI

I corsi d'acqua presenti nella zona oggetto di studio sono: la Roggia Molinara, il Torrente Lanza ed il Fiume Olona. Come si può vedere dall'immagine sottostante la RM si dirama dal TL per poi andare a reimmettersi nello stesso a valle del ponte della Strada Statale. Infine, subito dopo l'immissione, lo stesso si unisce al Fiume Olona.



Ultima nota degna di attenzione è che, a valle di quest'ultima confluenza, è presente l'area di laminazione di Ponte Gurone che rientra nelle opere di laminazione controllata previste dallo Studio di fattibilità idraulica del fiume Olona dell'Autorità di Bacino del fiume Po (2004). L'area di laminazione è situata tra Varese e Malnate e lamina fino a 1.520.000 metri cubi di acqua. Quest'opera abbatte la portata di piena del fiume Olona da 118 metri cubi al secondo, in entrata alla vasca, a 36 metri cubi al secondo in uscita dalla stessa.

1.1.2. DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELLA ROGGIA MOLINARA

La Roggia Molinara si dirama dal Torrente Lanza la cui concessione, secondo provvedimento n. 4896 del 25/10/2007, risulta intestata ai Sig.ri Giovanni e Luigi Bernasconi ad uso forza motrice ed irriguo per

una portata complessiva di 200 l/s ed un salto utile di 1,25 m. La larghezza media è di circa 3 metri e una lunghezza totale di quasi 700 metri.

La diramazione avviene senza manufatti meccanici di regolazione ma tramite una semplice separazione dell'alveo semi parallela. Questa divisione può, in buona approssimazione, essere modellata ad energia costante facendo presente che, subito a valle della diramazione, nel Torrente Lanza è presente un salto che impone il passaggio da corrente lenta a veloce.

Inoltre appena a valle della diramazione, lungo il corso della roggia, sono presenti uno sfioratore a soglia fissa e due sistemi di restituzione dotati di paratie.

1.1.3. DESCRIZIONE DELLA FRAZIONE FOLLA

La Frazione Folla, dal punto di vista idraulico, ha una pendenza che porta naturalmente l'acqua dalla zona boscata a Sud verso la Roggia Molinara ed il Torrente Lanza, trovando spazio libero da ostacoli solamente nelle aperture tra una corte e l'altra (indicativamente come visibile nella figura sottostante). Una volta raggiunta Via Zara questa viene delimitata da due spartiacque: il primo verso la strada principale a Ovest dove, per inclinazione della strada, l'acqua viene deviata sulla sponda lontana rispetto alla frazione, evitando che l'acqua dalla statale possa andare a gravare sulla frazione, ed un altro ad Est in prossimità della fine dell'abitato dove le acque meteoriche in parte finiscono verso la frazione ed in parte percorrono la strada nella direzione opposta.



Azzurro Scuro: Torrente Lanza, Azzurro Chiaro: Roggia Molinara, Rosso: Linea delle pendenze e deflusso idrico

A Sud, invece, vi è una strada bianca che tende a riportare sulla strada statale le acque piovane, non incidendo sulla frazione. Tale ipotesi ci è stata confermata anche dalle testimonianze dei fenomeni passati.

Infine le pendenze presenti, come intuibile, portano la maggior parte del deflusso verso la corte più bassa, oggetto degli allagamenti (evidenziata in giallo nell'immagine).

1.2. STUDI PRECEDENTI E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Per stimare le portate transitive nei corsi d'acqua si sono utilizzati due studi:

- *Studio di fattibilità riguardante il tratto del fiume Olona dalle sorgenti sino alla sezione immediatamente a monte del bacino di laminazione in località Mulini di Gurone a Malnate (Dicembre 2011)*
- *Metodologie per l'aggiornamento delle mappe di pericolosità idraulica nelle APSFR (Agosto 2022)*

All'interno degli studi sono state individuate delle portate alle sezioni di chiusura del Torrente Lanza e del Fiume Olona.

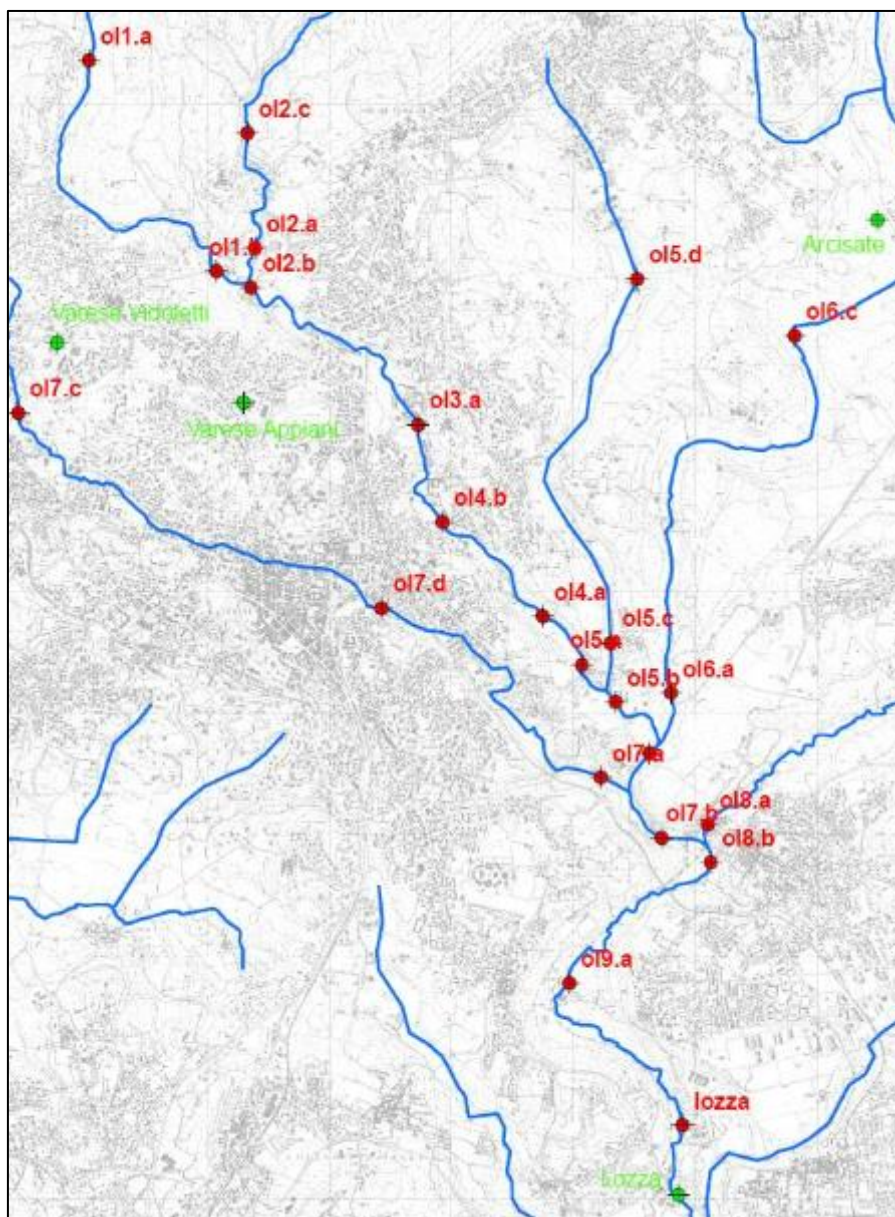


Figura 4 della Relazione A.1

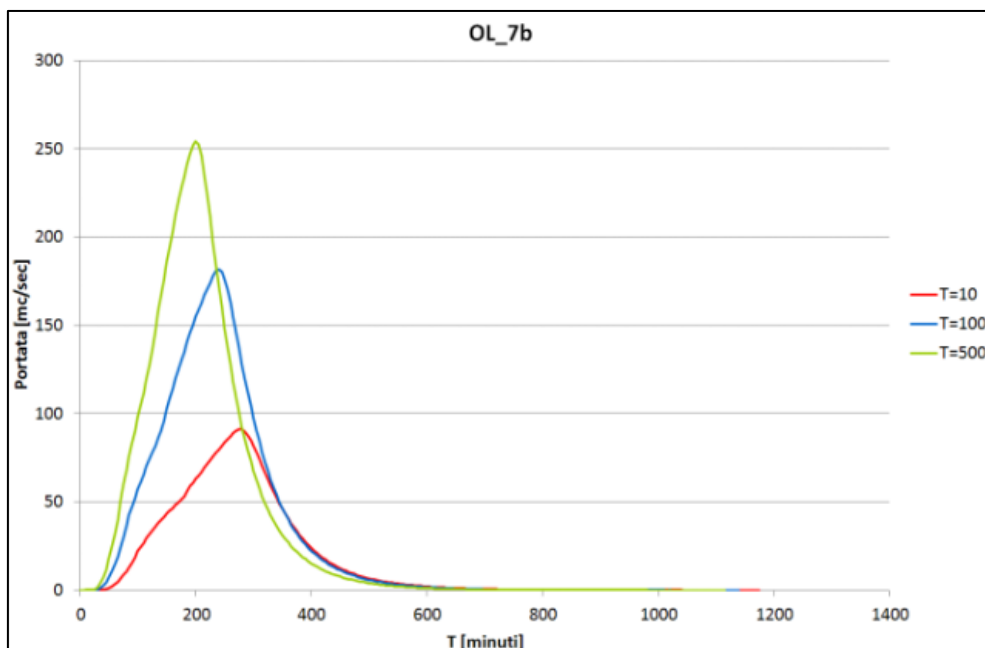
Ed in particolare si sono utilizzate le sezioni di chiusura **ol8.a**, **ol7.b** e **ol8.b** che rappresentano la sezione di chiusura del Torrente Lanza e le due sezioni a monte e valle del Fiume Olona.

Per ognuna di queste sezioni sono state trovate 3 condizioni che rappresenteranno le nostre condizioni di verifica, a portate crescenti:

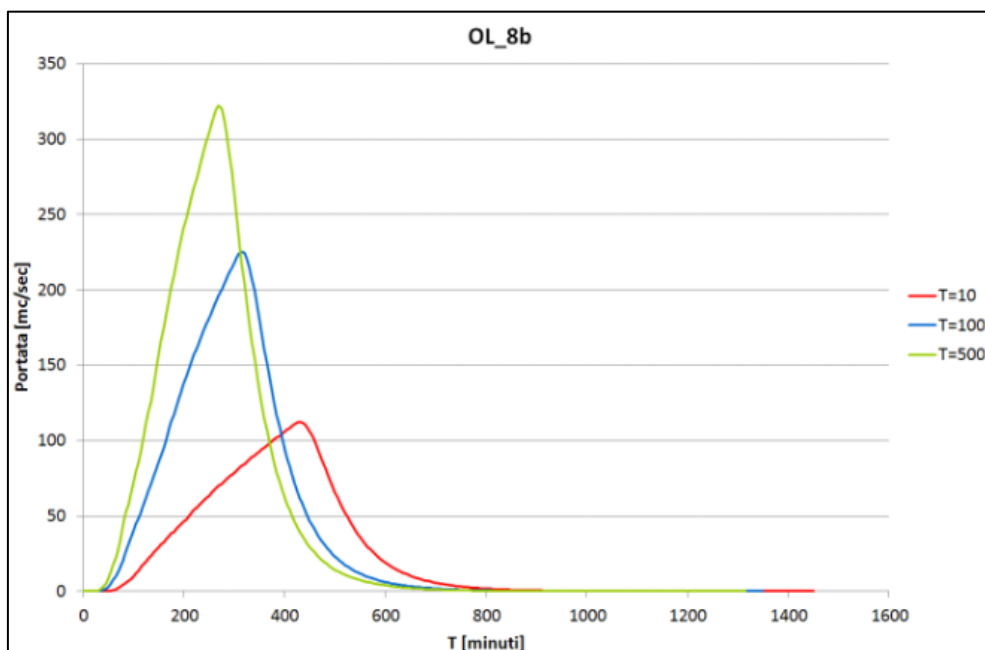
- **Idrogrammi di piena in condizioni AMC2 con aumento di capacità di infiltrazione (T=10 anni)**
- **Idrogrammi di piena in condizioni AMC2 (T=10 anni)**

▪ **Idrogrammi di piena in condizioni AMC2 (T=100 anni)**

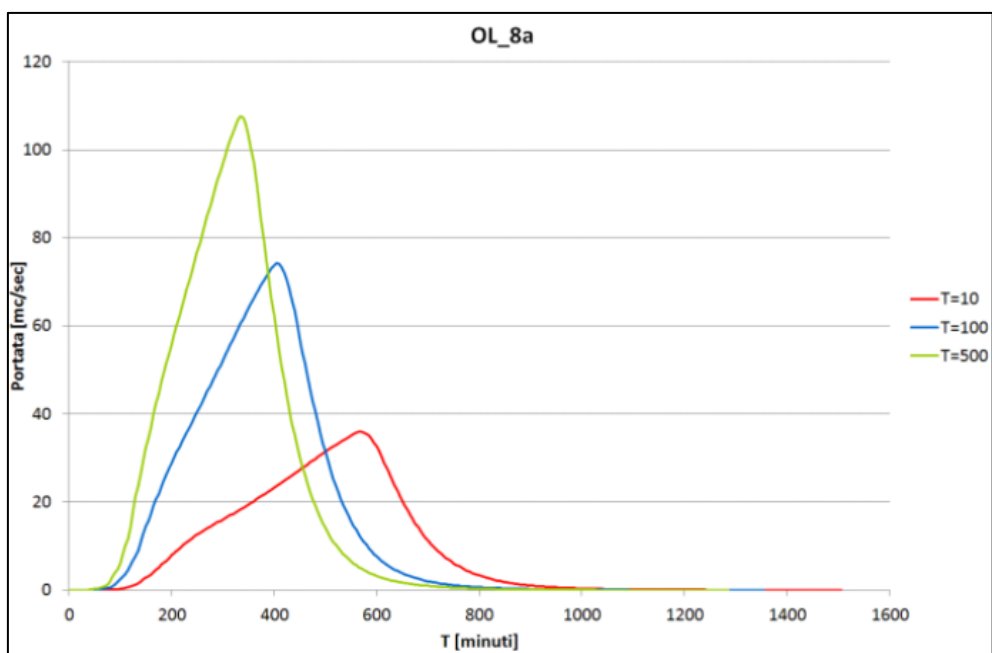
Di seguito si riportano i grafici ed i dati così ricavati:



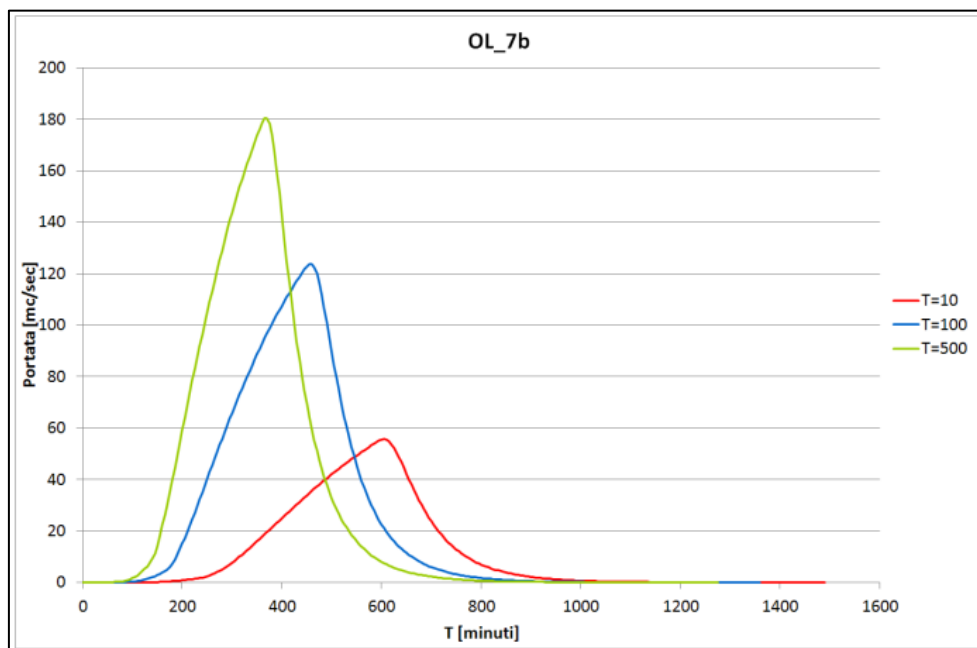
Fiume Olona (sezione di monte) – Condizione AMC2



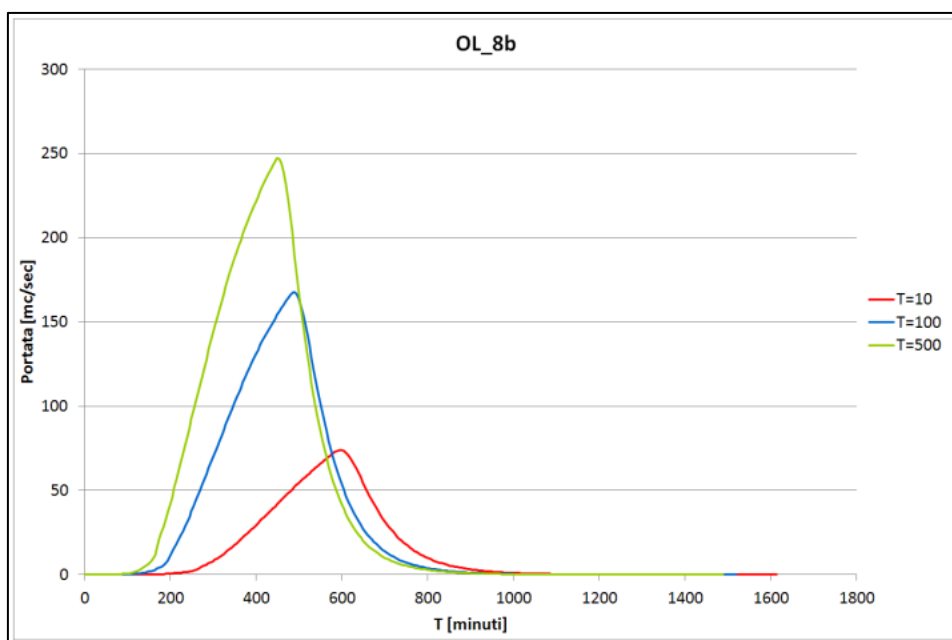
Fiume Olona (sezione di valle) – Condizione AMC2



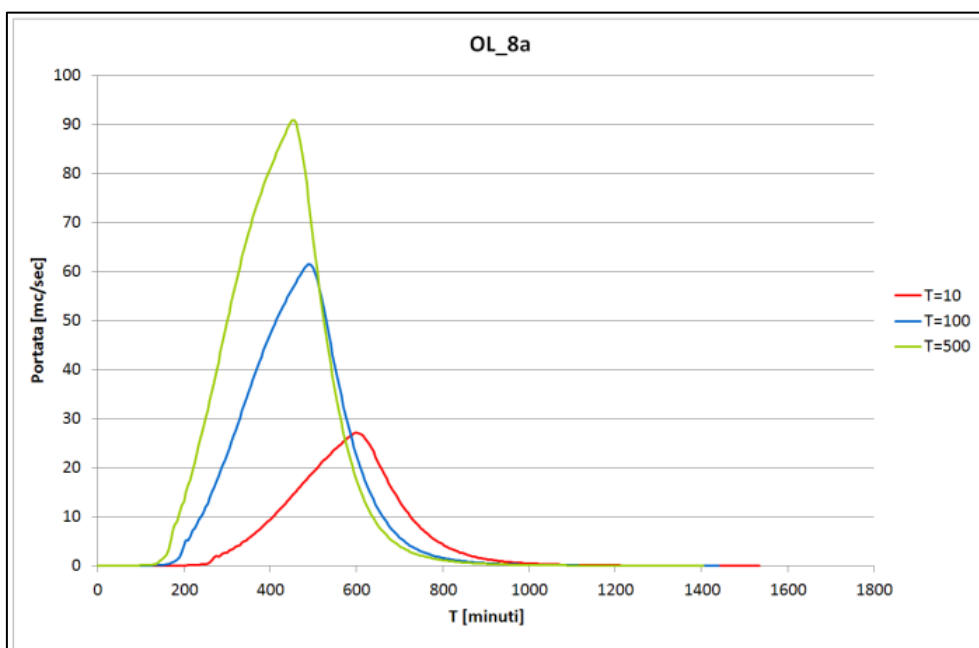
Torrente Lanza – Condizione AMC2



Fiume Olona (sezione di monte) – Condizione AMC2 con filtrazione aumentata



Fiume Olona (sezione di valle) – Condizione AMC2 con filtrazione aumentata



Torrente Lanza – Condizione AMC2 con filtrazione aumentata

Sezione	ID	T=10 anni, AMC2+i	T=10 anni, AMC2	T=100 anni, AMC2
Fiume Olona (Monte)	7.b	56 mc/s	91 mc/s	182 mc/s
Fiume Olona (Valle)	8.b	74 mc/s	112 mc/s	225 mc/s
Torrente Lanza	8.a	27 mc/s	36 mc/s	74 mc/s

Dove con “+i” si indica la capacità aumentata di infiltrazione.

Inoltre, all'interno della modellazione vengono riportati i dati del Torrente Lanza:

PARAMETRI BACINO LANZA	
Area [Kmq]	89.5
Perimetro [Km]	53.62
Lunghezza Asta [Km]	21.41
Quota max [m slm]	1099
Quota min [m slm]	287
Quota media [m slm]	464.33
Pendenza [%]	15.54

2. CALCOLI PER IL DIMENSIONAMENTO

2.1. DEFINIZIONE DELL'EVENTO DI PIOGGIA

2.1.1. EVENTO DI PIOGGIA INTENSO

Una delle ipotesi fondamentali che sta alla base del dimensionamento di opere soggette ad eventi idrologici, è che le portate massime e le onde di piena critica, aventi un certo tempo di ritorno T , siano originate da una precipitazione avente lo stesso tempo di ritorno.

Pertanto, da queste ipotesi, è necessario determinare la curva di possibilità climatica, ovvero l'espressione che, per un preassegnato tempo di ritorno T , fornisce per ogni durata di pioggia la massima altezza di precipitazione che può verificarsi e che viene superata una volta ogni T anni.

A tal proposito, si fa generalmente riferimento ad un'espressione algebrica monomia del tipo:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui:

- h è l'altezza di pioggia espressa in millimetri;
- t è la corrispondente durata in ore;
- a ed n sono due coefficienti che definiscono la curva risultante.

Per giungere all'espressione della curva di possibilità climatica è necessario elaborare con metodi statistici i dati storici raccolti nelle stazioni pluviografiche, in particolar modo quelli corrispondenti ai massimi eventi piovosi che si verificano annualmente in corrispondenza di durate assegnate.

2.1.2. EVENTO DI PIOGGIA DI LUNGA DURATA

In concomitanza con l'evento di breve intensità è necessario, per la stima dei volumi, valutare le piogge di lunga durata. ARPA Lombardia mette a disposizione le LSPP di durata superiore ad 1 giorno: le modalità per ricavare i parametri sono le medesime descritte per le piogge piene.

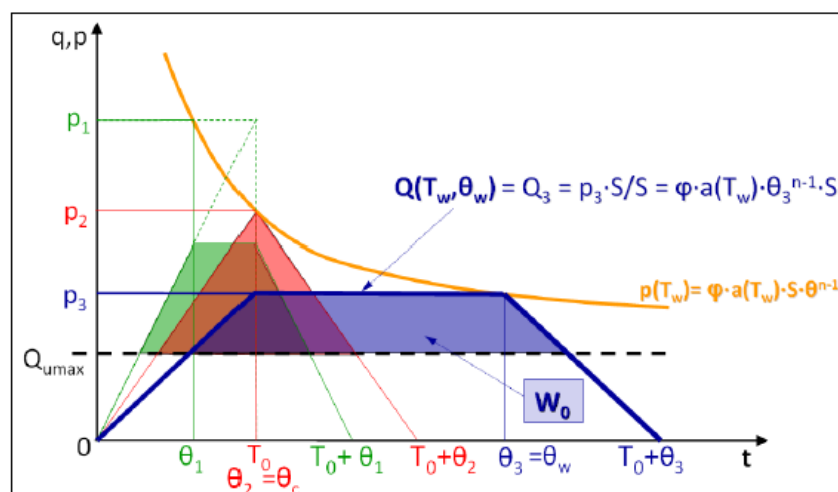
In base ai risultati delle modellazioni, grazie alle quali si individueranno i tempi critici, sarà da aggiornare i parametri con i range corretti.

2.2. VASCHE DI LAMINAZIONE

Come prima analisi si è valutato il volume necessario per accumulare un evento di piena con tempo di ritorno T pari a 100 anni. Per fare ciò si sono utilizzati diversi approcci che sfruttano ipotesi di base differenti:

-
- The graph plots work W on the vertical axis against displacement D on the horizontal axis. Two curves originate from the origin: a concave-down curve for the electric field work $W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot D^n$ and a straight line for the magnetic field work $W_u = S \cdot Q_u \cdot D$. At a specific displacement D_W on the horizontal axis, a vertical dashed line is drawn. The vertical distance from the horizontal axis to the straight line at D_W is labeled W_0 . The vertical distance between the two curves at D_W is labeled $\Delta W = W_e - W_u$.

- **Metodo cinematico:** questo approccio schematizza un processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino a monte di tipo cinematico. Le ipotesi semplificative su cui si basa questo metodo sono ietogramma netti di pioggia a intensità costante (*ietogramma rettangolare*), curva aree tempi lineare e svuotamento della vasca a portata costante (*laminazione ottimale*). Si fa notare che se la portata di picco calcolata con il metodo cinematico è inferiore alla portata uscente, il volume viene considerato pari a zero, in quanto non si avrà mai invaso di acqua.



Relazione idraulica
BMB INGEGNERIA s.r.l.

- **Metodo di Marone:** è un metodo semplificato che ipotizza che l'onda entrante nella vasca sia uguale a quella critica per il bacino a monte trovata con il metodo cinematico, cioè con forma triangolare, da cui si può ricavare il rapporto di laminazione

$$\eta = \frac{Q_{uscente}}{Q_{critica}}$$

Questo metodo viene utilizzato solamente come controllo per i due precedenti che invece sono di più pratico utilizzo

Tutti questi metodi, se combinati, permettono di avere un'indicazione sui volumi necessari per garantire un funzionamento ottimale.

2.3. MANUFATTI DI SFIORO

2.3.1. SFIORATORE A PARETE SPESSA

Lo sfioratore è un dispositivo usato per smaltire la parte delle acque di un bacino o di una canalizzazione in eccesso rispetto ad un livello prefissato. Ne esistono di diverse tipologie di comune applicazione (laterale, in linea, a salto, a sifone) ma tutti sfruttano i principi di ingegneria idraulica per stimare la portata d'acqua che viene effettivamente deviate con questi manufatti: nel presente caso si è deciso usare uno sfioratore laterale a parete grossa.

Lo sfioratore laterale a parete grossa, o a larga soglia, è un tipo di manufatto in cui la vena liquida sormonta la soglia e aderisce al paramento di valle e vengono generalmente realizzati in calcestruzzo o muratura. In questo caso si è optato per questa tipologia di manufatto perché essendo necessario sbancare l'argine per realizzare il manufatto si poteva utilizzare il piano costruito come base per lo scorrimento del liquido.

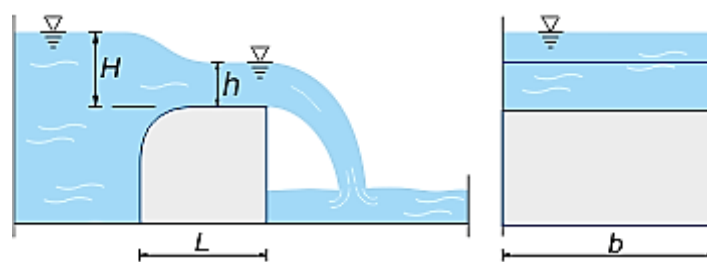


Figura 2.3 Schema di funzionamento di uno sfioratore a parete grossa

L'equazione di efflusso è definita come di seguito riportata:

$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} [m^3/s]$$

Dove:

- μ [-] è il coefficiente di efflusso e pari a 0,385;
- b [m] è la larghezza della soglia, incognita dell'equazione;

- H [m] è l'altezza libera del fluido all'interno del canale;
- L [m] è la lunghezza della soglia;
- h [m] è uguale a $2/3$ di H e rappresenta l'altezza della vena fluida sopra la soglia.

Per potersi ritenere valida, l'espressione di efflusso, devono essere verificate alcune ipotesi, di seguito elencate;

- bordo d'attacco della soglia arrotondato (limita dissipazioni di energie dovute a turbolenze in ingresso)
- velocità del fluido a monte (in corrispondenza di H) trascurabile. Nel caso di sfioratore laterale il vettore velocità risulta perpendicolare quindi trascurabile nella direzione di sfioro

Lunghezza L di sfioro compresa tra 2 e 12 volte l'altezza libera H : oltre il limite inferiore lo stramazzo si avvicina a quello a soglia stretta con un efflusso maggiore, oltre il limite superiore si presentano fenomeni di attrito sulla superficie della soglia che diminuiscono l'efflusso.

2.3.2. PARATOIE

Le paratoie, regolabili tramite appositi organi, possono essere modellate come luci a battente o stramazzo in base al grado di apertura delle stesse.

Qualora il tirante idrico sia superiore alla soglia superiore dell'apertura avremo un funzionamento a battente mentre se l'altezza dell'apertura è superiore al tirante idrico il funzionamento sarà a stramazzo.

- La portata di una luce a battente è data da:

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot A \cdot \sqrt{2gh} = \mu_b \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

Dove $C_v(0,97 \div 0,98)$ tiene conto degli effetti dissipativi (attrito) e C_c tiene conto dell'effetto di contrazione rispetto all'apertura effettiva delle pareti e nel complesso un coefficiente sperimentale di efflusso μ può avere una prima approssimazione variabile tra $0.60 \div 0.61$. Rimane l'ipotesi per cui nel caso in cui $v_0 \approx 0$ l'energia può essere approssimata con h altrimenti al posto di questo termine è più corretto usare $E = h + \frac{v_0^2}{2g}$.

- La portata di una luce a stramazzo, trascurando la velocità di arrivo è data dalla formula:

$$Q = \mu_s \cdot L \cdot \sqrt{2gh}$$

Dove μ_s è un coefficiente di efflusso sperimentale dipendente dal tipo di luce e soglia, dal valore di carico, dalla condizione delle pareti e dalle modalità di alimentazione; L è la lunghezza dell'apertura, h è il carico ossia il dislivello tra la superficie libera a monte della chiamata allo sbocco e la soglia. Se la velocità non è trascurabile, in prima approssimazione si ha:

$$Q = \mu_s \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(h + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{3/2}$$

In cui v_a è la componente, nella direzione della corrente, della velocità di arrivo. Se è trascurabile si può porre $\mu_s = 0,413$ altrimenti vi sono formule più complesse, come Bazin o Rehbock.

2.4. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

La valutazione del profilo idraulico nel tratto interessato dalla realizzazione della vasca è stata condotta tramite l'ausilio del programma HecRAS, software in grado di determinare il comportamento idraulico in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali (o artificiali), consentendo anche la valutazione degli effetti della corrente dovuti all'interazione con ponti, briglie, stramazzi e aree golenali.



In primo luogo, occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (*geometric data*), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (denominato *reach*), la geometria delle sezioni (*cross section geometry*), la distanza fra le sezioni (*reach lengths*) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning. In questa sezione sono disponibili altre opzioni, fra le quali la procedura di interpolazione fra una sezione e l'altra (*XS Interpolation*), molto utile quando occorre infittire il numero di sezioni, qualora i rilievi originali siano troppo distanti fra loro; inoltre, è possibile definire la quota delle sponde (*left and right elevations*) e degli argini (*levees*) e inserire nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (*ineffective flow areas*) e delle coperture (*lids*).

Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria dei ponti in una sezione (*bridge and culvert data*) nella quale è possibile definire per ogni ponte l'impalcato (*deck/roadway*), le pile (*piers*), le spalle (*sloping abutments*) e le condizioni di calcolo (*bridge modelling approach*).

Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (*steady flow data*), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (*boundary conditions*). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata *steady flow analysis*. I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso tabelle riepilogative (*cross-section table* e *profile table*) e grafici delle sezioni geometriche (*plot cross-section*) e del profilo longitudinale (*plot profile*) e, infine, tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (*x, y, z perspective plot*).

2.4.1. EQUAZIONI PER IL CALCOLO IDRAULICO

L'ipotesi alla base delle formulazioni per la determinazione del profilo idraulico è che il moto dell'acqua nel canale sia uniforme. Questo significa che tutte le grandezze caratterizzanti la corrente (altezza idrica, velocità media nella sezione, portata, ecc.) risultano costanti nel tempo e nello spazio. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile i_m , definita come il rapporto fra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla cadente piezometrica J , che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza. La relazione $i_m = J$ costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

La determinazione del profilo teorico in moto permanente è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto *Standard Step Method*, basato appunto sull'equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = \Delta h_e + \Delta h_f$$

Dove:

- $H_1 [m]$ e $H_2 [m]$ sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato;
- Δh_e è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente
- Δh_f sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde. In particolare, dipende principalmente dalla scabrezza del tratto di alveo considerato ed è esprimibile come $J \cdot L$

La pendenza motrice, J , è calcolabile come

$$J = \left[\frac{Q}{K} \right]^2$$

Con $Q [m^3/s]$ è la portata di calcolo e K (conveyance) rappresenta un parametro di conducibilità, ricavabile attraverso la seguente espressione

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3}$$

Dove $A [m^2]$ è l'area della sezione liquida, $R [m]$ è il raggio idraulico e $n [m^{-1/3}/s]$ è il parametro rappresentativo della scabrezza, espresso in termini di coefficiente di Manning.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro n di scabrezza così da descrivere parti della sezione che hanno comportamento differente. Ad esempio, è possibile dividere il canale nella zona centrale dell'alveo inciso (*main channel*) e due zone laterali golenali (*right and left overbanks*).

Ai fini del calcolo, si possono assumere valori del coefficiente n riportati nella tabella seguente a seconda della tipologia d'alveo e di golena; tali valori sono da intendersi di riferimento e, di conseguenza, in ogni situazione reale vanno adeguatamente soppesati con le condizioni esistenti.

Descrizione del corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning ($m^{-1/3} \times s$)
Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva- arborea in alveo	0.040÷0.033
Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	0.033÷0.028
Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione	0.028÷0.025

<i>Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati</i>	0.028÷0.025
<i>Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo</i>	0.025÷0.022
<i>Tratti tombinati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto</i>	0.020÷0.018
<i>Aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni</i>	0.050÷0.040
<i>Aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi</i>	0.033÷0.025
<i>Aree urbane adibite a parcheggio con strade abbastanza ampie</i>	0.020÷0.018

E, in presenza di più sezioni, la scabrezza equivalente n_c il codice di calcolo utilizza la formula:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \left(P_i \cdot n_i^{\frac{3}{2}} \right)}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Con P [m] rappresenta il perimetro bagnato dell'intera sezione, P_i e n_i il perimetro bagnato e il coefficiente di Manning alla sezione i -esima.

Per rappresentare la macro-scabrezza, in particolare nei tratti urbani dove si possono trovare edifici in prossimità del corso d'acqua, il codice di calcolo permette di inserire dei blocchi (*blocked obstruction*), che sono aree della sezione permanentemente bloccate, le quali diminuiscono l'area della sezione e aggiungono perimetro bagnato quando l'acqua giunge a contatto con esse.

Il termine Δh_e dipende, invece, dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni i e $i + 1$ dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$\Delta h_e = \beta \cdot \left| \alpha_i \cdot \frac{V_i^2}{2g} - \alpha_{i+1} \cdot \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right|$$

Dove β è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato, V_i e V_{i+1} sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e α_i e α_{i+1} sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

2.4.2. CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI STATO CRITICO

Al tirante idrico le condizioni di stato critico, a parità di energia, corrispondono la massima portata teoricamente smaltibile dalla sezione, indipendentemente dalla natura del fondo e delle pareti, nonché dell'inserimento della sezione stessa in un tronco fluviale. Esso è stato valutato imponendo che il numero di Froude, indicato Fr , assuma valore unitario. In termini di portata le sezioni in esame, si scrive:

$$Fr = \frac{V \cdot A}{\sqrt{A^2 \cdot g \cdot h_m}}$$

Dove g è l'accelerazione di gravità, h_m è il tirante idrico, A è l'area bagnata della sezione e V la velocità media della sezione.

2.4.3. CALCOLI IDRAULICI PER SEZIONE CON SINGOLARITA'

Il codice di calcolo consente la simulazione del deflusso attraverso ponti (*bridge*) e tombinature (*culvert*) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, etc.). La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello utilizza il metodo della conservazione della quantità di moto (*Momentum Balance*) che consente nell'eguagliare la quantità di moto fra la sezione di monte e di valle del manufatto attraverso tre passi successivi:

- 1) Tra la sezione esterna di valle (sezione 2) e la sezione interna di valle (sezione D):

$$(my)_D + (mq)_D = (my)_2 - (my)_P + (mq)_2 + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

- 2) Tra sezione interna di valle (sezione D) e sezione interna di monte (sezione U):

$$(my)_U + (mq)_U = (my)_D + (mq)_D + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

- 3) Tra sezione interna di monte (sezione U) e sezione esterna di monte (sezione 1):

$$(my)_1 + (mq)_1 = (my)_U + (mq)_U + (my)_P + \frac{1}{2} C_D \left(\frac{A_p}{A_1} \right) + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

Avendo indicato con:

- $my = AY$ [mc] il prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità della sezione di deflusso
- $mq = \frac{Q^2}{gA}$ [mc] la quantità di moto della sezione
- C_D il coefficiente di drag variabile in funzione della forma delle pile
- F_f la forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti
- W_x forza peso nella direzione del flusso
- γ peso specifico dell'acqua

Nella seguente figura si riporta lo schema della successione delle sezioni (ordinarie e/o fittizie) utilizzato per il calcolo del profilo in presenza delle pile di un ponte, dove la freccia indica la direzione del moto e i numeri si riferiscono alle sezioni utilizzate nelle formulazioni viste precedentemente. Le sezioni che delimitano il tronco devono essere scelte in modo che la corrente che le attraversa sia gradualmente variata e, inoltre, tale che la loro distanza sia sufficientemente breve da poter lecitamente trascurare la risultante degli sforzi di attrito.

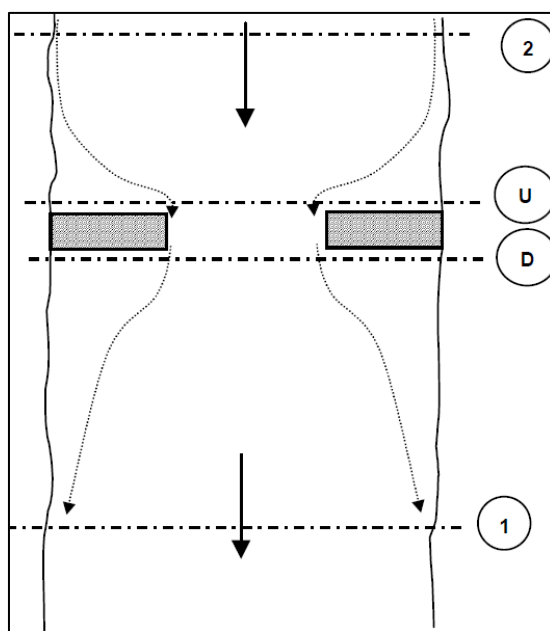


Figura 2.4 Schema per il calcolo del comportamento in prossimità di singolarità

Mentre se il funzionamento è in pressione, si modella mediante la formulazione proprio dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Dove Q [mc/s] è la portata defluita attraverso la luce di area A [mq], H [m] è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quanto, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo, infine, è simulato attraverso la formulazione standard:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

Dove Q [mc/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza L [m] e H [m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto, in pressione con scavalco del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazze e defluite al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

Nella verifica di sezioni particolari, quali ad esempio le zone di confluenza, dove non sono applicabili le relazioni precedenti, è stato applicato il teorema della quantità di moto.

In particolare, è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione:

$$F_s + G = I + M_u - M_e$$

Dove F_s è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo, G è la risultante delle forze di massa (generalmente la forza peso), I la risultante delle inerzie locali, M_u e M_e le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

2.4.4. GIUNZIONI

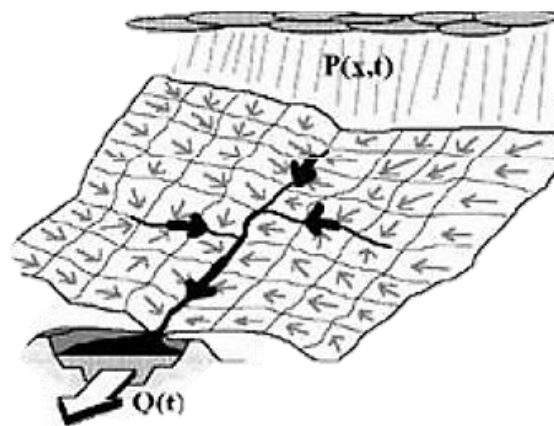
Per modellare le diramazioni/unione vi sono due metodi:

- **Metodo ad energia costante** ($E=\text{cost.}$): non tiene conto dell'angolo di immissione del tributario e pertanto viene utilizzato quando la perdita di energia indotta dall'angolo del tributario è trascurabile (nella maggior parte dei casi è possibile utilizzare questo metodo).
- **Metodo del bilancio della quantità di moto** ($M=\text{cost.}$): viene utilizzato in tutte quelle situazioni in cui tale perdita non può essere trascurata. In questo caso occorre inserire nella colonna aggiuntiva l'angolo dell'affluente, mentre in corrispondenza del corso d'acqua principale nello spazio deve essere inserito il valore nullo nel caso in cui non si verifichi alcuna variazione di direzione.

2.5. **MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI**

2.5.1. METODO DELLA CORRIVAZIONE

Il metodo che si utilizza come modello afflussi-deflussi è quello della **corrivazione**. Tale metodo di letteratura prevede che la piena è data dalla somma delle singole masse liquide che si muovono seguendo una traiettoria definita e dove la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino.



Sotto tali ipotesi la portata alla sezione di chiusura sarà massima per una durata di pioggia pari al massimo del tempo di corrivazione e pari a :

$$Q_{max} = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{360}$$

Dove:

- Q_{MAX} : portata al colmo (in mc/s)
- φ : coefficiente di afflusso (%)
- i : intensità media di pioggia (mm/ora)
- A : superficie del bacino (in ha)

3. VERIFICA DELLA FRAZIONE FOLLA

3.1. **DEFINIZIONE DELL'EVENTO DI PIOGGIA**

3.1.1. EVENTO DI PIOGGIA INTENSO

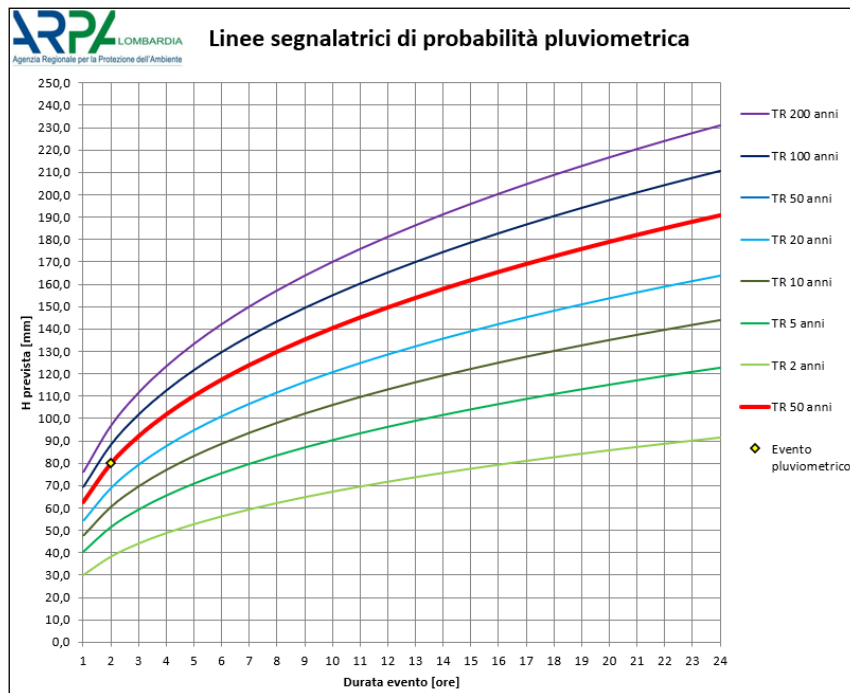
La prima parte della progettazione deve partire dall'individuazione dell'evento di pioggia improvviso caratterizzante il modello idrologico e per fare ciò si fa riferimento alle tabelle fornite da ARPA Lombardia che restituiscono i parametri necessari a definire le Linee Segnatrici (<https://idro.arpalombardia.it/it/map/sidro/>). In questo capitolo andremo a modellare un evento **importante e concentrato** per la definizione delle portate massime circolanti.

Inserendo le coordinate di Malnate è possibile individuare i seguenti parametri:

 Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore	
Località: MALNATE	
Coordinate: VIA ZARA	
Parametri ricavati da: http://idro.arpalombardia.it	
A1 - Coefficiente pluviometrico orario 32,09	Linea segnatrice
N - Coefficiente di scala 0,35	Tempo di ritorno (anni) 50
GEV - parametro alpha 0,2794	Evento pluviometrico
GEV - parametro kappa -0,0126	Durata dell'evento [ore] 2
GEV - parametro epsilon 0,8351	Precipitazione cumulata [mm] 80
Formulazione analitica	Bibliografia ARPA Lombardia:
$h_T(D) = a_1 w_T D^n$	http://idro.arpalombardia.it/manual/lsp.pdf http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA_report.pdf
$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$	

È stato scelto un evento con durata **inferiore alle 24 ore**, caratterizzato da un'intensità di pioggia maggiore, per valutare proprio gli eventi acuti di pioggia, mentre come Tempo di Ritorno è stato considerato **50 anni**, in quanto le presenti infrastrutture servono a salvaguardare una situazione critica che possono creare notevoli disagi e danni alla popolazione.

Quello che ne deriva è il seguente grafico dove in rosso si può vedere la curva definita per le infrastrutture che stiamo accingendoci a progettare:



Nello specifico del presente caso, i tempi di corrivazioni descritti sono inferiori ad 1 ora, pertanto, si è mantenuta lo stesso coefficiente a_T ma si è modificata la n imponendola pari a 0,5.

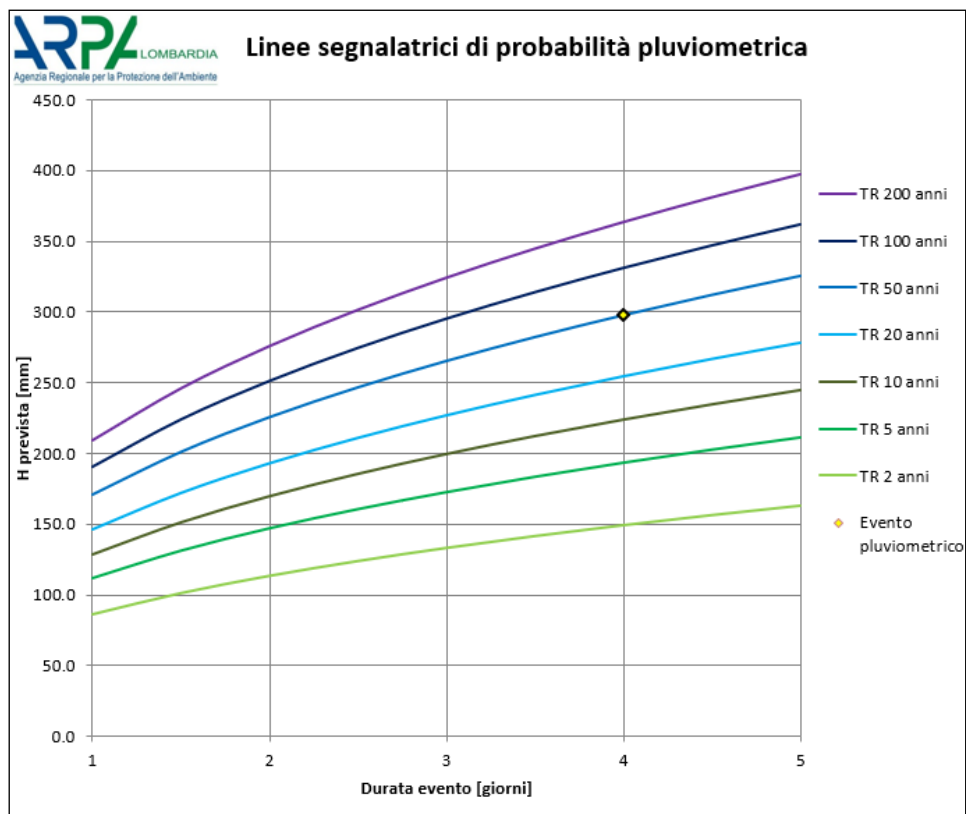
Pertanto:

$$h = A1 \cdot w_T \cdot D^n = 32,09 \cdot 1,95 \cdot D^{0,5}$$

Facendo riferimento ad i calcoli esposti di seguito se ne deduce che abbiamo un tempo di corrivazione pari a 7 min (= 0,12 ore) perciò l'evento di pioggia considerato ha una precipitazione totale pari **h= 22 mm**.

3.1.2. EVENTO DI PIOGGIA DI LUNGA DURATA

ARPA Lombardia mette a disposizione le LSPP di durata superiore ad 1 giorno e di seguito si riporta quanto estratto:



A titolo di esempio, considerando una pioggia di 4 giorni si ha una precipitazione totale pari a **h= 297 mm**.

3.2. MODELLO IDRAULICO DELLA FRAZIONE FOLLA

3.2.1. IMPOSTAZIONE DELLO IETOGRAMMA

Per uno studio preliminare si è deciso di utilizzare il **modello ad intensità di pioggia costante**, pertanto, dall'evento di pioggia adesso definito abbiamo:

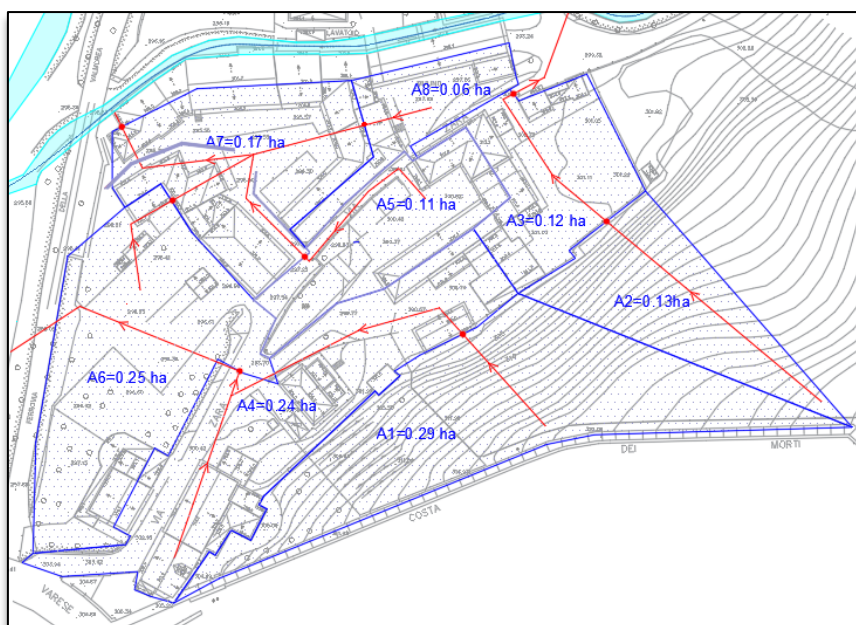
$$i_{INTENSA} = \frac{h}{d} = 181 \frac{mm}{ora}$$

Mentre nel caso di precipitazione prolungata nel tempo:

$$i_{LUNGA} = \frac{h}{d} = 22 \frac{mm}{ora}$$

3.2.2. PARAMETRI DEL SITO

Nel nostro bacino si sono individuate 8 sottoreti così distribuite:



I cui parametri idraulici sono qui di seguito riportati:

Bacino	A (ha)	L (m)	Φ
A1	0,29	31	0,7
A2	0,13	71	0,7
A3	0,12	56	0,9
A4	0,24	90	0,9
A5	0,11	60	0,9
A6	0,25	43	0,9

A7	0,17	35	0,9
A8	0,06	28	0,9

In tabella si riportano anche le lunghezze dei percorsi idraulici individuati e, da essi, si deduce che il percorso più lungo, con una lunghezza complessiva di 164 m, ed un Tempo di Rete, misurabile con la Formula di Kirpich, pari a:

$$T_R = 0.95 \cdot \frac{L^{1.155}}{d^{0.385}} = 0.03 \text{ ore (2 min)}$$

Dove:

- T_R : Tempo di corrivazione;
- L : Lunghezza dell'asta principale del bacino (km)
- D : Dislivello dell'asta principale (m), pari a 35 m nel nostro caso

A questo tempo poi si aggiunge il tempo di ingresso in rete $T_E = 5$ min, per un **tempo di corrivazione $T_C = 7$ min**. Visto le ridottissime dimensioni del bacino a cui corrisponde un tempo di corrivazione < 1 ora ne risulta che quasi istantaneamente l'acqua che piove sulla frazione si ritrova alla sezione di chiusura dei corrispondenti bacini andando a chiudere semplicemente un'equazione di bilancio dei volumi idrici.

3.2.3. CALCOLO DELLE PORTATE

Definiti tutti i parametri sopra descritti si procede, con la formula razionale, a descrivere le portate transitanti:

Rif.	A (ha)	Q (l/s)
A1	0,29	102
A2	0,13	46
A3	0,12	54
A4	0,24	118
A5	0,11	50
A6	0,25	109
A7	0,17	77
A8	0,06	27
A1+A4	0,90	220
A2+A3	0,31	100
A5+A6+A7+A8	0,23	263

3.2.4. CALCOLO DEI VOLUMI

Per il calcolo dei volumi in prima approssimazione si è utilizzato il **metodo delle sole piogge** che fornisce una valutazione del volume di invaso dell'opera di mitigazione sulla base della sola conoscenza

della curva di possibilità pluviometrica e della portata massima uscita, ipotizzata costante nel tempo. Anche se vengono trascurate le perdite ed i processi di laminazione che si realizzano durante la trasformazione afflussi-deflussi, questo risulta un metodo valido per una prima approssimazione delle grandezze in gioco.

Nel presente caso la vasca che si vuole realizzare riceverà l'acqua proveniente dalle frazioni A5, A6, A7 ed A8 ed impostando una **portata uscente dal sistema di pompaggio pari a 70 l/s**, si ottiene un **tempo di pioggia critico $d_{max}= 26 \text{ min}$** ed un **volume minimo di invaso $V_{min}= 110 \text{ mc}$** . Al termine di questa valutazione si è verificato che i parametri (a; n) di possibilità pluviometrica siano compatibili con la durata del fenomeno pluviometrico individuato (in questo caso per piogge < 1h).

Per completezza si riportano i risultati dei conti per tutti i sottobacini considerati:

METODO SOLE PIOGGE					
Sottobacino	S (ha)	Φ	Q_u (l/s)	θ_w (min)	W_{max} (mc)
A1+A4	0,53	0,81	70	17,05	71,60
A2+A3	0,25	0,80	70	3,67	15,41
A5+A6+A7+A8	0,59	0,90	70	26,12	109,71

Per tenere conto di un franco di sicurezza e di possibili infiltrazioni parassite (visto anche la limitata conoscenza della consistenza dell'attuale rete di acque bianche), il volume utile sarà adottato pari 150 mc. Le pompe saranno in questa fase di progettazione uguali e pari a 40 l/s per semplificare le manutenzioni ma, in base alle decisioni di gestioni successive dell'impianto, è possibile adottare due taglie differenti, una maggiore e una inferiore, per gestire eventi di portata differente.

Si ricorda che **il presente dimensionamento prevede un evento di pioggia pari 50 anni per la gestione delle acque meteoriche mentre le barriere idrauliche dei tiranti idraulici della Roggia Molinara sono realizzate per 10 anni.** Per eventi di pioggia superiore a 10 anni il modello idraulico realizzato risulta insufficiente per modellare il fenomeno in quanto è necessario effettuare una modellazione 2D per comprendere le aree di allagamento oltre la necessità di coinvolgere Regione Lombardia per gestire anche il Torrente Lanza al fine di avanzare delle proposte di soluzioni efficaci.

3.3. INTERVENTI STRUTTURALI NELLA RETE DI DREANAGGIO

La prima tipologia di soluzione che si deve apportare ha lo scopo di allontanare più acqua possibile dalla zona colpita dagli allagamenti cercando di:

- Dirottare l'apporto idrico inviandolo, dove possibile, direttamente al ricettore;
- Stoccare l'apporto locale di acqua della zona colpita per un lento rilascio una volta terminato l'evento meteorico.

Facendo riferimento alla distribuzione dei bacini si osserva come si è deviato il volume derivante dai bacini A1, A2, A3 e A4 a valle del centro abitato, evitando in questa maniera che tali portate finissero in A7.

Si prevede l'installazione di **5 tubazioni in PVC** dimensionate in funzione delle quote del terreno e delle pendenze considerando almeno 1.5 metri di ricoprimento delle tubazioni ed imponendo un grado di riempimento pari ad $h/\phi = 0,5$. Di seguito si riportano le velocità e le portate secondo la formulazione di Chezy-Strikler.

3.3.1. SOTTOBACINO A5

Ø est. mm	Z _{in} (mslm)	295.47	Q (l/s)	50.00
	Z _{fin} (mslm)	294.43	L (m)	23.00
	i	4.52%	h/φ	0.50
	Ks	100		
	R (m)	v (m/2)	A (mq)	Q (l/s)
50	0.013	1.13	0.00	1.11
63	0.016	1.32	0.00	2.05
75	0.019	1.48	0.00	3.27
90	0.023	1.67	0.00	5.32
110	0.028	1.91	0.00	9.10
125	0.031	2.09	0.01	12.80
140	0.035	2.25	0.01	17.32
160	0.040	2.46	0.01	24.74
180	0.045	2.66	0.01	33.88
200	0.050	2.86	0.02	44.88
225	0.056	3.09	0.02	61.47
250	0.063	3.32	0.02	81.44
280	0.070	3.58	0.03	110.22
315	0.079	3.87	0.04	150.95
355	0.089	4.20	0.05	207.70
400	0.100	4.55	0.06	285.65
500	0.125	5.28	0.10	518.30

3.3.2. SOTTOBACINO A8

Ø est. mm	Z _{in} (mslm)	295.57	Q (l/s)	27.00
	Z _{fin} (mslm)	294.43	L (m)	35.00
	i	3.26%	h/φ	0.50
	Ks	100		
	R (m)	v (m/2)	A (mq)	Q (l/s)
50	0.013	0.96	0.00	0.94
63	0.016	1.12	0.00	1.74
75	0.019	1.26	0.00	2.78
90	0.023	1.42	0.00	4.52
110	0.028	1.62	0.00	7.72
125	0.031	1.77	0.01	10.86
140	0.035	1.91	0.01	14.70
160	0.040	2.09	0.01	20.99
180	0.045	2.26	0.01	28.75

200	0.050	2.43	0.02	38.09
225	0.056	2.62	0.02	52.17
250	0.063	2.82	0.02	69.12
280	0.070	3.04	0.03	93.54
315	0.079	3.29	0.04	128.11
355	0.089	3.56	0.05	176.28
400	0.100	3.86	0.06	242.44
500	0.125	4.48	0.10	439.89
630	0.158	5.23	0.16	815.34

3.3.3. SOTTOBACINO A6

Ø est. mm	Z _{in} (mslm)	294.83	Q (l/s)	109.00
	Z _{fin} (mslm)	294.43	L (m)	30.00
	i	1.33%	h/φ	0.50
	Ks	100		
	R (m)	v (m/2)	A (mq)	Q (l/s)
50	0.013	0.61	0.00	0.60
63	0.016	0.72	0.00	1.12
75	0.019	0.80	0.00	1.78
90	0.023	0.91	0.00	2.89
110	0.028	1.04	0.00	4.94
125	0.031	1.13	0.01	6.95
140	0.035	1.22	0.01	9.40
160	0.040	1.34	0.01	13.43
180	0.045	1.45	0.01	18.40
200	0.050	1.55	0.02	24.37
225	0.056	1.68	0.02	33.38
250	0.063	1.80	0.02	44.22
280	0.070	1.94	0.03	59.85
315	0.079	2.10	0.04	81.97
355	0.089	2.28	0.05	112.79
400	0.100	2.47	0.06	155.11
500	0.125	2.87	0.10	281.45
630	0.158	3.35	0.16	521.66

3.3.4. SOTTOBACINO A2+A3

Ø est. mm	Z _{in} (mslm)	294.83	Q (l/s)	85.00
	Z _{fin} (mslm)	294.43	L (m)	30.00
	i	1.33%	h/φ	0.50
	Ks	100		
	R (m)	v (m/2)	A (mq)	Q (l/s)
50	0.013	0.61	0.00	0.60
63	0.016	0.72	0.00	1.12
75	0.019	0.80	0.00	1.78
90	0.023	0.91	0.00	2.89
110	0.028	1.04	0.00	4.94
125	0.031	1.13	0.01	6.95
140	0.035	1.22	0.01	9.40
160	0.040	1.34	0.01	13.43

180	0.045	1.45	0.01	18.40
200	0.050	1.55	0.02	24.37
225	0.056	1.68	0.02	33.38
250	0.063	1.80	0.02	44.22
280	0.070	1.94	0.03	59.85
315	0.079	2.10	0.04	81.97
355	0.089	2.28	0.05	112.79
400	0.100	2.47	0.06	155.11
500	0.125	2.87	0.10	281.45
630	0.158	3.35	0.16	521.66

3.3.5. SOTTOBACINO A1+A4

TUBAZIONE			A1+A4	
Ø est. mm	Z _{in} (mslm)	295.85	Q (l/s)	220.00
	Z _{fin} (mslm)	294.31	L (m)	130.00
	i	1.18%	h/φ	0.50
	Ks	100		
	R (m)	v (m/2)	A (mq)	Q (l/s)
50	0.013	0.58	0.00	0.57
63	0.016	0.67	0.00	1.05
75	0.019	0.76	0.00	1.67
90	0.023	0.86	0.00	2.72
110	0.028	0.98	0.00	4.66
125	0.031	1.07	0.01	6.55
140	0.035	1.15	0.01	8.86
160	0.040	1.26	0.01	12.66
180	0.045	1.36	0.01	17.34
200	0.050	1.46	0.02	22.97
225	0.056	1.58	0.02	31.46
250	0.063	1.70	0.02	41.68
280	0.070	1.83	0.03	56.41
315	0.079	1.98	0.04	77.26
355	0.089	2.15	0.05	106.31
400	0.100	2.33	0.06	146.21
500	0.125	2.70	0.10	265.29
630	0.158	3.15	0.16	491.71

3.3.6. STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

Per il dimensionamento della prevalenza si è ha un dislivello Geodetico tra la quota di pescaggio e la quota del recapito di 6 mt a cui si aggiungono 1.5 mt di perdite di carico, per una **prevalenza totale di 7.5 metri** non conoscendo ad oggi l'esatto percorso che si vuole far fare alla tubazione: è presente una tubazione in calcestruzzo utilizzata per la fognatura che può essere sfruttata come tubo camicia per la mandata riducendo notevolmente i costi di scavo. Pertanto nel complesso risultano due pompe da 6 kW per una potenza totale della stazione di sollevamento di 15 kW

Per quanto riguarda il diametro della tubazione, conoscendo la portata definita in fase di progetto in uscita dalla vasca, si vuole mantenere la velocità a valori inferiori a 1,5 m/s per cui è necessario mantenere almeno un DE 250 mm.

3.3.7. TABELLA REPILOGATIVA DELLE TUBAZIONI SCELTE

Di seguito si riportano i diametri scelti per i tratti individuati.

Tubazione	Funzionamento	Diametro
Sottob. A5	GRAVITA'	PVC 250 SN8
Sottob. A8	GRAVITA'	PVC 250 SN8
Sottob. A6	GRAVITA'	PVC 400 SN8
Sottob. A2+A3	GRAVITA'	PVC 400 SN8
Sottob. A1+A4	GRAVITA'	PVC 500 SN8
Staz. Pomp.	PRESSIONE	PEAD 250 SDR11

4. VERIFICA DEI CORSI D'ACQUA

4.1. MODALITA' DI DEFLUSSO DELLA PIENA

La verifica delle condizioni di deflusso della portata di piena è stata dunque effettuata simulando il moto permanente gradualmente variato (portata costante e alveo variabile) in alveo schematizzato come monodimensionale.

Caratterizzazione geometrica

Le sezioni battute sono state inserite nel codice di calcolo per verificare le effettive condizioni di funzionamento idraulico dei canali, in modo da valutare i tiranti idraulici per il dimensionamento dei manufatti di sfioro utilizzati per limitare le portate a valle.

L'inserimento delle sezioni, con l'ausilio del rilievo topografico disponibile e sulla base delle informazioni acquisite durante i sopralluoghi è stato completato dalla precisazione delle quote delle sponde (*left and right elevations*) e degli argini (*leeves*). Per garantire la stabilità della soluzione è possibile introdurre delle sezioni fittizie, interpolate sulla base di quelle rilevate: tale soluzione è consigliata dal manuale di riferimento idraulico (*Hydraulic Reference Manual*) nel caso in cui le sezioni battute abbiano distanze elevate. Nel presente caso si è optato per un passo di interpolazione pari a 20÷40 m.

Parametri idraulici

Dal punto di vista idraulico, il software HecRAS richiede in ingresso i dati della portata e dei valori di scabrezza.

In particolare, la portata di assegnato tempo di ritorno (10+i, 10 e 100 anni), riportata da valori di riferimento di altri studi, è stata utilizzata come condizione del modello.

La scelta di un appropriato valore del coefficiente di scabrezza è particolarmente significativa per un'accurata simulazione del profilo di moto. Esprimere in un unico parametro un fenomeno complesso come la resistenza al moto esercitata dalle forme presenti in alveo è certamente difficile e passibile di errori dovuti al grado di soggettività presente nella scelta: la scabrezza viene espressa attraverso il coefficiente di Manning, che è molto variabile e dipende da un elevato numero di fattori quali la rugosità della superficie dell'alveo, la presenza di vegetazione, le irregolarità del canale, la capacità di erosione e deposizione della corrente, la temperatura dell'acqua, la forma e la dimensione del canale, le ostruzioni presenti.

Per quanto riguarda le simulazioni condotte, sono stati adottati i seguenti valori di scabrezza in funzione della tipologia di materiale riscontrato:

Elemento	n Manning ($m^{-1/3} \times s$)
Terreno naturale / fondo alveo	0.03
Cemento ammalorato / muri pietrame	0.018
Cemento in buono stato / muri cls	0.015

Condizioni al contorno

Il programma HecRAS dispone di quattro differenti opzioni per la definizione delle condizioni al contorno:

- *Known Water Surface Elevations*: la condizione al contorno corrisponde ad n valore noto d'altezza d'acqua inserito per ciascuno dei profili da calcolare;
- *Critical Depth*: la condizione al contorno viene posta uguale alla profondità critica che il programma calcola per ciascuno dei profili;
- *Normal Depth*: la condizione al contorno è uguale alla profondità di moto uniforme che il programma calcola per ciascuno dei profili. In questo caso si deve inserire la pendenza della linea dei carichi totali, che può essere approssimata mediante la pendenza del tratto nel canale a monte;
- *Rating Curve*: in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate. La condizione al contorno, per ciascun profilo, viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

Nel presente caso è stato ipotizzato un regime dominato dalla condizione di valle (*Subcritical*), con condizioni al contorno dettate dalla pendenza (*Normal Depth*). Tale pendenza è un parametro geometrico, calcolato come:

$$i = i_{media} = \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

Dove:

- Δx è la lunghezza del tratto considerato
- Δy è il dislivello fra la quota più bassa della sezione a monte e quella della sezione a valle

Tratto	Pendenza
Tratto a monte del Torrente Lanza	0.0046
Tratto a monte del Fiume Olona	0.002
Tratto a valle del Fiume Olona	0.002

Mentre per tutti i rami intermedi la condizione al contorno è quella delle giunzioni, modellate con il metodo ad energia costante, dove le portate vengono imposte da quelle definite in precedenza per il Lanza e l'Olona, mentre per la Roggia Molinara si considera che transiti la portata di concessione

a cui si somma quella derivante dalle piogge della frazione: questa ipotesi può essere considerata valida grazie ad i manufatti di controllo all'inizio del tratto che ci permettono di definire qual è la portata transitante.

Parametri di calcolo

Ai fini della corretta stima delle perdite di carciop, che si verificano in seguito al brusco restringimento operato dalle strutture (ponti), occorre inserire degli opportuni valori dei coefficienti di espansione e di concentrazione.

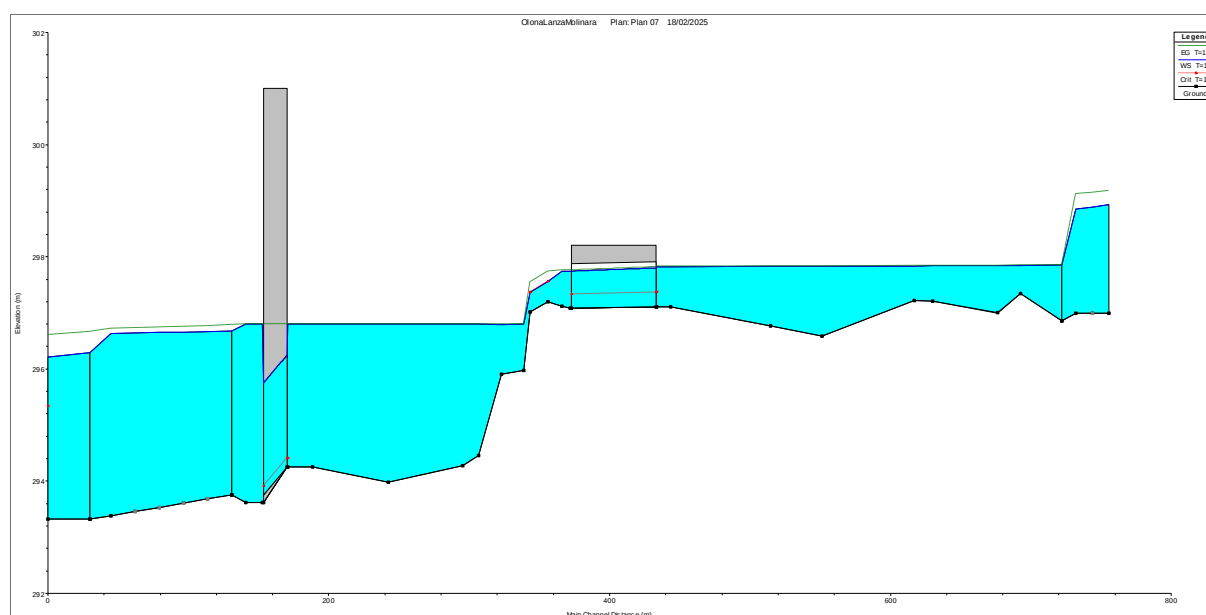
Nella seguente tabella vengono riportati i valori consigliati dei suddetti coefficienti nel caso di corrente subcritica del programma HecRAS.

Coefficienti di concentrazione ed espansione per corrente subcritica		
	Contrazione	Espansione
No transition loss computed	0.0	0.0
Gradual transition	0.1	0.3
Typical Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transition	0.6	0.8

Nel caso di corrente supercritica i valori di entrambi i coefficienti devono essere scelti con maggiore cautela, per evitare una sovrastima delle perdite per contrazione e/o espansione. In generale, i valori assunti da entrambi i coefficienti devono essere minori.

4.2. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

Dalle simulazioni emerge che i tiranti dell'ultimo tratto della Roggia Molinara sono influenzati dalla Torrente Lanza che presenta dei tiranti importanti.

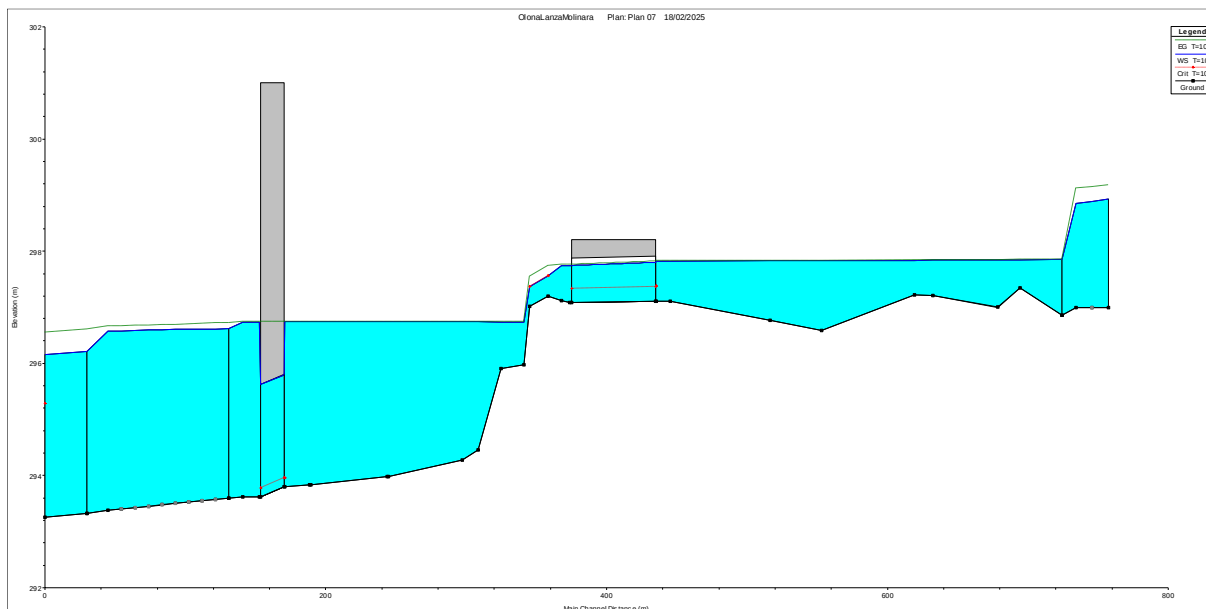


Comune di Malnate

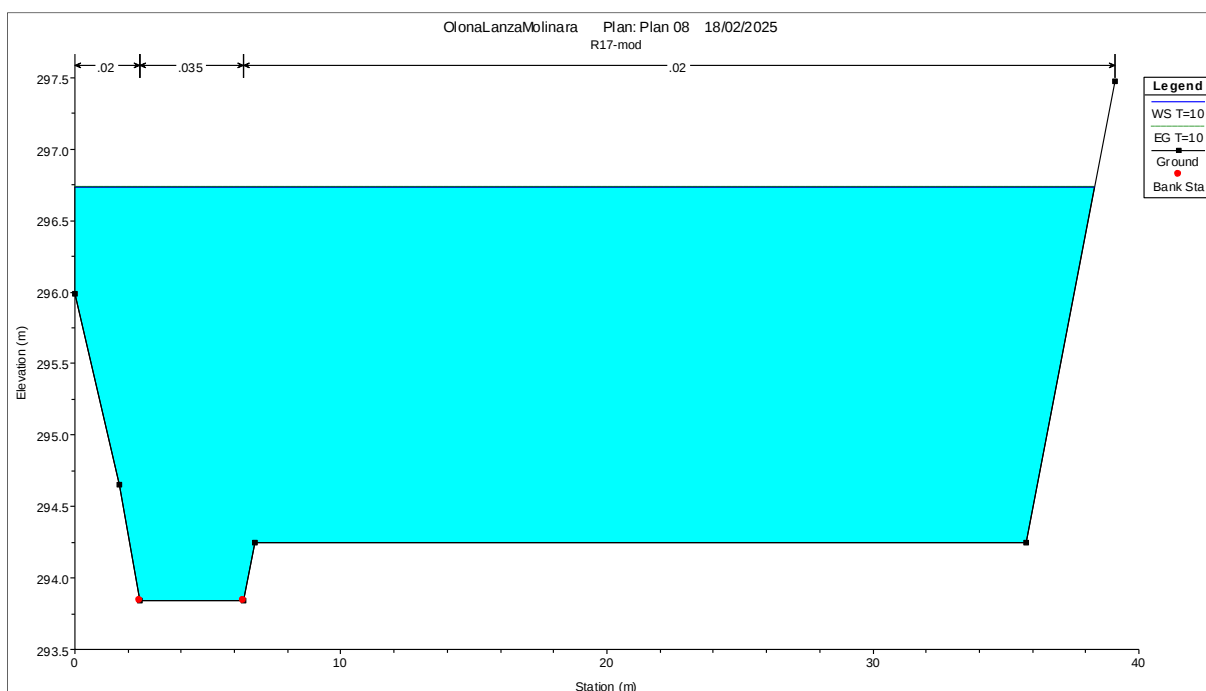
Risoluzione delle problematiche idrauliche nella zona "Folla" di Malnate legate alle esondazioni del Torrente Lanza
STUDIO IDRAULICO PRELIMINARE

Risultati della simulazione con le portate T=10 anni (in visualizzazione in sequenza: Torrente Lanza a Monte della divisione, Roggia Molinara, Torrente Lanza dopo riunione, Fiume Olona a valle della giunzione)

Come ipotesi di soluzione alla problematica si è provato, dapprima, ad aumentare la pendenza del tratto terminale del Lanza e della Roggia Molinara e, successivamente, è stata aumentata la sezione trasversale del tratto terminale della Roggia Molinara per provare ad abbassare il tirante idrico.



Risultati della simulazione con le portate T=10 anni, con le soluzioni apportate (in visualizzazione in sequenza: Torrente Lanza a Monte della divisione, Roggia Molinara, Torrente Lanza dopo riunione, Fiume Olona a valle della giunzione)



Sezione R17 con sfruttamento dell'area allagabile della Ferrovia

Nonostante gli interventi non si è apprezzata una significativa differenza nei risultati, che comunque evidenziano dei tiranti che superano il livello della corte con possibilità di deflusso verso le abitazioni.

5. VERIFICA DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE

5.1. PORTATE IN ASSENZA DI ORGANI DI MANOVRA

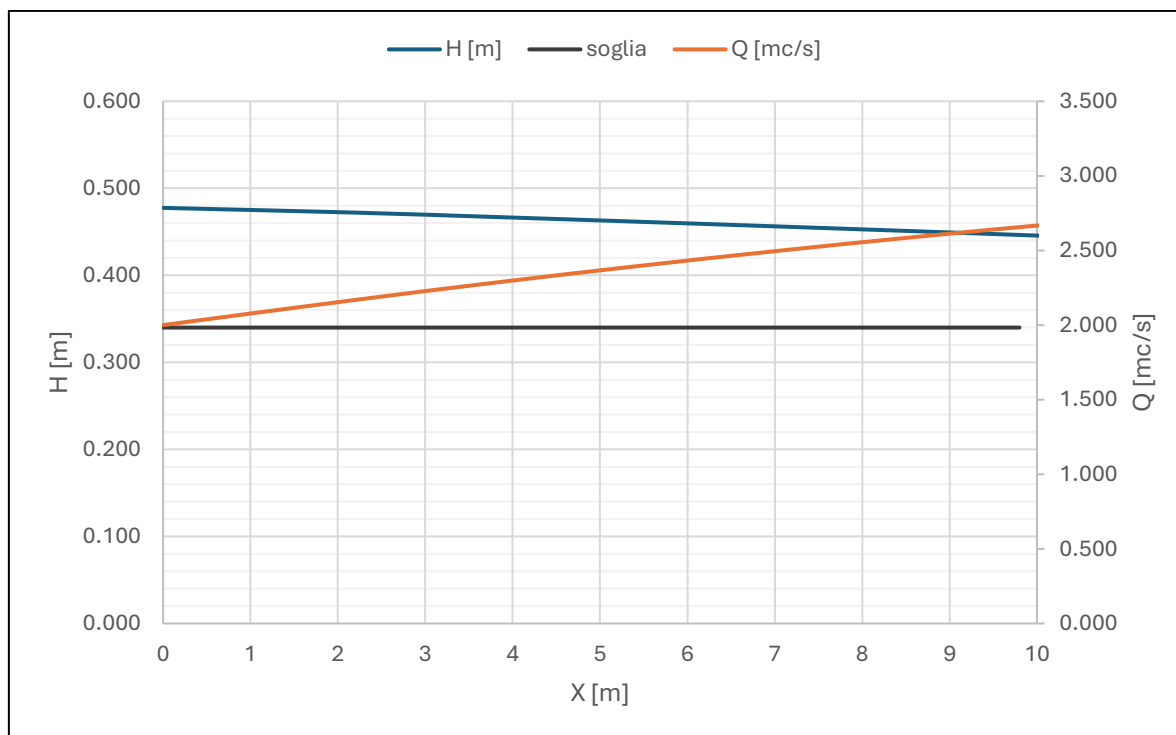
Per il calcolo del tirante sullo sfioratore laterale si è utilizzata l'opzione "Flow Optimization" di Hec-RAS per stimare le portate transistanti sulla Roggia Molinara in assenza di organi di regolazione.

Per i vari profili modellati quello che ne risulta è:

Profilo	Tirante (m)	Q (mc/s)
T = 10 anni con infiltrazione aumentata	1.47	3.39
T = 10 anni	1.72	4.37
T = 100 anni	2.63	8.31

5.2. SFIORATORE LATERALE

Per calcolare la portata dello sfioratore laterale si è ipotizzato che a valle la corrente abbia un'altezza di moto uniforme e si è calcolata la portata sfiorante tramite ricostruzione step-by-step del profilo sullo sfioratore per diverse portate di valle, così da avere un quadro delle capacità smaltibili e comprendere quando bisogna integrare le portate con le paratoie.



Esempio di profilo sullo sfioratore laterale per una portata di valle di $Q=2$ mc/s

Di seguito si riportano i risultati per diverse verifiche, considerando che si è calcolato che la portata di attivazione del manufatto è di 1.17 mc/s:

Q di valle [mc/s]	Q sfiorabile [mc/s]	Q totale [mc/s]
2.00	0.59	2.59
3.00	1.69	4.69
4.00	2.47	6.47
5.00	3.07	8.07

Questo significa che considerando un evento di piena con T=10 anni a valle proseguiranno comunque 3.00 mc/s che dovranno essere gestiti con altri manufatti: considerando che lungo il percorso si aggiungeranno al corso le portate legate alla frazione Folla è importante riuscire a portare le portate ai 0.20 mc/s definiti dall'autorizzazione.

5.3. CALCOLO DELLE PARATOIE

Per il calcolo delle paratoie si è considerato il tirante, con un margine di 10/15 cm, di pieno riempimento della sezione. Quello che ne risulta è che, ipotizzando un'apertura completa della paratoia, i due manufatti sono in grado di scaricare rispettivamente quasi 4.00 mc/s il primo gruppo di paratoie e 1.80 mc/s il secondo a pieno riempimento del canale.

PARATOIE (SEZ. R6)			PARATOIE (SEZ. R7)		
n°	2.00	-	n°	2.00	-
B	0.87	m	B	0.50	m
A	0.96	mq	A	0.50	mq
μ	0.41	-	μ	0.41	-
h	1.1	m	h	1.00	m
Q	2.02	mc/s	Q	0.91	mc/s
Qtot	4.04	mc/s	Qtot	1.83	mc/s

Pertanto, se combinate sono in grado di allontanare la portata di T=10 anni.

Per completezza si riporta un grafico in funzione dei tiranti per comprendere la portata allontanabile:

PARATOIE			
h (m)	Q1 (mc/s)	Q2 (mc/s)	Qtot (mc/s)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.05	0.03	0.16
0.50	0.28	0.16	0.89
0.75	0.77	0.45	2.44
1.00	1.59	0.91	5.01