

INDICE

1. PREMESSA	3
2. ANALISI IDROLOGICA	4
2.1 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	4
2.2 INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI.....	6
2.2.1 Premessa	6
2.2.2 Parametri morfometrici e idrologici	7
2.3 DEFINIZIONE DEGLI IETOGRAMMI	9
2.4 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI	11
2.5 RISULTATI DELL'ANALISI	12
3. ANALISI IDRAULICA	15
3.1 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	15
3.2 APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME.....	15
3.3 ANALISI DEI RISULTATI.....	18
4. CONCOMITANZA DEGLI EVENTI ED ASPETTI DI CANTIERE	19
4.1 PREMESSA.....	19
4.2 SISTEMA LORETO-TANARO.....	20
4.3 ANALISI DI RISCHIO RESIDUO.....	23
4.4 RISCHIO IDROLOGICO IN FASE DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA	24
5. VERIFICA ALLA FILTRAZIONE.....	26
5.1 PREMESSA.....	26
5.2 IL MODELLO MATEMATICO	26
5.2.1 Caratteristiche del modello matematico.....	26
5.2.2 Scelta delle sezioni da sottoporre a verifica	27
5.2.3 Schematizzazione geometrica delle sezione	28
5.2.4 Condizioni al contorno	31
5.3 ANALISI DEI RISULTATI OTTENUTI	32
5.3.1 Sezione tipo A	33
5.3.2 Sezione tipo B	34
5.3.3 Sezione tipo C	35
5.3.4 Sezione tipo E	36
5.4 VERIFICHE AL SIFONAMENTO CON IL METODO DELLA VELOCITÀ LIMITE.....	37

ALLEGATO A - Stato di fatto T=200 anni, profilo e sezioni

ALLEGATO B - Stato di progetto T=200 anni, profilo e sezioni

ALLEGATO C - Concomitanza di eventi F. Tanaro – rio Loreto, confronto profili stato di fatto e di progetto

1. **PREMESSA**

La presente relazione riporta i risultati dell'analisi idrologica ed idraulica connessi con la progettazione esecutiva della *“Realizzazione di una chiavica sul rio Loreto alla confluenza in sponda sinistra del fiume Tanaro in comune di Alessandria”*.

Sulla base delle caratteristiche morfometriche e pluviometriche dell'area in esame sono state definite le portate di riferimento per le successive modellazioni idrauliche condotte sia nello stato attuale dei luoghi sia, successivamente, con la presenza del manufatto della chiavica.

Sebbene non necessario ai fini della progettazione idraulica della chiavica oggetto del presente appalto, per completezza di analisi, la modellazione è stata condotta lungo l'intero tratto del rio Loreto a partire dalla località di San Michele sino alla confluenza in Tanaro.

Vengono poi affrontate le problematiche connesse alla concomitanza degli eventi ed agli aspetti di cantiere, con l'analisi del rischio residuo (Capitolo 4).

Da ultimo, nel Capitolo 5 vengono presentati i risultati delle verifiche di filtrazione effettuate sui diversi manufatti di cui l'intervento di compone.

2. ANALISI IDROLOGICA

Nei successivi paragrafi si procede al calcolo, attraverso un modello di trasformazione afflussi–deflussi, partendo dall'analisi dei dati di pioggia intensa disponibili, dell'idrogramma di piena di assegnato tempo di ritorno.

La sollecitazione idrologica di questo modello afflussi-deflussi è costituita dalle piogge sintetiche di assegnato tempo di ritorno ricavate secondo la metodologia di seguito illustrata.

Le verifiche sono state condotte facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a 200 anni.

2.1 Curve di possibilità pluviometrica

Per la definizione delle curve di possibilità pluviometrica sono stati elaborati direttamente i dati relativi alle altezze di pioggia massime annue per le durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore registrate alla stazione pluviografica di Alessandria nel periodo 1933-1985, con esclusione di 18 anni a causa della mancanza di dati pubblicati. E' stata scelta la stazione pluviografica di Alessandria poiché rappresenta la stazione più vicina al sito di interesse con il maggior numero di dati disponibili.

Il campione di dati, costituito da 35 valori di altezza di pioggia intensa (per ciascuna durata), è stato utilizzato per l'elaborazione statistica attraverso la quale sono stati ricavati i parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica espressa nella consueta forma monomia:

$$h = at^n$$

in cui:

- h : altezza di pioggia (mm);
- t : durata della precipitazione (ore);
- a ed n sono i due parametri stimati attraverso l'elaborazione statistica dei dati di pioggia disponibili ($0 < n < 1$).

Tabella 2-1: Altezze (mm) di precipitazione massime annue per durate da 1 a 24 ore registrate presso la stazione pluviografica di Alessandria

anno	durata (ore)				
	1	3	6	12	24
1933	25.60	29.40	29.40	29.80	30.80
1934	15.00	16.00	26.00	41.20	48.60
1935	20.20	28.80	35.20	35.80	39.40
1936	11.20	14.20	25.00	39.60	58.80
1937	21.20	28.40	32.40	51.00	70.00
1938	22.40	37.00	37.60	37.60	46.40
1939	36.40	37.20	37.20	42.00	60.20
1942	26.00	27.00	27.00	27.00	27.00
1947	27.20	27.20	27.20	33.20	42.80
1948	24.00	34.00	34.00	38.00	43.00
1949	29.00	43.00	50.60	50.60	50.60
1950	7.20	14.00	23.40	38.40	49.00
1951	22.00	31.00	34.00	54.00	66.00
1952	15.00	18.00	24.00	26.00	27.00
1953	18.00	27.00	38.00	46.00	48.00
1954	16.00	17.00	29.00	35.00	45.00
1955	15.00	17.00	18.00	28.00	45.00
1956	17.00	29.00	36.00	46.00	59.00
1957	30.00	30.00	35.00	48.00	57.00
1958	10.00	11.00	21.00	30.00	36.00
1959	34.00	49.00	49.00	50.00	84.00
1960	15.00	21.00	31.00	37.00	48.00
1961	18.00	19.00	37.00	55.00	63.00
1962	21.00	21.00	21.00	24.00	35.00
1963	18.00	22.00	23.00	29.00	46.00
1964	14.00	17.00	19.00	28.00	28.00
1965	29.00	33.00	40.00	45.00	68.00
1966	24.00	44.00	55.00	58.00	66.00
1968	25.00	34.00	77.00	84.00	87.00
1969	17.00	23.00	36.00	37.00	39.00
1970	14.00	17.00	17.00	27.00	33.00
1974	6.60	12.80	18.20	22.80	37.80
1976	30.20	33.00	33.00	34.60	50.60
1983	18.00	18.40	27.20	37.20	53.00
1985	11.00	16.80	21.20	33.20	45.80

La stima dei valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica è stata condotta adottando il “metodo vincolato”, che ipotizza il coefficiente di variazione pressoché costante al variare della durata d :

$$CV_d = s_d / m_d,$$

dove m_d e s_d sono la media e lo scarto quadratico medio del campione per la durata d .

Di seguito si riportano i parametri delle curve segnalatrici per i tempi di ritorno indicati.

Tabella 2-2: Parametri delle curve segnalatrici:

		Tempo di ritorno (anni)					
		5	10	20	50	100	200
a	[mm/ore ⁿ]	24.31	28.26	32.05	36.95	40.62	44.28
n	[-]	0.286	0.286	0.286	0.286	0.286	0.286

2.2 Individuazione e caratterizzazione dei bacini

2.2.1 Premessa

Sulla base della Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:10'000 si è provveduto a valutare sia la superficie del bacino idrografico, sia la lunghezza dell'asta principale, sia quelle delle aste a monte dell'abitato di San Michele (dove confluiscono i rii montani e ha origine il “rio Nuovo di Loreto”), e degli affluenti di sponda sinistra del rio stesso. Viceversa, per la parte di valle sino alla confluenza in Tanaro, il tracciato del rio Loreto è stato definito sulla base del rilievo topografico effettuato a cura dalla scrivente.

Successivamente, sempre sulla base del rilievo condotto e dei sopralluoghi effettuati, sono state determinate le sezioni di chiusura dei sottobacini afferenti al tratto di interesse.

Le sezioni di interesse sono state localizzate in punti idraulicamente significativi; in ogni caso a monte e a valle di immissioni e comunque in modo tale da poter cogliere il contributo in termini di portata di una determinata area.

Il bacino idrografico principale è stato suddiviso in 4 sottobacini (vedi tavola LOR 3001):

- il sottobacino A, afferente alla sezione 48 dove ha propriamente origine il rio Loreto, comprendente il rio Maddalena e il rio Giardinetto che defluiscono con direzione nord-sud est dall'abitato sud-est di Lu e dall'area ovest di S. Salvatore Monferrato;
- il sottobacino B, afferente alla sezione 39, comprende il rio Massa che scorre con direzione nord-sud dall'abitato di Castelletto Monferrato;
- il sottobacino C, afferente alla sezione 20, comprende il rio dell'Inferno, successivamente nominato "rio del Ponte Rosso", provenienti dall'area est di S. Salvatore Monferrato;
- il sottobacino D, afferente alla sezione 9, comprende il rio del Longine che proviene dall'abitato di Valmadonna; poiché nel tratto terminale a valle della sezione 9 non ci sono altre immissioni, nelle valutazioni idrologiche e idrauliche che seguono, il bacino D si è ipotizzato chiuso alla sezione terminale del rio Loreto (sezione 1).

2.2.2 Parametri morfometrici e idrologici

La modellazione idraulica lungo il rio Loreto è stata effettuata nel tratto compreso tra l'abitato di San Michele, a valle dello svincolo autostradale, e la confluenza in Tanaro.

Una volta definiti i diversi sottobacini idrografici si è proceduto ad un'analisi delle loro principali caratteristiche, andando così a definire gli indici morfometrici, quali:

- superficie S (km²);
- altitudine massima H_{max} (m s.l.m.);
- altitudine alla sezione di chiusura H_0 (m s.l.m.);
- altitudine media H_m (m s.l.m.);
- lunghezza dell'asta principale del bacino L (km);
- tempo di corrivazione t_c (ore);
- coefficiente di deflusso ϕ .

Successivamente gli indici sono stati estesi ai bacini complessivi gravanti sulle sezioni di chiusura.

Come per la superficie e le lunghezze delle aste del rio Loreto e dei relativi affluenti, anche la quota massima dei bacini è stata valutata sulla base della Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:10'000.

La quota media è invece stata stimata sulla base delle curve ipsografiche ricostruite a partire dalle curve di livello presenti sulla cartografia tecnica regionale. L'altezza media H_m dei suddetti bacini è quindi la media pesata delle altezze del bacino h , i cui pesi sono rappresentati dalle aree A afferenti ciascuna altezza h :

$$H_m = \frac{\sum_i h_i A_i}{A_{tot}}.$$

Il tempo di corrivazione t_c del bacino, definito come l'intervallo di tempo calcolato a partire dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale, è stato calcolato con la ben nota formula di Gandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{med} - H_0}}.$$

Per quanto attiene alle perdite superficiali, al fine di valutare accuratamente quale sia il valore del coefficiente di deflusso l'area totale del bacino idrografico in esame è stata suddivisa in diverse tipologie di uso del suolo:

- area non urbanizzata pianeggiante;
- area urbanizzata pianeggiante;
- area non urbanizzata acclive;
- area urbanizzata acclive;

a cui sono stati assegnati diversi valori del coefficiente di deflusso secondo quanto indicato in letteratura. In particolare si è considerato un coefficiente di afflusso maggiore per le aree in cui la pendenza del suolo è significativa, poiché queste zone, a parità di tipologia di uso del suolo, presentano una minore capacità di infiltrazione nel terreno per effetto della maggiore velocità con cui avviene il deflusso superficiale.

Le quattro classi di uso del suolo sopra indicate sono state quindi definite analizzando la Cartografia Tecnica Regionale e la carta dell'uso del suolo: tale analisi

incrociata ha consentito di definire un coefficiente di deflusso $\phi=0.48$, pari alla media pesata dei coefficienti di deflusso sopra indicati.

Attraverso il metodo percentuale è stato quindi possibile definire i valori di pioggia netta.

Si riportano di seguito gli indici morfometrici dei sottobacini del rio Loreto afferenti alle sezioni di chiusura:

Tabella 2-3: Parametri morfometrici caratteristici dei sottobacini idrografici:

Bacino	Sezione	S	L	H _{max}	H _{med}	H ₀	t _c
		(km ²)	(km)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(ore)
A	48	41.67	12.32	280.00	136.81	91.00	8.18
A+B	39	49.50	12.69	280.00	133.70	91.00	9.03
A+B+C	20	61.87	14.07	280.00	133.24	91.00	10.11
A+B+C+D	1	71.10	15.50	280.00	133.46	90.00	10.80

2.3 Definizione degli ietogrammi

Come dati meteorologici in ingresso nel modello afflussi-deflussi è stata immessa una pioggia di progetto con distribuzione di tipo Chicago (Keifer e Chu, 1957).

Tale ietogramma è caratterizzato da un andamento a due rami, il primo con intensità crescente fino all'istante di picco ed il secondo con intensità decrescente dall'istante di picco al termine della pioggia. Detto ietogramma gode della proprietà che, considerando un evento di pioggia di durata θ la cui altezza complessiva di pioggia risulti avere un assegnato valore del tempo di ritorno T^* , la massima altezza di pioggia che in una qualunque durata $d < \theta$ si verifica durante l'evento suddetto possiede lo stesso tempo di ritorno T^* che compete all'altezza complessiva.

Indicando con:

$$t_r = r \theta \quad \text{con } 0 \leq r \leq 1 \quad (2-1)$$

l'istante di tempo in cui si verifica il picco, con a ed n i coefficienti della curva di possibilità climatica, le equazioni che forniscono l'intensità istantanea di pioggia sono le seguenti:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t_r - t}{r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t \leq t_r \quad (2-2)$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t - t_r}{1 - r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t \geq t_r \quad (2-3)$$

L'altezza di pioggia cumulata a partire dall'inizio dell'evento risulta invece esprimibile come:

$$h(t) = r \cdot a \cdot \left[\left(\frac{t_r}{r} \right)^n - \left(\frac{t_r - t}{r} \right)^n \right] \quad \text{per } t \leq t_r \quad (2-4)$$

$$h(t) = a \cdot \left[r \cdot \left(\frac{t_r}{r} \right)^n + (1 - r) \cdot \left(\frac{t - t_r}{1 - r} \right)^n \right] \quad \text{per } t \geq t_r \quad (2-5)$$

La posizione del picco è stata fissata come di consueto ad 1/2 della durata complessiva θ dell'evento (posta, come di seguito indicato, pari a 20 ore). Il passo temporale utilizzato per la discretizzazione dello ietogramma pioggia è stato assunto pari a 5 minuti.

Una caratteristica importante dello ietogramma Chicago è quella di essere poco sensibile al variare della durata complessiva θ . Infatti, l'aumento di quest'ultima non influisce sulla parte centrale dello ietogramma, quella attorno al picco, che rimane immutata, ma solo sull'allungamento delle code estreme prima e dopo il picco. Ciò significa che uno ietogramma Chicago di durata generica θ contiene in sé anche gli ietogrammi di durata inferiore: è quindi corretto considerare una durata complessiva superiore al tempo di corrivazione del bacino. Nel caso in esame si è considerata una durata dell'evento pari a 20 ore, tale da risultare decisamente maggiore rispetto al tempo critico relativo al bacino complessivo sotteso alla sezione 1 terminale ($t_c=10.80$ ore).

Assumendo per la pioggia una distribuzione uniforme sull'intero bacino, i contributi, concentrati e distribuiti, dei vari sottobacini si combinano tra loro con i colmi sfasati per dare luogo alle onde di piena complessive dei bacini chiusi alle sezioni di interesse.

Nel caso in esame sono stati considerati i valori dei parametri a ed n di con tempo di ritorno pari a 200 anni riportati nella Tabella 2-2.

2.4 **Modello di trasformazione afflussi-deflussi**

Una volta definiti gli ietogrammi di progetto, è necessario utilizzare un modello afflussi–deflussi per trasformare la sollecitazione pluviometrica in deflusso superficiale. In questa fase ci si è avvalsi del supporto del codice di calcolo Urbis.

I modelli di formazione dei deflussi di piena forniscono una descrizione matematica dei processi idrologici che si svolgono nel bacino idrografico quando questo sia interessato da un evento meteorico intenso.

L'ipotesi che in genere viene fatta è che un evento di pioggia con tempo di ritorno Tr generi una portata al colmo con lo stesso tempo di ritorno.

La portata defluente in un certo istante nella sezione di chiusura del bacino idrografico è legata alla pioggia netta sul bacino dal seguente integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t U(\tau) \cdot p(t - \tau) d\tau$$

dove $Q(t)$ è la portata defluente, $p(t)$ è la precipitazione netta caduta sul bacino ed $U(t)$ è l'idrogramma unitario istantaneo che definisce la risposta del sistema ad un evento meteorico impulsivo. Per definizione si ha che:

$$\int_0^{\infty} U(t) dt = 1$$

Nel caso in esame, a rappresentare la dinamica della trasformazione delle piogge in portate è stato utilizzato come modello idrologico *il modello dell'invaso lineare*; non essendo disponibili dati per effettuare una taratura diretta del modello di trasformazione, la costante k è stata stimata in modo che sia ben rappresentato il tempo caratteristico di risposta del bacino. In particolare, Mignosa e Paoletti hanno proposto di determinare il valore della costante di tempo k imponendo che, a parità di ietogramma di pioggia netta, il valore della portata al colmo fornito dal metodo dell'invaso sia il più vicino possibile a quello derivante dal metodo della corrivazione. Attraverso l'analisi di numerose simulazioni gli Autori citati hanno proposto la formula:

$$k = 0.7 \cdot t_c$$

La taratura del modello dell'invaso è stata così effettuata stimando il tempo di corivazione del bacino, parametro che gode di un significato fisico ben preciso, per la stima del quale è stata utilizzata, come già riportato, la formula di Giandotti.

2.5 **Risultati dell'analisi**

Come già detto i metodi utilizzati sono stati applicati al bacino in esame attraverso l'utilizzo del codice di calcolo *Urbis*, ottenendo come risultato gli idrogrammi delle portate relativi al tempo di ritorno 200 anni alle sezioni di chiusura considerate.

Il programma *Urbis* conduce alla definizione dell'idrogramma di piena attraverso tre passi di calcolo successivi:

1. calcolo dello ietogramma di pioggia attraverso le curve di possibilità pluviometrica e relativa depurazione;
2. calcolo dell'idrogramma unitario istantaneo;
3. calcolo dell'idrogramma della portata di piena.

Per la determinazione dell'idrogramma di piena il programma *Urbis* calcola l'integrale di convoluzione introducendo la superficie, lo ietogramma e l'idrogramma unitario calcolato in precedenza relativi al bacino delle sezioni in esame.

Di seguito si riportano gli idrogrammi con tempo di ritorno duecentennale alle sezioni di interesse sopra descritte.

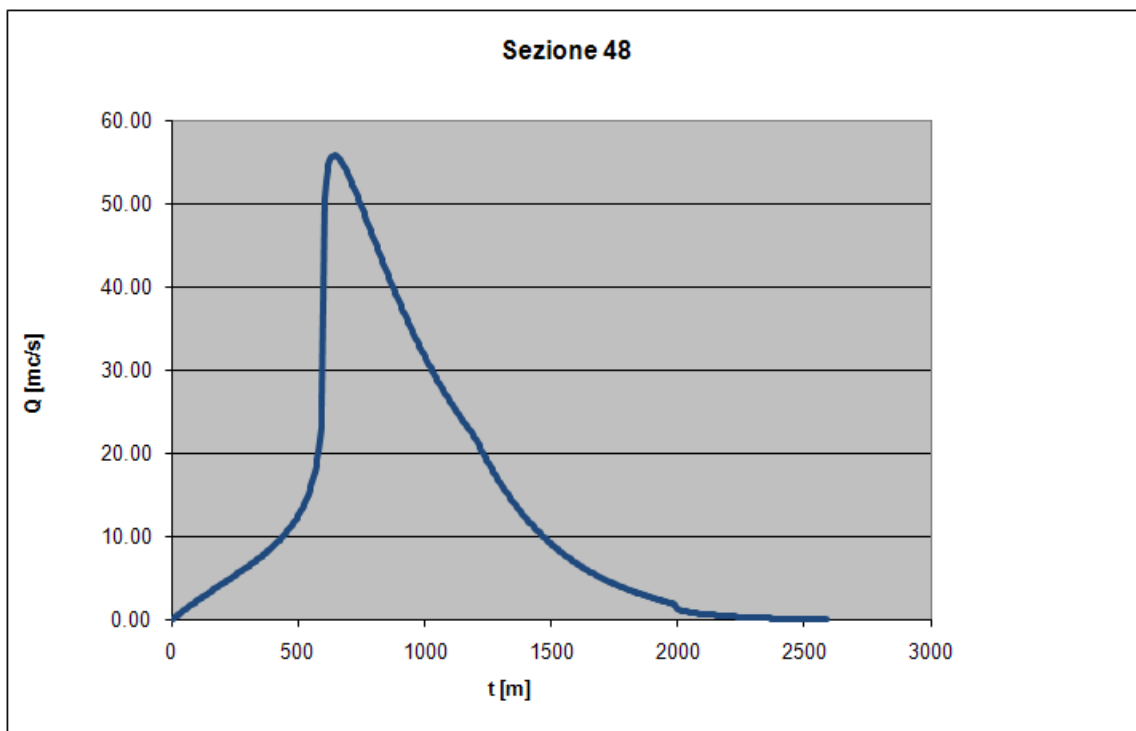


Figura 2-1: idrogramma con tempo di ritorno 200 anni alla sezione 48

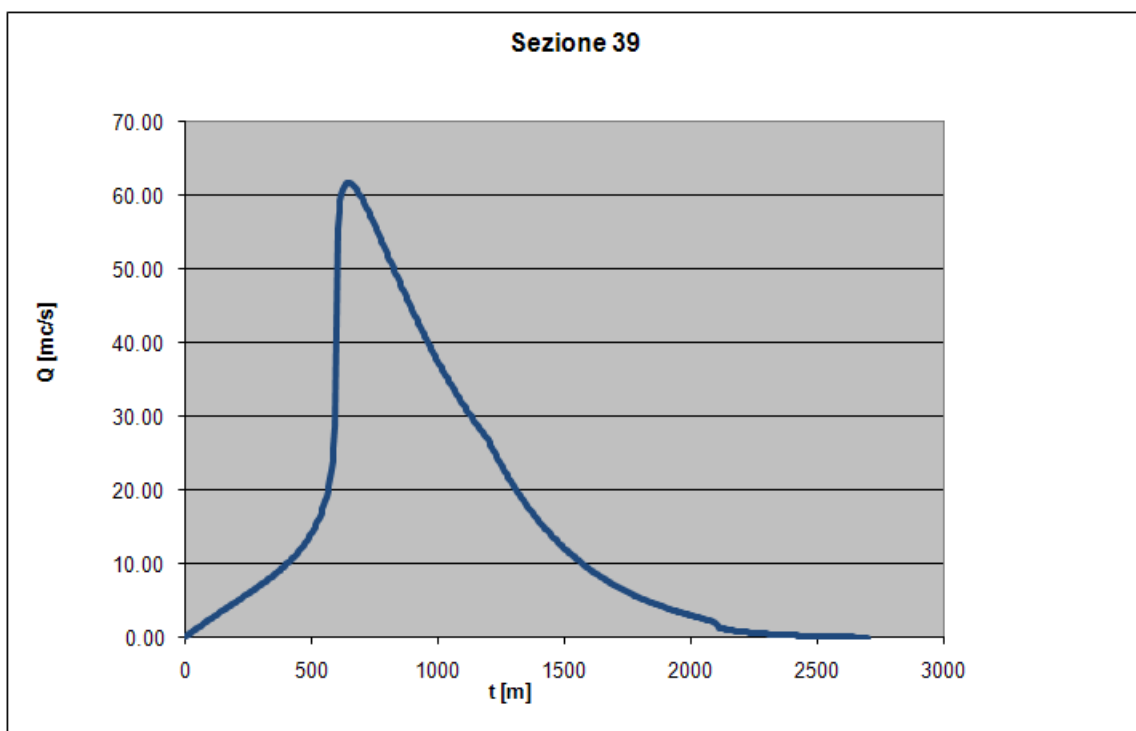


Figura 2-2: idrogramma con tempo di ritorno 200 anni alla sezione 39

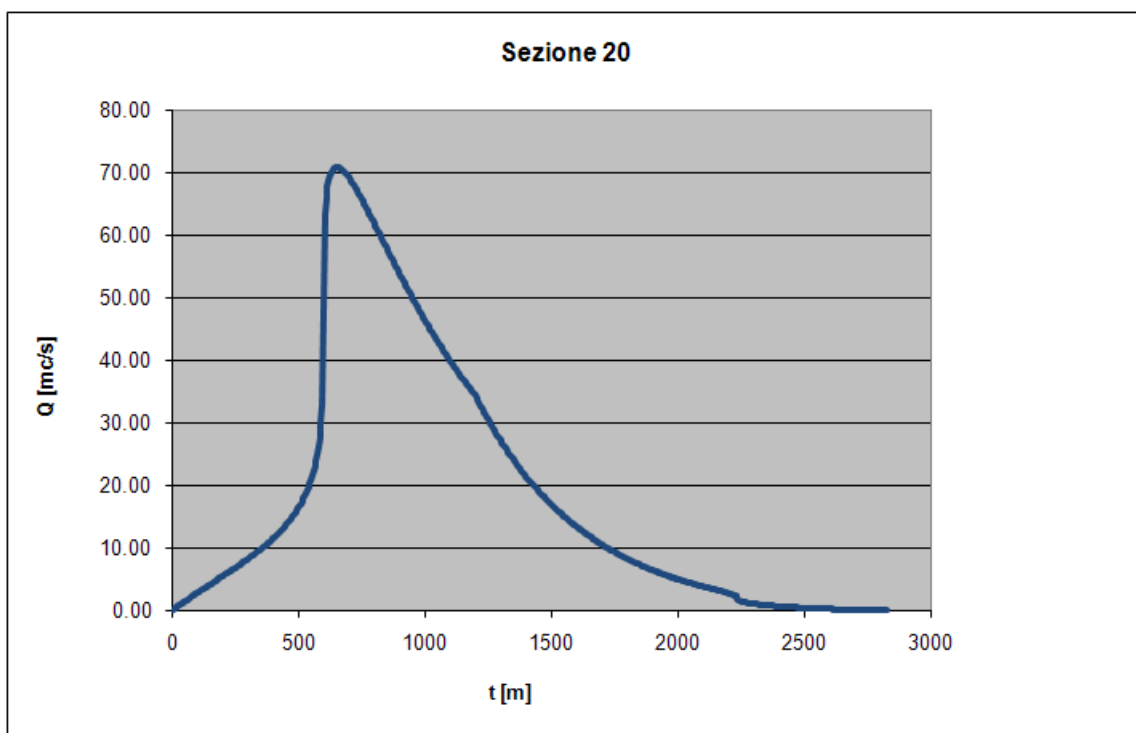


Figura 2-3: idrogramma con tempo di ritorno 200 anni alla sezione 20

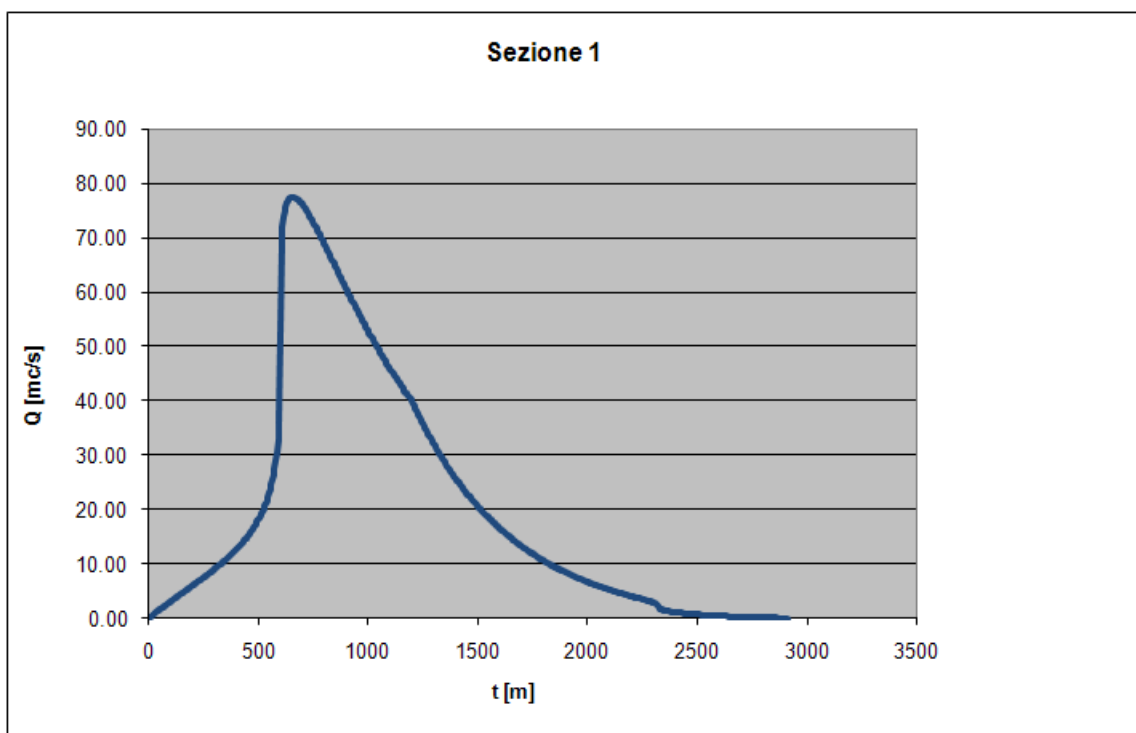


Figura 2-4: idrogramma con tempo di ritorno 200 anni alla sezione 1

Si può notare che alla sezione di chiusura alla confluenza in Tanaro la portata con tempo di ritorno 200 anni risulta pari a circa 77,5 m³/s.

3. ANALISI IDRAULICA

3.1 Codice di calcolo utilizzato

L'analisi idraulica del tratto fluviale oggetto del presente studio è stata condotta in condizioni di moto vario monodimensionale utilizzando il modello numerico di simulazione *HEC-RAS - River Analysis System* sviluppato dall' *U.S. Army Corps of Engineers* (Versione 4.0).

Il programma, sulla base della geometria d'alveo, delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno introdotte, calcola le profondità idriche, in corrispondenza di ciascuna sezione inserita, tramite una procedura di calcolo di tipo iterativo (*standard step method*) basata sulla risoluzione dell'equazione dell'energia.

In particolare le simulazioni sono state condotte in condizione di moto "*mixed flow*": questa opzione di calcolo permette di descrivere meglio il comportamento della corrente in quanto consente di cogliere eventuali passaggi di stato tra corrente lenta e veloce mediante un continuo confronto tra le spinte idrauliche nelle sezioni di monte e di valle.

3.2 Applicazione al caso in esame

Nel caso in esame sono state condotte le simulazioni relative ai seguenti due scenari:

- stato attuale (A);
- inserimento alla sezione 2 del manufatto della chiavica composta da tre luci di sezione 4.0x5.0 m, larghezza x altezza (B).

Al fine di ottenere una corretta descrizione delle caratteristiche geometriche del tratto di alveo di interesse, nell'ambito della presente progettazione si è proceduto al rilievo di campagna di 48 sezioni trasversali che descrivono il corso d'acqua a partire dall'abitato di San Michele sino alla confluenza in Tanaro.

Nel modello idraulico sono inoltre stati considerati i 5 manufatti di attraversamento e l'unica opera trasversale costituita da una soglia a valle del ponte della S.P. 494. Per migliorare l'accuratezza del modello e per aumentare la stabilità della soluzione si sono effettuate delle interpolazioni tra le sezioni, con interasse medio tra le sezioni inferiore a 50 m.

Il coefficiente di scabrezza K_s di *Strickler* utilizzato nell'ambito delle simulazioni effettuate è stato stimato pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le sezioni di alveo naturale e $67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le sezioni in calcestruzzo.

Come condizione al contorno di valle, è stata imposta la pendenza dell'alveo attuale pari a circa 0.5%.

La simulazione è stata condotta sia sulla geometria dello stato attuale che di progetto in moto vario, inserendo a monte l'idrogramma T_{200} alla sezione 48. Per le immissioni laterali sono stati introdotti gli idrogrammi ottenuti per differenza tra gli ideogrammi nelle sezioni di chiusura successive, al fine di ottenere alla sezione terminale di valle il valore di portata con tempo di ritorno 200 anni pari a circa $77.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le simulazioni sono state condotte ipotizzando il deflusso libero del rio Loreto nel fiume Tanaro.

Di seguito si riportano gli idrogrammi corrispondenti alle immissioni laterali.

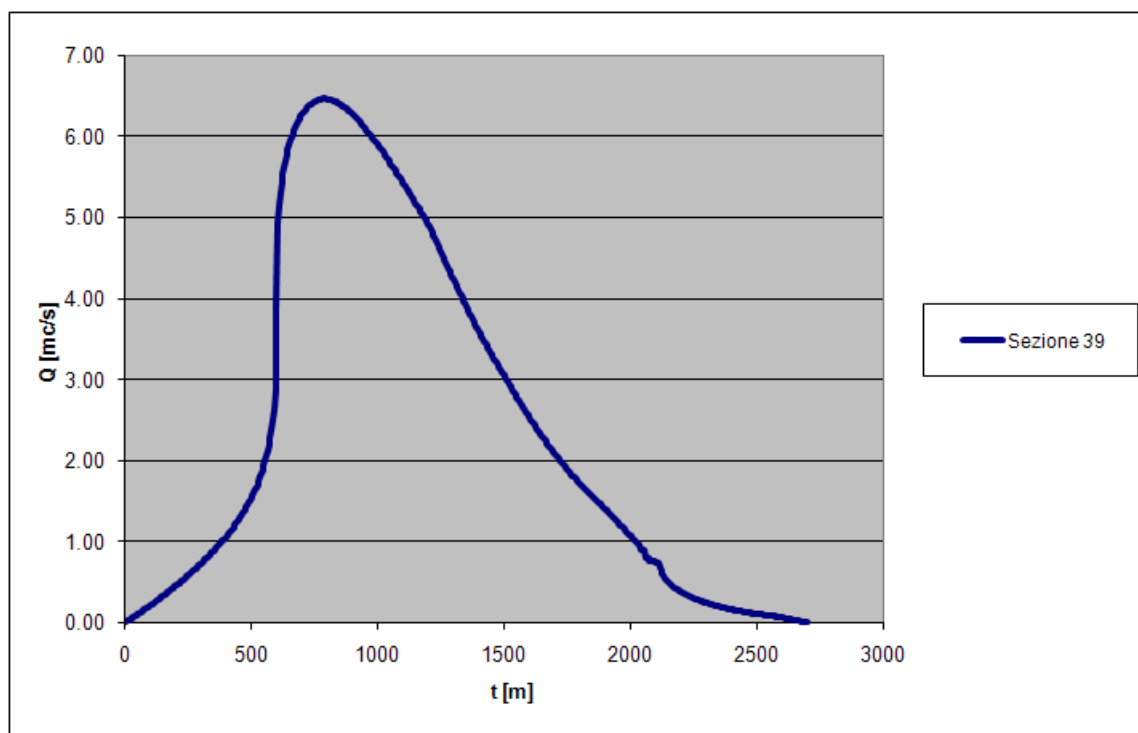


Figura 3-1: immissione laterale alla sezione 39

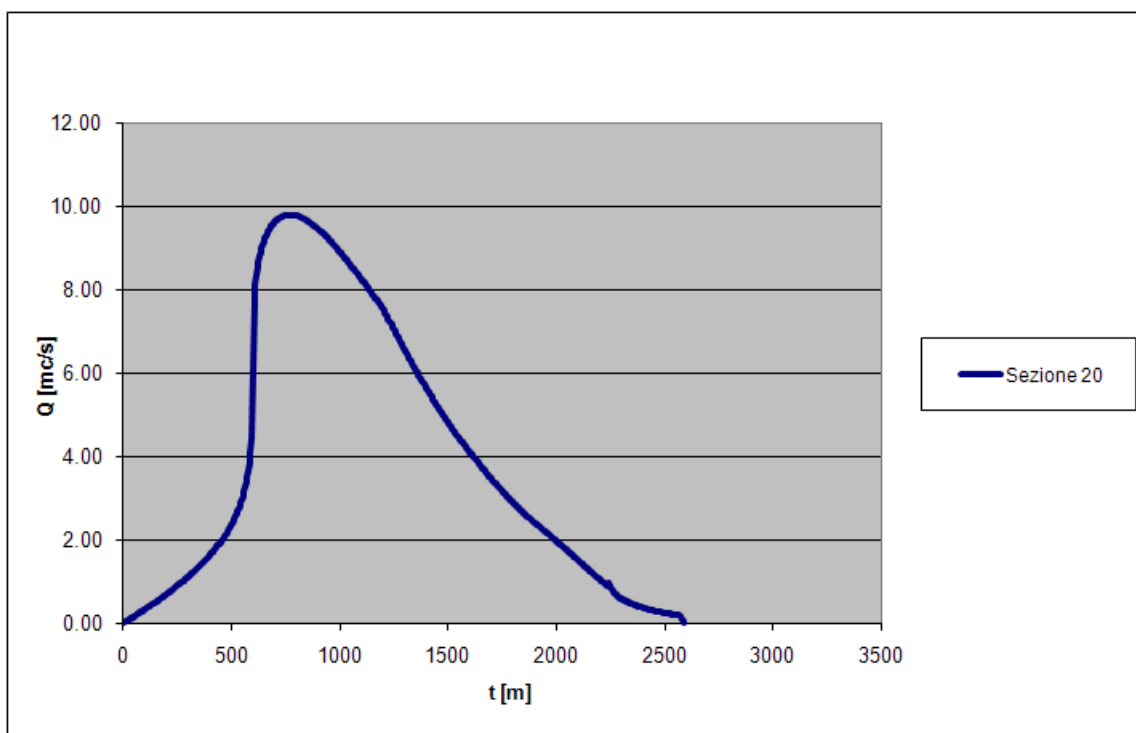


Figura 3-2: immissione laterale alla sezione 20

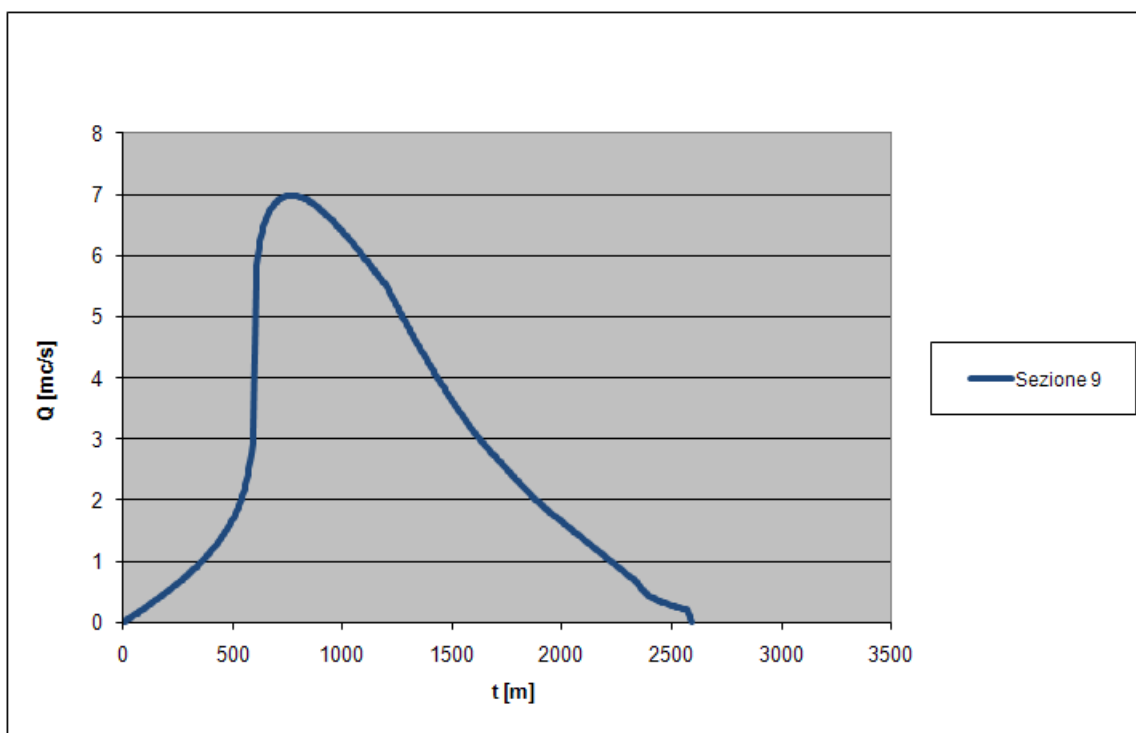


Figura 3-3: immissione laterale alla sezione 9

3.3 **Analisi dei risultati**

Si riportano di seguito i profili idrici nelle due simulazioni condotte: il primo profilo riporta lo scenario dello stato di fatto, mentre il secondo è relativo all'assetto di progetto con l'inserimento del manufatto della chiavica.

Dall'analisi dei profili si può osservare che la presenza del manufatto della chiavica non provoca significative alterazioni al profilo di rigurgito nel tratto del rio Loreto posto a monte della chiavica stessa. Infatti, il tratto terminale d'alveo compreso tra la confluenza in Tanaro e la strada S.P. 494 presenta una sezione idraulica ed una livelletta di fondo in grado di contenere portate con tempi di ritorno maggiori di 200 anni.

Per entrambe le simulazioni (stato di fatto e di progetto), il tratto di alveo di monte mostra al contrario in diverse zone una marcata insufficienza idraulica già per portate del valore di $35 \text{ m}^3/\text{s}$ corrispondenti a tempi di ritorno dell'ordine dei 5-10 anni. In particolare, il modello evidenzia le prime esondazioni nelle aree comprese:

- tra l'inizio del rio Loreto e lo svincolo autostradale su entrambe le sponde (sez. 44);
- a valle della SP 31 del Monferrato in sponda sinistra;
- a valle dell'attraversamento ferroviario della Alessandria-Valenza in sponda sinistra.

In corrispondenza della portata duecentennale le esondazioni sono poi diffuse in tutto il tratto di monte:

- tra l'inizio del rio Loreto e lo svincolo autostradale su entrambe le sponde (sez. 44), ed a valle dello svincolo in sinistra idraulica;
- a valle della SP 31 del Monferrato su entrambe le sponde sino in corrispondenza della cascina Vescova, per un tratto complessivo di circa un chilometro.

In Allegato A sono riportati profilo e sezioni relativi alla simulazione $T=200$ anni dello stato di fatto, mentre l'Allegato B riporta profilo e sezioni della simulazione $T=200$ anni dello stato di progetto.

4. CONCOMITANZA DEGLI EVENTI ED ASPETTI DI CANTIERE

4.1 Premessa

La finalità del presente progetto è la chiusura del sistema difensivo arginale in sponda sinistra del fiume Tanaro presso il nodo di Alessandria, mediante la realizzazione della chiavica sul rio Loreto.

Le opere in progetto garantiranno quindi la messa in sicurezza dei territori a monte della chiavica a fronte di fenomeni di rigurgito in occasione delle piene del Tanaro, attraverso la chiusura dei dispositivi di intercettazione (paratoie) previsti in appalto. Resta quindi inteso che gli interventi in progetto non andranno a modificare in alcun modo le attuali condizioni criticità che si verificano lungo il rio Loreto in occasione delle piene del rio stesso per insufficienza delle sezioni di deflusso o presenza di manufatti interferenti.

La realizzazione delle opere in progetto non comporterà, in particolare, modifiche per i deflussi e per le condizioni di scarico del Loreto in occasione delle piene eccezionali e per alti valori del tempo di ritorno (intendendo quelli caratterizzati da T superiore a 10-20 anni) del rio stesso, statisticamente correlati a condizioni di livelli del ricettore non interferenti con le piene del Loreto stesso (a); per lo studio del sistema Loreto-Tanaro nell'eventualità di concomitanza di eventi si rimanda invece a quanto dettagliatamente illustrato nel paragrafo 4.2 a seguire (b).

Con riferimento a quanto sopra indicato al punto (a), come si evince dall'analisi del profilo di progetto riportato in Allegato B, la realizzazione del manufatto di intercettazione determinerà infatti, in condizioni di efflusso libero in Tanaro, rigurgiti in corrispondenza la sezione della chiavica (riconducibile all'interferenza dei setti verticali tra le 3 luci di deflusso) del tutto trascurabili rispetto allo stato di fatto anche per portate duecentennali del rio (portate comunque teoriche, in virtù dell'attuale capacità di portata del corso d'acqua stimabile in $35 \text{ m}^3/\text{s}$).

In aggiunta a quanto sopra riportato, anche considerando livelli in Tanaro particolarmente elevati (ad esempio 91.40 m s.l.m., livello corrispondente – sulla base della scala di deflusso della successiva Figura 4-2 – per la portata stimata di $2'300 \text{ m}^3/\text{s}$ in occasione piena del 2009 - rapporto del *DICAT Dipartimento di Ingegneria*

delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova – rel 37/09) e piene duecentennali per il rio, si rileva (Allegato C) come il manufatto non determinerà rigurgiti significativi a monte (differenze dell'ordine dei 5 cm rispetto allo stato di fatto), a garanzia di come i dispositivi di intercettazione progettati non potranno in alcun modo determinare situazioni di aggravio di rischio rispetto all'attuale configurazione. Si evidenzia a riguardo come tali (trascurabili) differenze siano peraltro da correlare ad un evento statisticamente associabile a tempi di ritorno, per il sistema Tanaro-Loreto, ben superiore ai 200 anni di norma assunti per la progettazione delle opere di difesa, come più dettagliatamente illustrato nell'ambito dello studio di contemporaneità di cui al paragrafo a seguire.

4.2 **Sistema Loreto-Tanaro**

Dal punto di vista metodologico, l'analisi idrologica necessaria per la determinazione delle portate in grado di mettere in crisi i deflussi del rio Loreto nel caso di alti livelli del fiume Tanaro deve considerare non i singoli eventi critici per i due corsi d'acqua, ma l'evento congiunto "*piena nel Fiume Tanaro*" e "*piena del rio Loreto*" con tempo di ritorno complessivo T pari a quello assunto a riferimento per la protezione idraulica del territorio (analisi di contemporaneità – punto (b)).

Ipotizzando come eventi statisticamente indipendenti la piena nel fiume Tanaro (evento E_1) e la piena del rio Loreto (evento E_2) la probabilità congiunta $P(E_1 \cap E_2)$ è data dal prodotto di $P(E_1)$ per $P(E_2)$ dei singoli eventi. Quest'ipotesi è applicabile al caso in esame in considerazione della grande differenza di dimensioni tra il bacino del Tanaro e quello del Loreto.

In altri termini vengono ipotizzati come statisticamente indipendenti gli eventi "*piene di Tanaro superiori a un valore di soglia*" (evento " E_1 ") e "*piogge intense sul bacino del Loreto*" (evento " E_2 "). Sotto tale ipotesi, la probabilità composta dell'evento $E_1 E_2$ è data dal prodotto delle probabilità dei singoli eventi E_1 ed E_2 .

In particolare, la probabilità di superamento associata a piene di Tanaro superiori alla soglia al di sopra della quale non è più possibile garantire il deflusso naturale delle acque del Loreto o che comunque implicano rigurgiti lungo il rio tali da determinare allagamenti a monte dell'immissione (rendendo quindi necessaria la disconnessione idraulica – chiusura delle paratoie – dei due sistemi) può essere

stimata sulla base dei dati storici disponibili: attraverso l'analisi della curva di durata delle portate, e quindi la valutazione dei giorni dell'anno in cui la portata media giornaliera di Tanaro supera il valore di soglia stabilito, può essere stimata la probabilità di superamento dell'evento E_1 .

Tale schema metodologico viene riportato graficamente nella Figura 4-1.

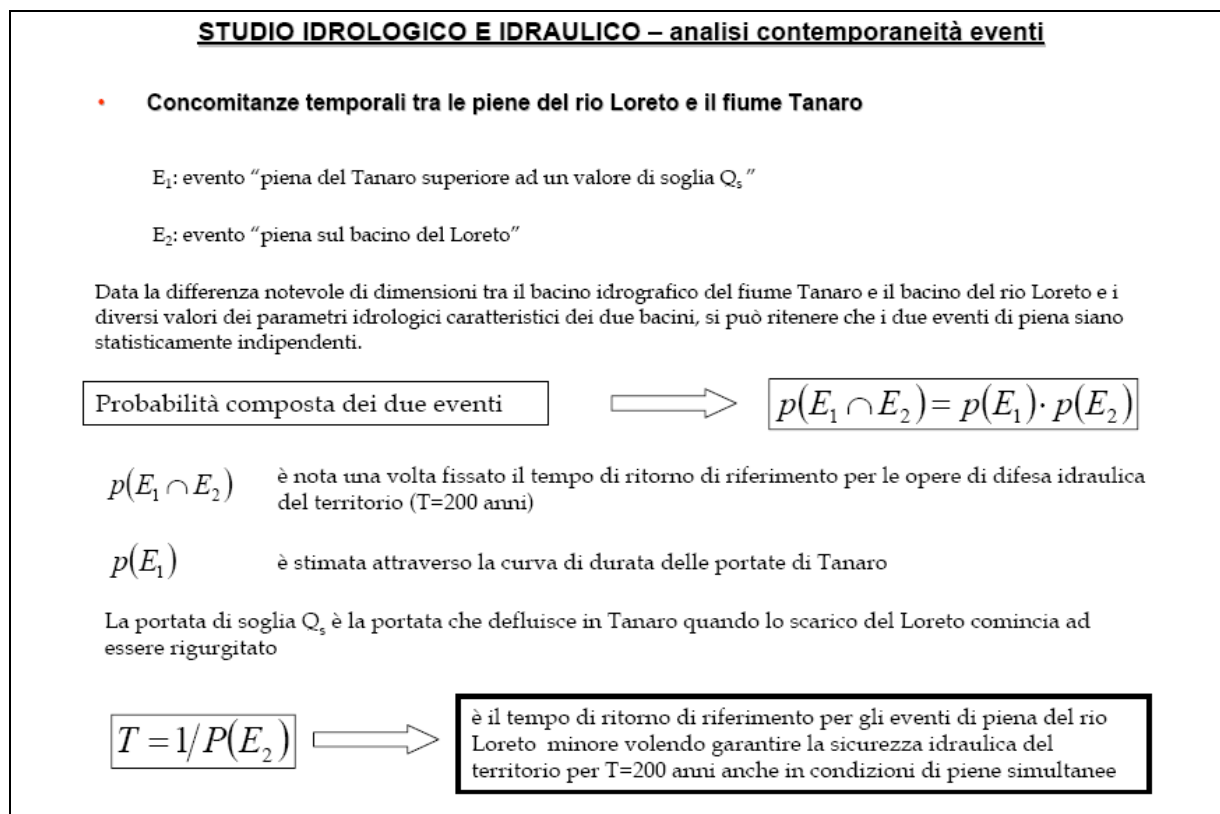


Figura 4-1: Schema logico per la determinazione della contemporaneità degli eventi

Fissata successivamente la probabilità dell'evento composto $P(E_1 \cap E_2)$ corrispondente al tempo di ritorno per il quale si vuole garantire la difesa idraulica del territorio, ($P = 1/T$, con "P" probabilità di superamento dell'evento), è possibile ricavare una probabilità di superamento $P(E_2)$ relativa a eventi di pioggia intensa sul bacino dello Loreto $P(E_2)$ ed il corrispondente tempo di ritorno da assumere per il rio nella situazione di concomitanza maggiormente gravosa per il sistema idraulico in esame, che costituisce un utile riferimento per il dimensionamento della capacità di sollevamento che dovrà essere garantita in corrispondenza della chiavica al fine di garantire la possibilità di deflusso in Tanaro anche in occasione dei periodi di chiusura per alti livelli del ricettore.

L'applicazione di tale metodologia alle condizioni topografiche ed idrauliche del nodo in esame ha portato di fatto a considerare la necessità di chiusura da parte degli organi di intercettazione in progetto per livelli di Tanaro superiori a 90.00 m s.l.m. onde evitare che fenomeni di rigurgiti da fiume possano innescare situazioni di criticità lungo il Loreto. Ne consegue che, riportando, sulla base della scala di deflusso del fiume in corrispondenza della sezione di sbocco, tale quota in termini di portata lungo il Tanaro, la chiusura del Loreto si ha per piene fluviali del Tanaro superiori a $1'200 \text{ m}^3/\text{s}$ statisticamente ricorrenti per durate inferiori a 1 giorno all'anno e quindi caratterizzate da basse probabilità di superamento $P(E_1) = 0.027$. Assumendo quindi come un livello di protezione per il territorio pari a 200 anni, ne consegue che le piogge per il bacino del Loreto da considerare nell'ambito di un'analisi di concomitanza presentano tempi di ritorno pari ad un anno, cui corrispondono, secondo il modello di trasformazione afflussi-deflussi applicato, portate inferiori a $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

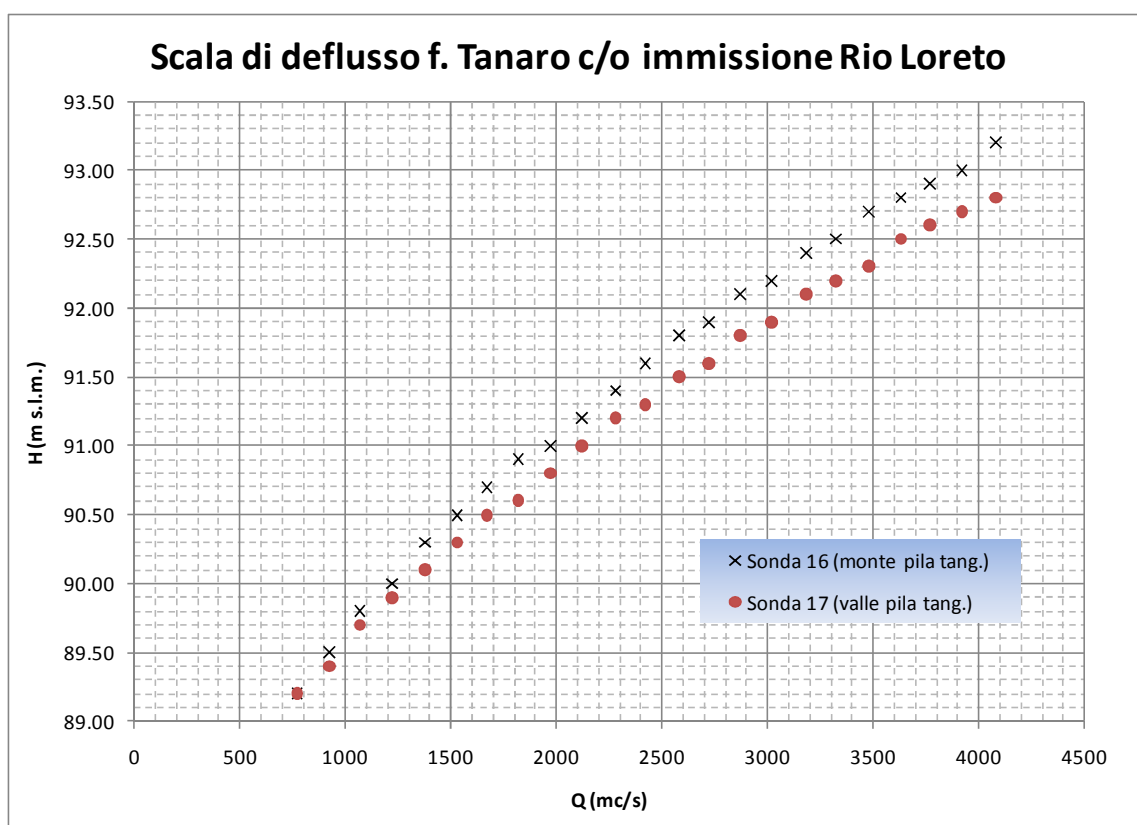


Figura 4-2: scala di deflusso del f. Tanaro in corrispondenza dell'immissione del rio Loreto

Resta inteso che nella valutazione della contemporaneità, in aggiunta alle valutazioni di tipo statistico sopra illustrate, sono state analizzate e tenute in considerazione le esperienze maturate e gli eventi storici “registrati” da parte degli Enti preposti alla tutela e gestione del territorio, che hanno portato ad un dimensionamento finale dell'impianto idrovoro per una portata superiore a quella derivante dall'analisi condotta (anche per tener conto delle potenziali ed inevitabili incertezze connesse all'ipotesi di base di completa indipendenza statistica adottata, al modello di trasformazione afflussi deflussi impiegato, ecc...).

Non essendo attualmente possibile, con i finanziamenti disponibili, l'installazione di tutte le idrovore previste (6 pompe per una capacità complessiva di 24 mc/s), si è quindi optato, di concerto con l'Amministrazione Appaltante, di procedere al dimensionamento delle opere civili sulla base della potenzialità massima di cui dovrà disporre l'impianto “a regime”, rimandando il completamento delle opere elettromeccaniche fino al raggiungimento la massima potenzialità di sollevamento a futuri lotti esecutivi.

Tuttavia al fine di garantire fin dal primo momento lo smaltimento delle portate “ordinarie”, richiamando anche le necessità di cantiere (in cui è indispensabile l'abbassamento del livello idrico e possibilmente il mantenimento in asciutta dei piani di lavoro in alveo), nel presente progetto si è previsto l'installazione di n.2 elettropompe in grado di sollevare una portata complessiva di circa 8 m³/s. In particolare, sulla base delle valutazioni di rischio residuo di cui al paragrafo a seguire e considerando la durata del transitorio nonché il layout di cantiere studiato, la capacità di sollevamento che verrà garantita al termine dei presenti lavori garantirà idonee condizioni di sicurezza anche in fase di realizzazione delle opere.

4.3 *Analisi di rischio residuo*

In conclusione la realizzazione delle opere in progetto comporterà uno scenario di rischio per le piene del solo Loreto non modificato rispetto allo stato di fatto, in virtù di quanto illustrato al precedente paragrafo 4.1, mentre una condizione di rischio nulla a completamento delle opere civili ed elettromeccaniche in questa sede dimensionate per le problematiche del sistema rio Loreto - fiume Tanaro connesse a fenomeni di alti livelli e rigurgiti da Tanaro (che, per l'appunto, costituisce

la problematica per la risoluzione della quale si è proceduto alla realizzazione delle opere di cui al presente progetto) – paragrafo 4.2.

Si evidenzia infine come, se da un lato l'installazione della massima potenzialità di sollevamento di 24 m³/s prevista garantirà la completa risoluzione delle criticità e l'annullamento del rischio secondo quanto sopra illustrato, dall'altro la definizione dell'assetto sistematorio complessivo del rio Loreto attraverso uno studio mirato del suo bacino e del reticolo interconnesso potrebbe portare a valutare altri possibili interventi. In tal senso si potrebbe immaginare lo scolmo di quota parte delle acque di monte del Loreto nel canale Deferrari, il prolungamento verso monte delle arginature di rigurgito del rio o altri interventi che, oltre a risolvere le problematiche del Loreto, potrebbero altresì portare importanti benefici per la risoluzione delle problematiche del nodo Loreto-Tanaro, consentendo differenti scenari di gestione dello stesso che potrebbero prescindere dal sollevamento terminale di tutte acque del bacino.

4.4 Rischio idrologico in fase di realizzazione dell'opera

Con riferimento alla durata prevista del cantiere per realizzare le opere in progetto, è opportuna una considerazione in merito alla probabilità che, durante le fasi realizzative, possa verificarsi un evento di elevato tempo di ritorno.

In tal senso il rischio idrologico R viene definito come:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L$$

dove T è il tempo di ritorno di riferimento (in anni) ed L è la durata prevista dell'opera (in anni).

Nell'ipotesi in cui la durata dei lavori L sia pari ad 1 anno, e $T = 15$ anni il rischio idrologico R vale 0.07, inferiore quindi a quello correntemente utilizzato per la progettazione delle opere idrauliche, dove per $T = 200$ anni e $L = 50$ anni si ottiene $R = 0.22$.

In altri termini, fissata la durata del cantiere all'interno dell'alveo del rio Loreto pari ad un anno, già per una portata con un "modesto" tempo di ritorno pari a 15 anni, la relativa probabilità di accadimento è decisamente bassa (7%), e diminuisce ul-

teriormente con tempi di ritorno maggiori (0.5% per un tempo di ritorno $T=200$ anni).

La messa in opera di 2 elettropompe in grado di sollevare una portata di circa $8 \text{ m}^3/\text{s}$ garantirà quindi il mantenimento in asciutta dei piani di lavoro anche per i normali deflussi del rio Loreto. Qualora in fase esecutiva si verificassero eventi estremi per il bacino del Loreto, le opere in alveo in fase di realizzazione non comporteranno, in virtù delle soluzioni esecutive sviluppate, situazioni di aggravio di rischio per i territori a monte. Ciò risulta determinato dalla possibilità di far transitare la portata massima compatibile di stato di fatto del Loreto (valutabile, come sopra riportato in $35 \text{ m}^3/\text{s}$ ca.) con quote idriche che, seppur superiori alle attuali nel tratto terminale del rio, rimangono comunque contenute all'interno delle difese spondali.

5. VERIFICA ALLA FILTRAZIONE

5.1 Premessa

Per la verifica al sifonamento delle nuove opere di difesa, ed in particolare per i muri di sponda ed i rispettivi diaframmi di fondazione posti a monte e a valle della nuova chiavica sul Rio Loreto, è stato implementato un modello bidimensionale agli elementi finiti mediante il codice di calcolo *SEEP2D* e l'interfaccia grafica *GMS 6.0 (Groundwater Modelling System)*.

Le sezioni sottoposte a verifiche sono quelle riportate nell'elaborato grafico "LOR 3018" e riguardano le tipologie di muro denominate precisamente:

1. sezione tipo A
2. sezione tipo B
3. sezione tipo C
4. sezione tipo E

Partendo dai risultati ottenuti si sono quindi effettuate le verifiche al sifonamento utilizzando il metodo della velocità limite, in cui si mette a confronto la velocità di filtrazione che si instaura all'interno del campo di moto con la velocità limite di trascinamento delle particelle oltre la quale la stabilità risulta critica.

5.2 Il modello matematico

5.2.1 Caratteristiche del modello matematico

I calcoli sono stati effettuati utilizzando un modello matematico agli elementi finiti bidimensionale sul piano verticale. L'equazione differenziale che descrive il moto vario bidimensionale nel piano verticale entro un acquifero saturo è la seguente:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

in cui:

- $h [m] = z + p/\gamma$ è il carico idraulico variabile da punto a punto in funzione del tempo ($h(x,z,t)$);

γ è il peso specifico dell'acqua,

- $k_x, k_z [m/s]$ sono i valori dei coefficienti di permeabilità nelle due direzioni del piano verticale x-z;
- $S_S [m^{-1}]$ è il coefficiente di immagazzinamento specifico, funzione delle caratteristiche di comprimibilità dell'acqua e del mezzo poroso.

Salvo particolari applicazioni (problemi di subsidenza), considerato il valore molto piccolo di S_S si trascura interamente il termine a secondo membro dell'equazione sopra riportata. Con questa semplificazione scompare l'influenza diretta della variabile temporale e l'evoluzione temporale del carico idraulico è dovuta esclusivamente alle condizioni al contorno, anch'esse variabili nel tempo.

La soluzione, con S_S posto uguale a zero, viene individuata tramite il metodo degli elementi finiti; come è noto questo metodo prevede una suddivisione del dominio di interesse in elementi di forma regolare (*mesh*) entro i quali si ipotizza un certo andamento analitico (funzioni interpolari) della funzione incognita da individuare. Gli elementi sono definiti geometricamente dalle coordinate dei nodi di contorno in corrispondenza dei quali il metodo fornisce il valore dell'incognita.

Nel modello matematico adottato le funzioni interpolari sono state imposte lineari, le funzioni peso sono state poste uguali alle funzioni interpolari e di conseguenza anch'esse lineari (metodo di Galerkin).

5.2.2 Scelta delle sezioni da sottoporre a verifica

Come già detto nel paragrafo precedente le sezioni di progetto da sottoporre a verifica sono quelle riportate nell'elaborato grafico "LOR 3018", tuttavia si è reso necessario scegliere la situazione di progetto che risultasse più sfavorevole ovvero caratterizzata dalle più gravose condizioni nei confronti del moto di filtrazione. La scelta della sezione è stata effettuata in base ai seguenti criteri:

- massimo dislivello tra la quota di piena di progetto e il piano campagna;
- percorso di filtrazione più breve.

Per ogni sezione si è quindi proceduti alla verifica considerando la profondità minima del diaframma di fondazione pari a 5 m, e la falda a lato campagna posta alla quota del piano campagna stesso. Si è scelto di verificare esclusivamente la sezione con l'altezza del diaframma di fondazione pari a 5 metri dato che questa situazione è quella che rappresenta il campo di moto con il percorso di filtrazione

più breve e di conseguenza quello che da origine alle velocità di filtrazione più elevate.

5.2.3 Schematizzazione geometrica delle sezioni

Il primo passo è stato quello di riprodurre geometricamente le sezioni di progetto sottoposte a verifica. Utilizzando il modulo "MAP" dell'interfaccia grafica GMS 6.0 per ogni sezione si è ricostruita la geometria del diaframma e del terreno di fondazione posto a monte, a valle ed al di sotto di esso; ai fini delle verifiche di filtrazione, la sezione è stata schematizzata in modo da ricondurle ad una situazione geometricamente semplificata ma più gravosa. Le condizioni di moto sono state supposte piane; il campo di moto è stato delimitato:

- inferiormente, con un piano impermeabile posto alla quota di 77,0 m s.l.m. (per le sezioni tipo A, B e C) e 70, 0 m s.l.m. (per la sezione tipo E);
- lato campagna, con una sezione verticale posta a circa 10 m dalla base del muro;
- lato fiume, con una sezione verticale posta a circa 7 metri dalla base del muro.

All'interno della sezione è stata poi inserito il diaframma di fondazione la cui quota di fondo è pari a:

- sezione tipo A: 82,0 m s.l.m.;
- sezione tipo B: 83,5 m s.l.m.;
- sezione tipo C: 82,0 m s.l.m.;
- sezione tipo E: 77,0 m s.l.m.

L'assetto litostratigrafico per le diverse sezioni è stato definito sulla base delle stratigrafie ottenute dai sondaggi geognostici e riportati nelle sezioni litostratigrafiche allegate alla relazione geologica (elaborato LOR 3.03). Le informazioni recepite riguardano principalmente la stratigrafia e la natura dei terreni, mentre per le caratteristiche idrauliche dei materiali ed in particolare per i valori della permeabilità idraulica si è fatto riferimento ai valori comuni riportati in letteratura per i tipi di terreno simili a quelli rinvenuti nella zona di interesse. I valori di riferimento per le permeabilità sono invece riassunti nella tabella seguente.

Permeabilità secondo tipologia	k (m/s)
Riporti antropici di varia natura	1.0×10^{-4}
Limi e argille	1.0×10^{-8}
Limi sabbiosi	1.0×10^{-7}
Sabbie ghiaiose	1.0×10^{-5}
Materiale granulare (ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose)	5.0×10^{-4}
Calcestruzzo diaframma di fondazione	1.0×10^{-10}

Tabella 5-1: Valori di permeabilità assunti per le diverse litologie riscontrate

In particolare per le diverse sezioni di progetto si è fatto riferimento alle seguenti sezioni litostratimetriche:

- sezione litostratimetrica n. 3 per le sezioni di progetto tipo A e tipo B;
- sezione litostratimetrica n. 2 per la sezione di progetto tipo C;
- sezione litostratimetrica n. 1 per la sezione di progetto tipo E.

Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni geometriche ricostruite con il modello matematico.

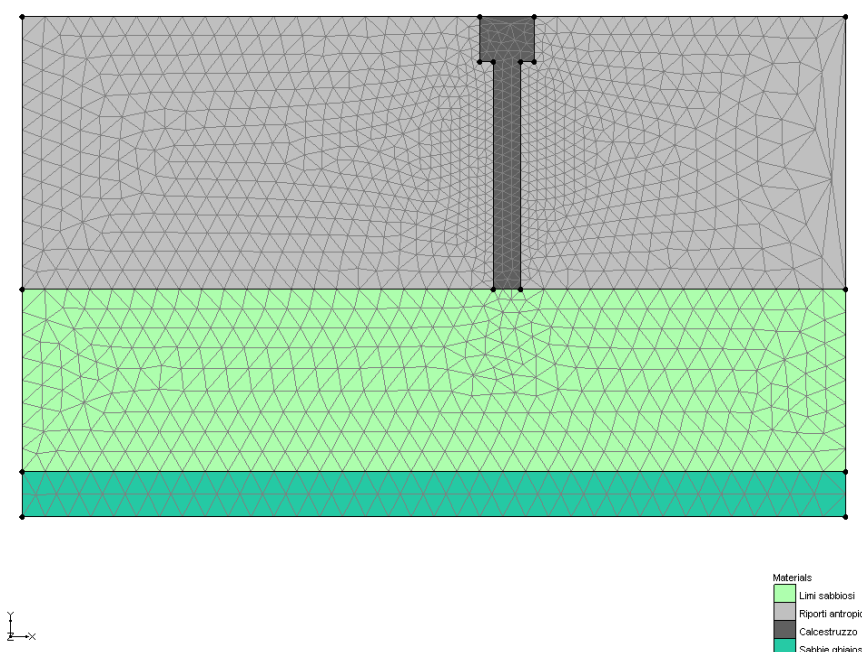


Figura 5-1: Schematizzazione geometrica della sezione di progetto tipo A

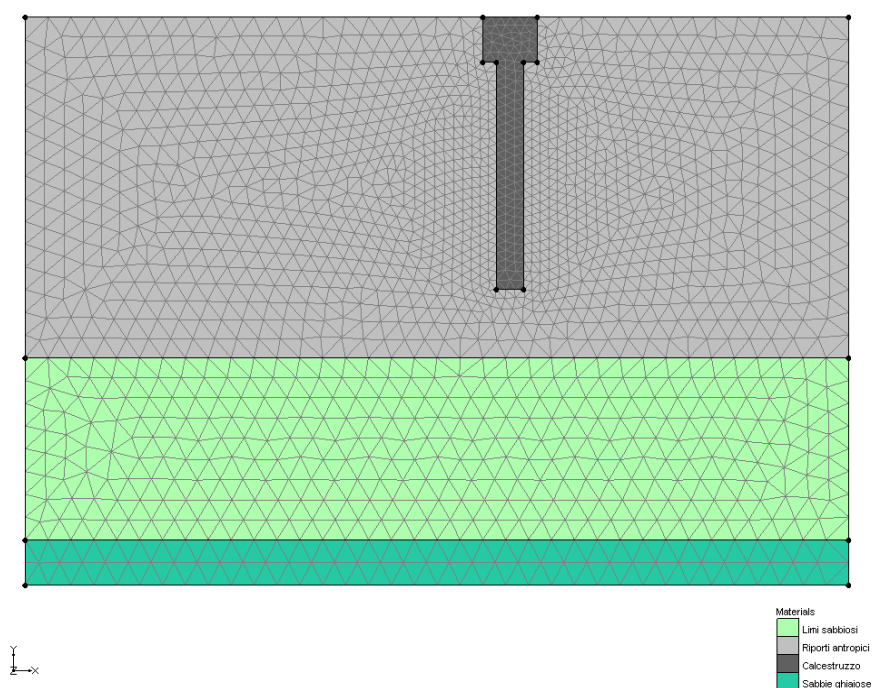


Figura 5-2: Schematizzazione geometrica della sezione di progetto tipo B

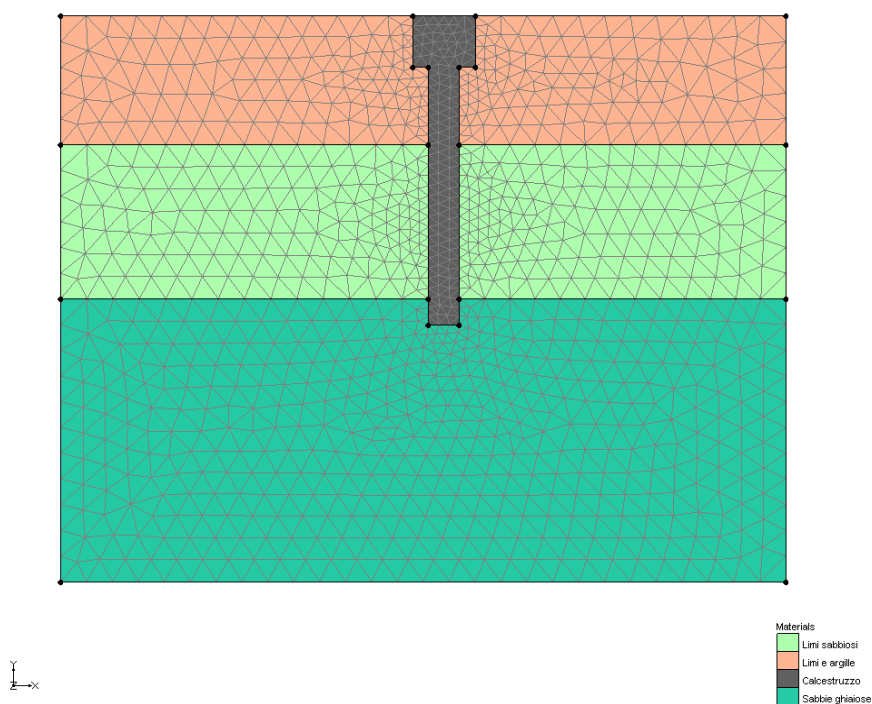


Figura 5-3: Schematizzazione geometrica della sezione di progetto tipo C

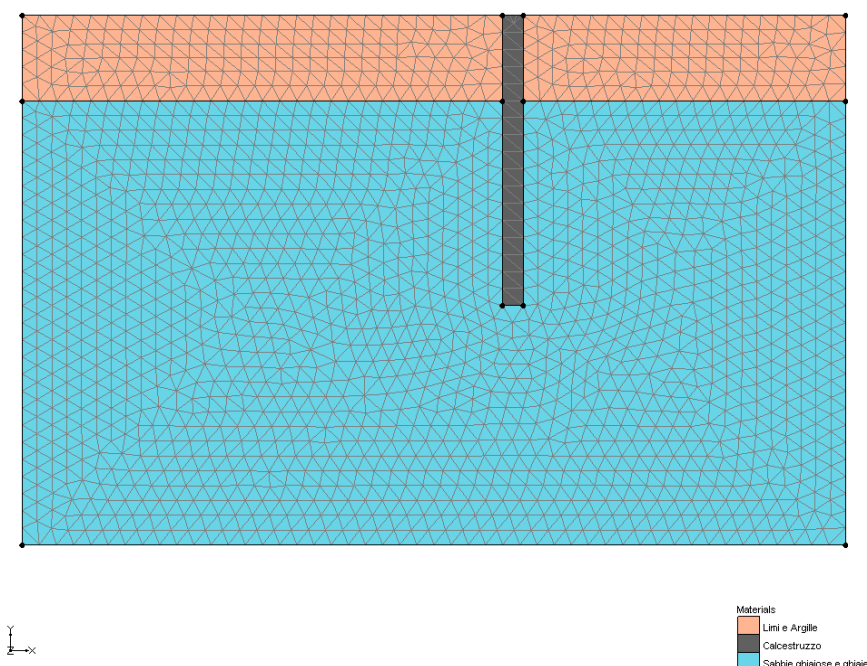


Figura 5-4: Schematizzazione geometrica della sezione di progetto tipo E

5.2.4 Condizioni al contorno

Per le verifiche alla filtrazione le simulazioni sono state condotte in condizioni stazionarie con i livelli idrici a valle della chiavica pari a quelli di massima piena per il fiume Tanaro ovvero pari a 93,0 m s.l.m. Tale condizione è stata adottata per la verifica dei muri in corrispondenza delle sezioni tipo A, B e C. Per il muro posto a monte della chiavica (rappresentato nella sezione tipo E) il livello idrico considerato sul Rio Loreto è quello che si instaura quando è in funzione l'impianto di pompaggio e pari a 87,0 m s.l.m. Per questa sezione è stata effettuata anche una verifica ipotizzando un livello minimo di 85,5 m s.l.m. che rappresenta la condizione più gravosa (massimo gradiente idraulico tra monte e valle) durante la fase di cantiere.

A lato campagna la condizione al contorno presa in considerazione è quella di terreno saturo con il livello di falda posto sempre in corrispondenza del piano campagna e precisamente a quota 90,0 m s.l.m. per le sezioni tipo A e B e 92,7 m s.l.m. per le sezioni tipo C ed E.

Nella tabella seguente si riassumono, per ognuna delle sezioni sottoposte a verifica, le condizioni al contorno assunte nei calcoli.

<i>Lato fiume</i>		<i>Lato campagna</i>	
<i>Sezione</i>	<i>Livello m s.l.m.</i>	<i>Sezione</i>	<i>Livello m s.l.m.</i>
A	93,00	A	90,00
B	93,00	B	90,00
C	93,00	C	92,70
E	87,00 – 85,50	E	92,70

Tabella 5-2: Condizioni al contorno utilizzate per le simulazioni

5.3 *Analisi dei risultati ottenuti*

Vengono di seguito descritti ed analizzati, per ognuna delle sezioni verificate, i risultati, ottenuti nelle diverse simulazioni, in termini sia di velocità massima di filtrazione sia di portata totale filtrante, entrambi riferiti alla sezione trasversale e pertanto da intendersi come valori unitari per sviluppo longitudinale muro. I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella seguente:

Sezione	V_{MAX} (m/s)	$Q_{MAX}(mc/s)$
A	6.65×10^{-7}	9.56×10^{-7}
B	8.79×10^{-5}	9.11×10^{-5}
C	4.98×10^{-9}	1.24×10^{-8}
E (87.0)	1.09×10^{-4}	3.71×10^{-4}
E (85.5)	3.54×10^{-4}	1.19×10^{-3}

Tabella 5-3: Risultati ottenuti nelle simulazioni matematiche (per la sezione tipo E si sono considerati i due valori del livello a monte della chiavica pari a 87,0 e 88,5 m s.l.m.)

5.3.1 Sezione tipo A

Nella figura seguente si riporta l'andamento delle linee di flusso e dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico.

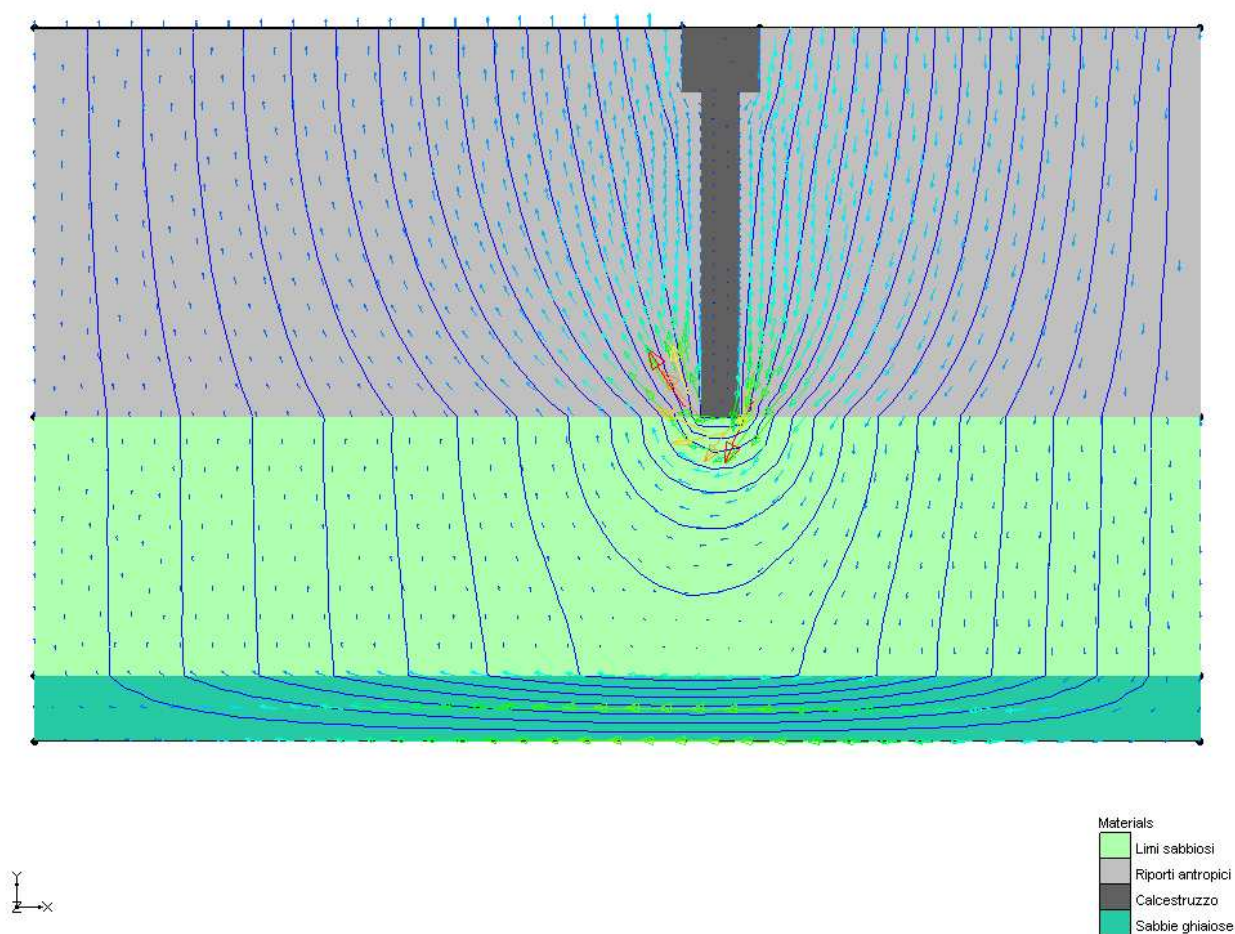


Figura 5-5: Linee di flusso e andamento dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico per la sezione tipo A

Dall'andamento dei vettori di velocità risulta che la massima velocità di filtrazione si riscontra al piede del diaframma di fondazione al confine tra il substrato costituito dai materiali di riporto con quello dei limi sabbiosi.

La massima velocità di filtrazione è (in valore assoluto) pari a 6.65×10^{-7} m/s mentre la portata filtrante risulta pari a 9.56×10^{-7} m³/s per metro lineare.

5.3.2 Sezione tipo B

Nella figura seguente si riporta l'andamento delle linee di flusso e dei vettori velocità ottenuti con la simulazione matematica.

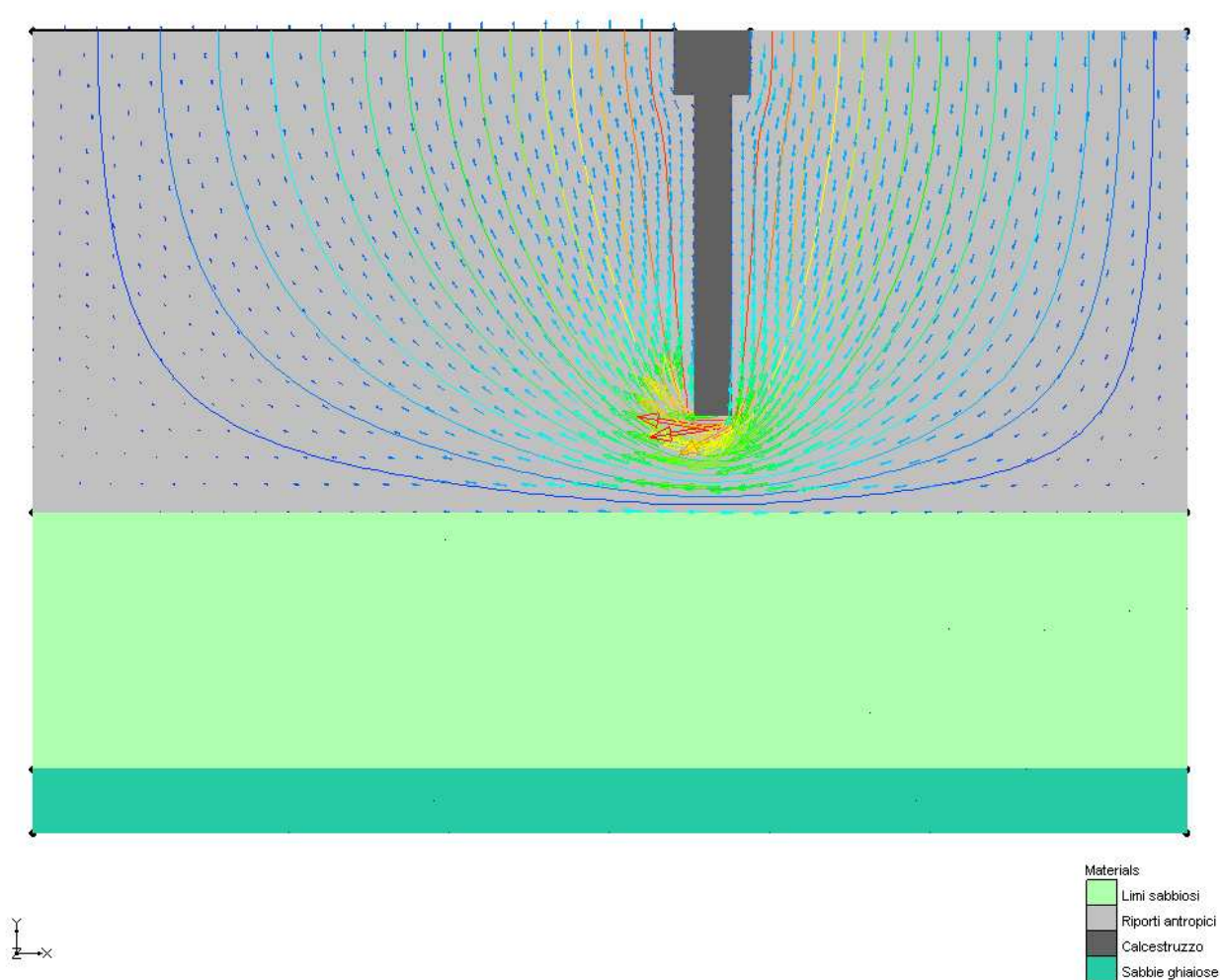


Figura 5-6: Linee di flusso e andamento dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico per la sezione tipo B

I vettori di velocità mettono in evidenza che le massime velocità di filtrazione si riscontrano al piede del diaframma di fondazione all'interno del substrato rappresentato dai materiali di riporto. La massima velocità di filtrazione risulta pari a **8.79×10^{-5} m/s** mentre la portata filtrante risulta pari a **9.11×10^{-5} m³/s** per metro lineare.

5.3.3 Sezione tipo C

Nella figura seguente si riporta l'andamento delle linee di flusso e dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico.

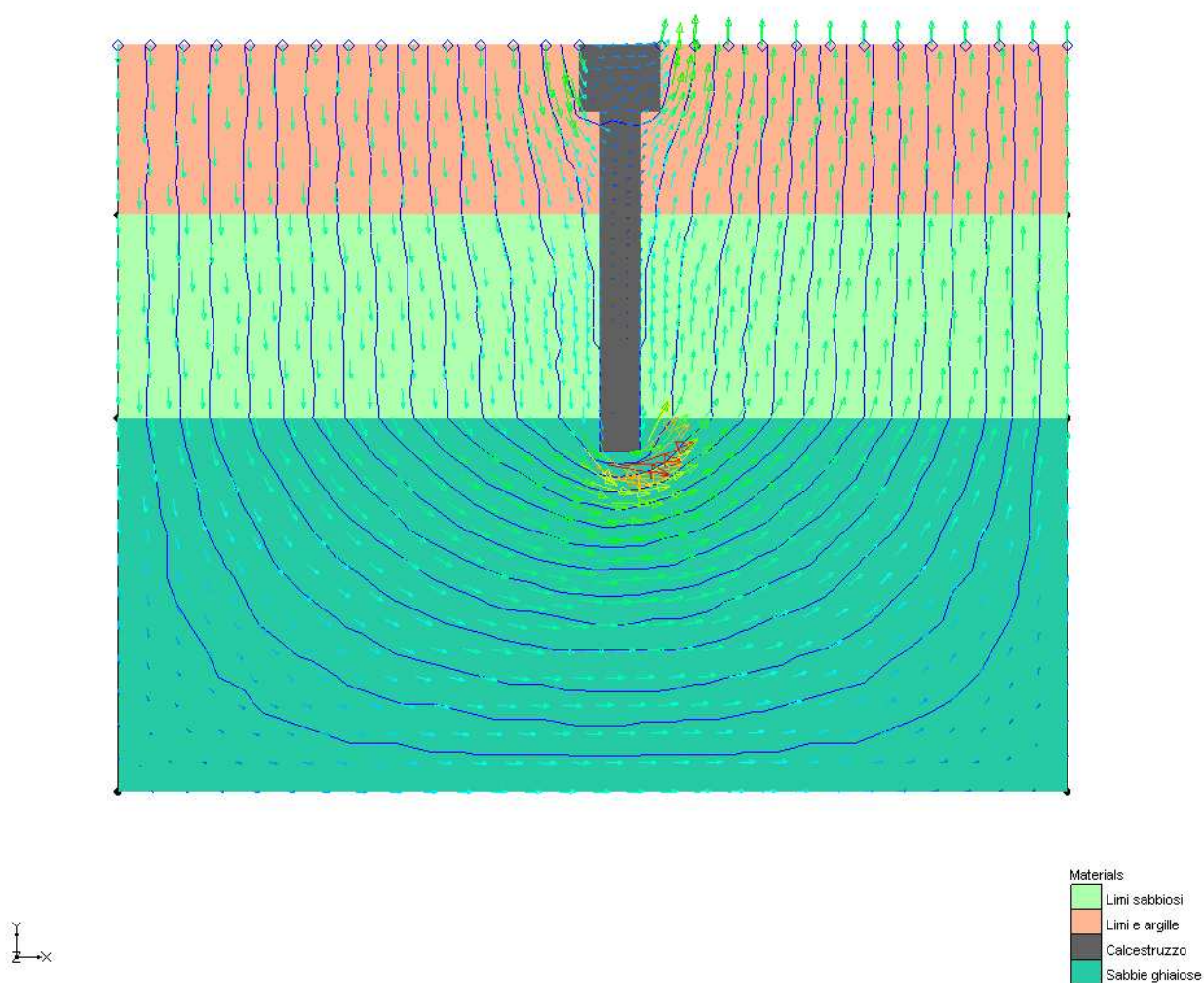


Figura 5-7: Linee di flusso e andamento dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico per la sezione tipo C

I vettori di velocità mettono in evidenza che le massime velocità di filtrazione si riscontrano al piede del diaframma di fondazione all'interno del substrato rappresentato dai materiali granulari costituiti prevalentemente da sabbie ghiaiose. La massima velocità di filtrazione in valore assoluto è pari a 4.98×10^{-9} m/s mentre la portata filtrante risulta pari a 1.24×10^{-8} m³/s per metro lineare.

5.3.4 Sezione tipo E

Nella figura seguente si riporta l'andamento delle linee di flusso e dei vettori velocità ottenuti con la simulazione matematica.

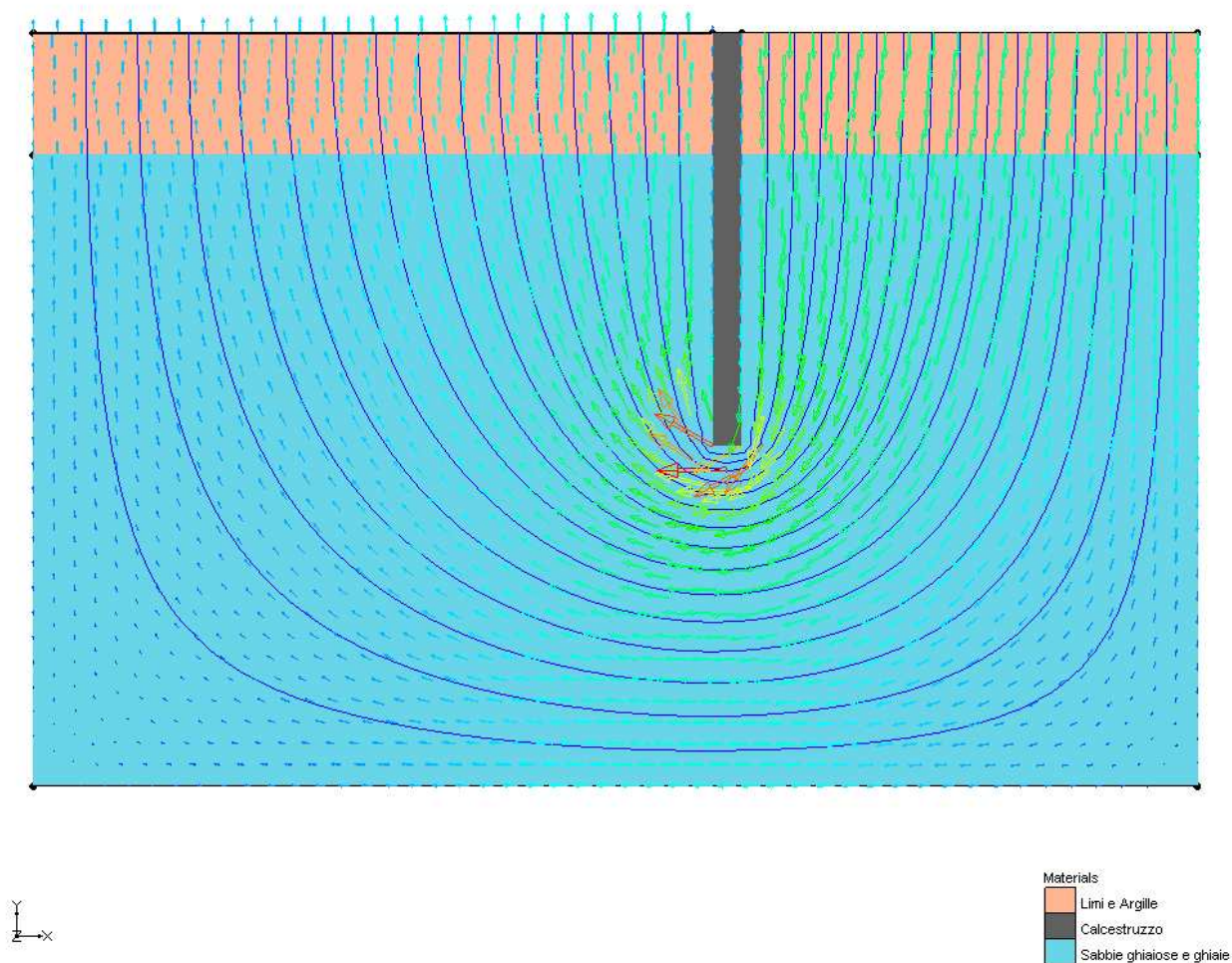


Figura 5-8: Linee di flusso e andamento dei vettori velocità ottenuti con il modello matematico per la sezione tipo E

Dall'andamento dei vettori di velocità risulta che le massime velocità di filtrazione si riscontrano, anche in questo caso, al piede del diaframma di fondazione all'interno del substrato rappresentato dai materiali granulari costituiti prevalentemente da sabbie ghiaiose e da ghiaie. Come già anticipato nei paragrafi precedenti per questa sezione sono state svolte due differenti simulazioni considerando due differenti livelli di piena del Rio Loreto a monte della chiavica in progetto. Le mas-

sime velocità di filtrazione, in valore assoluto, risultano pari a 1.09×10^{-4} m/s (per la simulazione che considera un livello di piena pari a 87,0 m s.l.m.) e 3.54×10^{-4} m/s (per la simulazione che considera un livello di piena pari a 85,5 m s.l.m.). Le portate filtranti risultano invece rispettivamente pari a 3.71×10^{-4} m³/s e 1.19×10^{-3} m³/s per metro lineare.

5.4 Verifiche al sifonamento con il metodo della velocità limite

Con riferimento al concetto di velocità limite si ricorda che il movimento dell'acqua all'interno di un materiale granulare dà luogo ad un campo di pressioni neutre che possono arrivare ad annullare la pressione effettiva e di conseguenza le particelle di un terreno granulare possono essere trascinate dall'acqua in movimento.

Con il metodo della velocità limite si confronta quindi il massimo valore della velocità con alcuni valori caratteristici, dette velocità limite, oltre le quali si riscontra sperimentalmente un trascinamento dei granuli di terreno. I valori delle velocità limite sono stati determinati in contesti diversi dal presente, normalmente nel campo di utilizzazione di pozzi per acqua. A questo scopo si considera il più piccolo tra i seguenti valori:

1. $V_{1,limite} = 0.03$ m/s
2. $V_{2,limite} = \sqrt{k} / 15$ (formula di Sichardt)

dove k rappresenta la permeabilità del substrato all'interno del quale si riscontra la massima velocità di filtrazione.

Nel caso in esame per tutte le sezioni prese in considerazione la velocità limite è quella derivante dalla formula di Sichardt, essendo essa quella minore e quindi più cautelativa per la verifica al sifonamento.

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche effettuate con il metodo sopra descritto.

Sezione	V_{MAX} (m/s)	Substrato all'interno del quale si verifica la V_{MAX}	V_{limite} (m/s)	Risultato verifica
A	6.65×10^{-7}	Riporti antropici Limi sabbiosi	6.67×10^{-4} 2.10×10^{-5}	VERIFICATA
B	8.79×10^{-5}	Riporti antropici	6.67×10^{-4}	VERIFICATA
C	4.98×10^{-9}	Sabbie ghiaiose	2.11×10^{-4}	VERIFICATA
E (87.0)	1.09×10^{-4}	Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose	1.49×10^{-3}	VERIFICATA
E (85.5)	3.54×10^{-4}	1.19×10^{-3}	1.49×10^{-3}	VERIFICATA

Tabella 5-4: Risultati delle verifiche al sifonamento effettuate con il metodo della velocità limite

Come si evince dalla tabella, in tutti i casi le velocità di filtrazione sono sempre inferiori alle velocità limite per cui tutte le sezioni risultano verificate nei confronti dei possibili fenomeni di sifonamento.

ALLEGATO A - Stato di fatto T=200 anni, profilo e sezioni

ALLEGATO B - Stato di progetto $T=200$ anni, profilo e sezioni

ALLEGATO C - Concomitanza di eventi F. Tanaro – rio Loreto, confronto profili stato di fatto e di progetto