

PROGETTO ESECUTIVO

OPERE DI CONTENIMENTO DEI LIVELLI DI PIENA IN SPONDA SINISTRA DEL FIUME ADDA IN COMUNE DI LODI (LO)

II FASE DI INTERVENTO FUNZIONALE

CIG - 82254808D2
CUP - B13H19000480002

DICEMBRE 2022

Studio HYDRA s.r.l.

Via Fermi 20 - 20057 ASSAGO (MI)
tel: (02) 23185801 - e-mail: studiohydrasrl@studiohydra.it

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. SILVIO ROSSETTI
Dott. Ing. ALESSANDRA BERTOGLIO

REDAZIONE	Veronica Cornalba	Aspetti strutturali:	Aspetti ambientali e catastali:
VERIFICA	Alessandra Bertoglio	 STUDIO MALERBA STUDIO DI INGEGNERIA viale Abruzzi, 17 - 20131 MILANO - tel: (02) 29526561 fax: (02) 29526561 - e-mail: mail@studiomalerba.net	GEOLAMBDA Engineering S.r.l. Sede operativa: via A. Diaz, 22 - 26845 Codogno (LO) tel: (+39) 0377.433021 fax (+39) 0377.402035 www.geolambda.eu - pec: geolambda@geolambda.viapec.it e-mail: laura.pezzoni@geolambda.it
APPROVAZIONE	Silvio Rossetti	Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA	Dott. Ing. LAURA PEZZONI

REVISIONI	N.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
	1					
	2					
	3					

TITOLO:

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

ELABORATO:

FASE

PE

TIPO

RII

COMMESSA

250-06

NUMERO

A.02.01

REV

00

INDICE

1.	PREMESSA.....	1
2.	L'EVENTO DEL NOVEMBRE 2002	5
2.1	PRIME STIME DELLA MASSIMA PORTATA	7
3.	ANALISI IDROLOGICO – IDRAULICA	10
3.1	STUDIO IDROLOGICO – IDRAULICO DEL TRATTO DI FIUME ADDA INTERESSANTE IL TERRITORIO COMUNALE DI LODI (2001 – ULTIMO AGGIORNAMENTO 2010)	10
3.1.1	Portate di riferimento per il calcolo idraulico.....	10
3.1.2	Livelli idrometrici di piena	26
3.2	PROPORZIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIALI	27
4.	MODELLO BIDIMENSIONALE UTILIZZATO NELL'AMBITO DELLO STUDIO IDRAULICO DEL 2001 (AGG. 2005).....	30
4.1	GENERALITÀ	30
4.2	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA VALLE INTERESSATA DAL DEFLUSSO DI PIENA	31
4.3	IL MODELLO BIDIMENSIONALE AGLI ELEMENTI FINITI	33
4.4	APPROSSIMAZIONI DEL CALCOLO	34
4.5	TARATURA NUOVO MODELLO BIDIMENSIONALE.....	35
4.6	CONCLUSIONI.....	39
5.	IL MODELLO QUASI BIDIMENSIONALE.....	42
5.1	COSTRUZIONE DEL MODELLO	42
5.2	TARATURA DEL MODELLO.....	46
	APPENDICE A – IL MODELLO IDRODINAMICO QUASI BIDIMENSIONALE	48
	APPENDICE B – IL MODELLO BIDIMENSIONALE.....	52
	INTRODUZIONE	52
	ASPETTI GENERALI DI IDRODINAMICA.....	53
	IL METODO DI RISOLUZIONE DI GALERKIN	55
	APPENDICE C – LA MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE	59
	PREMESSA	59
	IL MODELLO.....	60
	MODELLO NUMERICO.....	61

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

1. PREMESSA

Sulla base di quanto stabilito dalla Legge 24/11/1997 n° 41 “*Prevenzione del rischio geologico, idrogeologico e sismico mediante strumenti urbanistici generali e loro varianti*”, l’Amministrazione comunale di Lodi si è dotata, fin dal luglio 2001, sia dello *Studio idrologico-idraulico del tratto del fiume Adda compreso nel territorio comunale*, redatto dal Dott. Ing. Silvio Rossetti, firmatario del presente Progetto, sia di *Studio geologico-idrogeologico e sismico*, redatto dal Dott. Geol. Giovanni Bassi di Soncino (CR).

Tale Studio idrologico – idraulico, nell’ambito del quale venne individuato il *Quadro generale degli interventi* necessari per la difesa idraulica dell’abitato di Lodi, venne discusso con tutti gli Enti interessati ed, in particolare, con l’Autorità di Bacino del Po, l’Agenzia Interregionale per il Po (AIPO) e la Regione Lombardia, che lo condivisero completamente, ritenendolo compatibile con la pianificazione a scala di bacino.

Esso comprende:

- un’accurata analisi idrologica, basata sullo studio degli eventi estremi dell’Adda e del Brembo e della loro composizione a valle della confluenza Adda – Brembo;
- una scrupolosa analisi idraulica, condotta mediante l’utilizzo di un modello matematico di simulazione bidimensionale e riferita ad una base topografica molto accurata ed aggiornata, comprendente i vari elementi del reticolo secondario ricadente nel comune di Lodi, e tarata su misure effettivamente riscontrate in campo durante la piena del 2002 dallo stesso estensore.

Lo Studio idrologico – idraulico è stato adeguato una prima volta nel 2005 per ritarare il modello di simulazione matematica alle risultanze del gravoso evento di piena del novembre 2002. In particolare, le attività di aggiornamento si sono basate sul confronto tra l’ampia documentazione cartografica e progettuale disponibile (segnatamente i dati raccolti sull’evento di piena del Novembre 2002) con le risultanze di mirati sopralluoghi di verifica

effettuati direttamente sul corso d'acqua, lungo le sponde e le aree soggette ad allagamento, nel tratto di fiume compreso tra il quartiere Martinetta (sponda destra) e la ex Colonia fluviale Caccialanza (sponda sinistra) a Nord ed il ponte della tangenziale di Lodi a Sud.

Le attività di raccolta dati e di indagine diretta sul territorio comunale hanno permesso di aggiornare sia il modello di simulazione idraulica bidimensionale che il modello idraulico quasi-bidimensionale ad esso accoppiato, necessari per la caratterizzazione dei fenomeni di propagazione ed invaso nelle zone interessate e la successiva identificazione delle aree esondabili, dei livelli di rischio idraulico ad esse associati, oltre all'indicazione delle misure atte ad evitare il danneggiamento di beni e strutture ed a garantire la stabilità delle fondazioni.

Successivamente (2010) lo studio è stato ulteriormente aggiornato per renderlo idoneo a descrivere la reale situazione del territorio in termini di pericolosità e rischio idraulico a seguito della graduale realizzazione delle opere di difesa idraulica definite dal Quadro generale degli interventi.

Già nella sua prima stesura, lo Studio idraulico è stato sviluppato modellizzando sia lo stato di fatto, sia i diversi scenari intermedi risultanti dalla progressiva realizzazione delle opere di difesa idraulica definite dal Quadro generale degli interventi.

Nel seguito della presente relazione, per completezza, è riportata integralmente l'analisi idrologico – idraulica del citato Studio redatto dal sottoscritto professionista per conto dell'Amministrazione comunale di Lodi, le cui conclusioni, in termini di valori delle portate al colmo di piena dell'Adda a Lodi di assegnato tempo di ritorno, sono quelle riepilogate in Tab. 1.1.

T_{RT} (anni)	Q (m³/s)
2	807
5	1.074
10	1.252
20	1.422
50	1.642
100	1.806
200	1.971
500	2.187

Tab. 1.1: Fiume Adda a Lodi – portate di piena di riferimento di assegnato tempo di ritorno

In considerazione del dettaglio di scala dello studio e della sua rilevante specificità ed accuratezza, tali conclusioni sono state assunte alla base di tutti i progetti di sistemazione

idraulica del nodo di Lodi e, allo stesso modo, sono state adottate alla base della progettazione di fattibilità tecnica ed economica (gennaio 2018) degli interventi oggetto della presente progettazione, che riguarda la II Fase di intervento funzionale del più ampio intervento finalizzato al contenimento dei livelli di piena in sponda sinistra del fiume Adda a Lodi.

In particolare, tale intervento è stato suddiviso nelle N.3 distinte Fasi:

1. I Fase di intervento funzionale, riguardante la realizzazione delle opere di difesa dagli eventi alluvionali di riferimento ($T_{RIT} = 200$ anni) dell'area urbanizzata corrispondente al Q.re Revellino, alla zona di via N. Sauro e alla zona di C.na Codignola, consistenti, in sintesi, in un'arginatura di tipo misto (rilevato in terra e muratura arginale in c.a.) e ad alcune opere minori di completamento;
2. II Fase di intervento funzionale, a cui si riferisce la presente progettazione, riguardante la realizzazione di una campata aggiuntiva in sinistra idraulica dell'esistente Ponte Storico, finalizzata all'incremento del deflusso idrico attraverso il ponte;
3. III Fase di intervento funzionale, riguardante la riapertura di un preesistente ramo fluviale secondario, che costituirà una via d'acqua di alimentazione delle campate in sinistra del Ponte Storico, attualmente poco efficaci, per via delle dinamiche di deflusso nel tratto urbano del fiume Adda.

Recentemente (maggio 2020) è stato concluso l'ulteriore aggiornamento dello Studio idrologico – idraulico comunale, commissionato dall'Amministrazione comunale di Lodi alla Società Studio Hydra S.r.l., allo scopo di tenere conto anche delle ultime opere di difesa idraulica realizzate e di adeguarlo ai nuovi dettami normativi disposti dalla D.G.R. 30 novembre 2011, n. IX/2616 (Aggiornamento dei “Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12”, approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374).

Come detto, i risultati dell'analisi idrologico – idraulica hanno permesso, nell'ambito del citato Studio, di definire il Quadro generale degli interventi, ossia l'insieme dei necessari interventi di difesa idraulica finalizzati alla riduzione del rischio alluvionale e di stabilirne la più opportuna successione, in relazione sia a motivi di copertura finanziaria, sia al rapporto costi / benefici delle singole opere.

I risultati dello studio idraulico, in termini di livelli idrici di massima piena duecentennale attesi nelle varie zone del territorio comunale di Lodi sono quelli riepilogati nella tavola grafica *Scenari di intervento – confronto delle simulazioni di piena per differenti configurazioni di intervento e sequenza dell’interessamento delle diverse zone del territorio comunale da parte delle acque di piena nelle condizioni attuali* (Elaborato B.05.01) allegata al presente Progetto, che riporta una tabella numerica, in cui si evidenzia il beneficio in termini di riduzione dei livelli di piena e delle velocità della corrente in alcuni punti notevoli (identificati dalle lettere dell’alfabeto dalla A alla V) del territorio in corrispondenza dei successivi scenari di realizzazione delle diverse opere di difesa.

2. L'EVENTO DEL NOVEMBRE 2002

Durante l'evento di piena del Fiume Adda del novembre 2002 gravi inondazioni hanno interessato il territorio comunale di Lodi. Si è infatti verificata la condizione maggiormente critica per il tratto lodigiano dell'Adda, corrispondente alla contemporaneità della piena critica del Brembo con i massimi deflussi dal Lago di Como.

In seguito ad un intenso flusso di correnti meridionali umide associato ad un vasta area depressionaria dal 14 al 16 novembre 2002 si verificarono intense precipitazioni sul Piemonte e sulla Lombardia occidentale, che interessarono pesantemente l'intero il bacino dell'Adda (257.0 mm registrati nei tre giorni al pluviometro di Fuentes e 355.8 mm al pluviometro di Valtorta). Tale evento provocò intensi afflussi al Lago di Como ed un conseguente innalzamento dei livelli dello stesso. Le piogge si protrassero anche nei giorni successivi fino al 24 novembre, allorquando sopraggiunse una seconda perturbazione (Fig. 2.1) con precipitazioni complessivamente meno intense della prima (142.0 mm registrati nei giorni tra il 25 e 26 novembre al pluviometro di Fuentes e 238.8 mm al pluviometro di Valtorta), ma caratterizzate da un picco violento e concentrato.

Tale evento generò un intenso picco di portata del Fiume Brembo che si sovrappose con l'onda di piena in uscita dal Lago di Como, già pieno al sopraggiungere della seconda perturbazione.

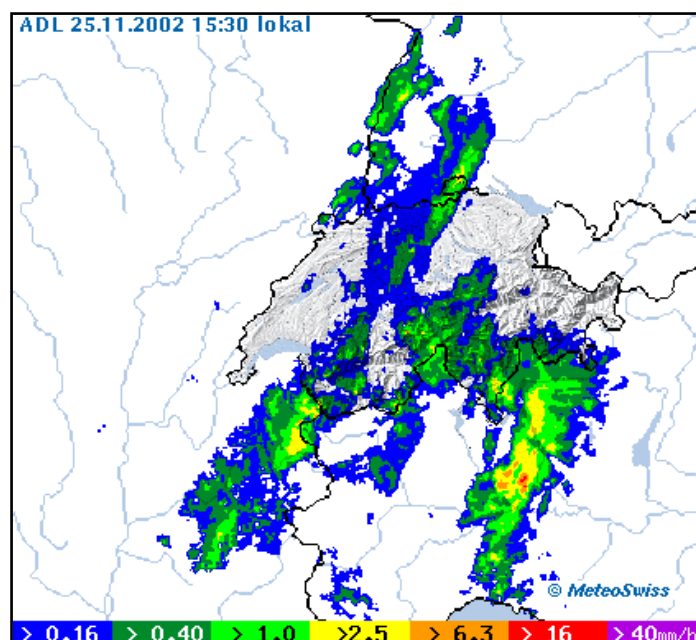


Fig. 2.1: 25 novembre 2002 – Radar meteo di Monte Lema (Svizzera)

L'onda di piena a valle della confluenza con il Brembo, ed in particolare a Lodi, ha assunto pertanto le tipiche caratteristiche dovute a tale sovrapposizione schematicamente riportata in Fig. 2.2. In Fig. 2.3 sono riportati gli andamenti dei livelli misurati durante l'evento del novembre 2002 dell'Adda a Lodi (Ponte vecchio) e del Brembo a Ponte Briolo. Si nota un sfalsamento temporale fra gli andamenti delle due serie di circa 9-10 ore.

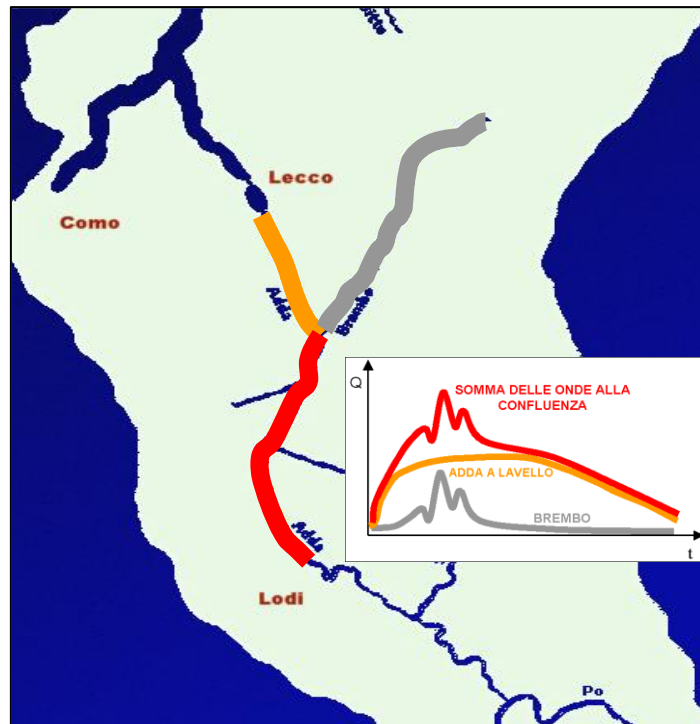


Fig. 2.2: Onda di piena dell'Adda alla confluenza con il Brembo

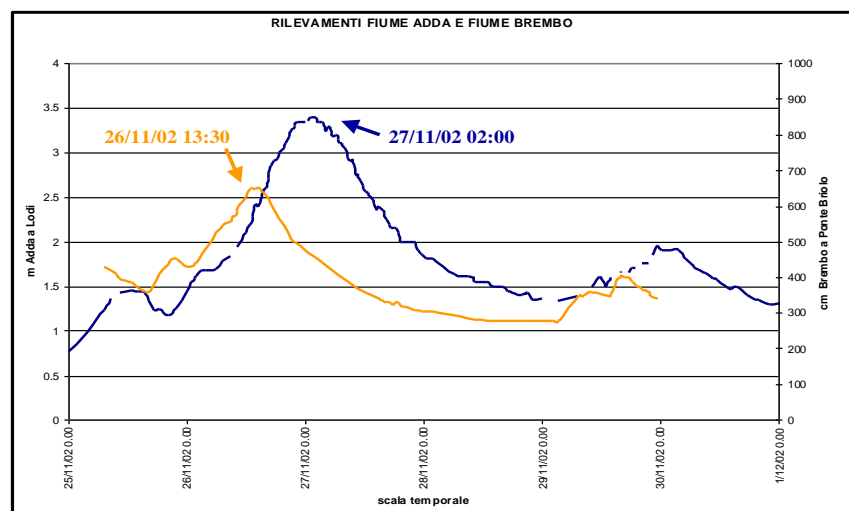


Figura 2.3: Onda di piena dell'Adda alla confluenza con il Brembo

2.1 PRIME STIME DELLA MASSIMA PORTATA

Nei giorni successivi alla piena, al fine di valutare delle portate transistanti a Lodi durante l'evento, non essendo tale stazione di misura dotata di scala delle portate, fu eseguita dal sottoscritto professionista una stima approssimata a partire dalle misure di Lavello sull'Adda e di Ponte Briolo sul Brembo.

Essendo i deflussi dal Lago di Como regolati dalla diga di Olginate, la stima della portata in uscita dal Lago è caratterizzata da un buon livello di accuratezza; tale portata si è mantenuta pressappoco costante durante l'evento di piena del Novembre 2002, attestandosi su valori pari a $850 - 900 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per quanto riguarda il Brembo non esiste una stima altrettanto affidabile delle portate in transito a Ponte Briolo; la scala delle portate per tale sezione, riportata in Fig. 2.4, deriva da misure sperimentali effettuate nel campo delle basse portate (la massima portata effettivamente misurata nella sezione è pari $339 \text{ m}^3/\text{s}$, corrispondente ad un'altezza idrometrica di 3.79 m sullo zero idrometrico), pertanto il legame portate – livelli per le piene più rilevanti deve necessariamente essere estrapolato, con conseguenti incertezze di stima (grafico in figura 4); inoltre, durante il moto vario che caratterizza la propagazione delle piene, lo stesso legame portata-livelli (cosiddetto cappio di piena) non è più rappresentabile con una espressione univoca.

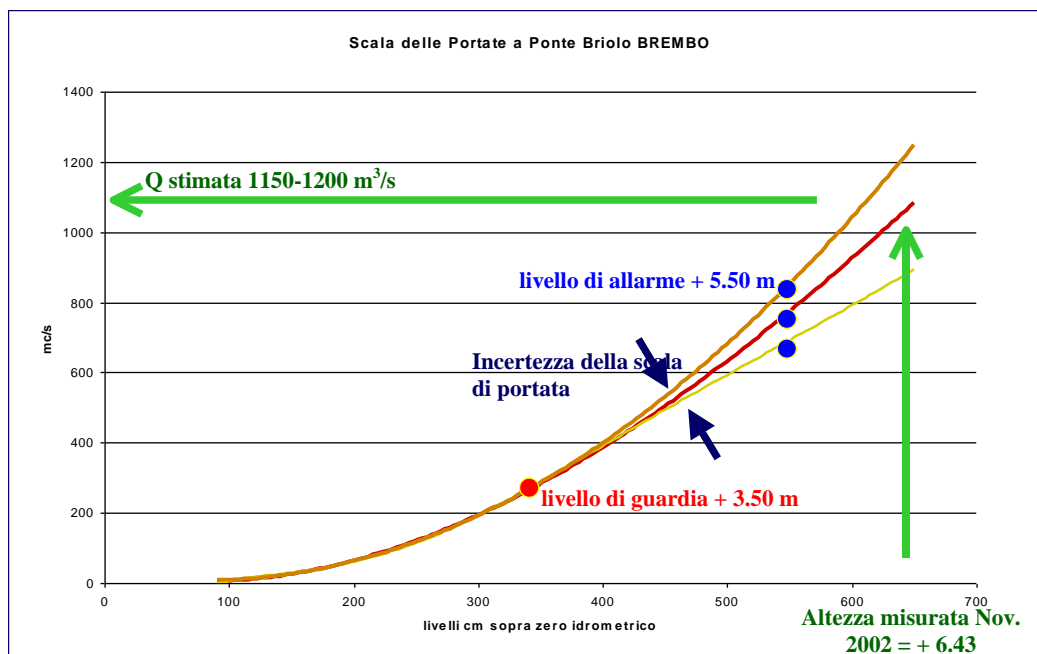


Figura 2.4: Brembo a Ponte Briolo – Scala delle Portate

Da quanto detto, la massima portata transitata durante l'evento dal Fiume Brembo a Ponte Briolo (corrispondente ad un livello pari a 643 cm sullo zero idrometrico) può essere stimata, solo approssimativamente, pari a 1150-1200 m³/s.

Nella composizione dell'onda in uscita dal Lago di Como con la piena del Brembo, e nella propagazione della piena dalla confluenza a Lodi, giocano un ruolo fondamentale:

a) I fenomeni di laminazione dell'onda di piena lungo l'asta principale dell'Adda

Degli effetti di laminazione, la cui stima necessita di modelli numerici della propagazione del deflusso in alveo, si parlerà diffusamente nei successivi capitoli: l'onda di piena, nel suo propagarsi verso valle, per il temporaneo invaso e svaso delle aree di pertinenza fluviale (laminazione in alveo), subisce un'attenuazione del picco di portata; in particolare nel tratto del F. Adda fra la confluenza con il Brembo e Lodi, data la morfologia di alveo, l'abbattimento del colmo di piena dovuto alla laminazione in alveo non è trascurabile;

b) Gli afflussi dalla porzione di bacino residuo affluente

Fra le stazioni di misura dell'Adda a Lavello (Bacino Idrografico Sotteso pari a 4697 km²) e sul Brembo a Ponte Briolo (Bacino Idrografico Sotteso pari a 765 km²) e Lodi (Bacino Idrografico Sotteso pari a 5989 km²) l'Adda riceve le acque di scolo del reticolo minore. L'apporto di tale area drenata (complessivamente pari circa a 652 km²) è certamente sensibile; durante l'evento del Novembre 2002 i tecnici del consorzio di Bonifica della Lodigiana stimarono un apporto da tale reticolo quantificabile in 200 ÷ 300 m³/s.

Per una prima valutazione della portata transitante a Lodi durante la piena del Novembre 2002 si ipotizzò che i due effetti sopracitati, l'attenuazione del picco durante la propagazione della piena e gli apporti del reticolo minore, si fossero compensati e che le due onde di piena (Brembo a Ponte Briolo e dell'Adda a Lavello) fossero sommate "in fase", ossia supponendo i picchi concomitanti, (ipotesi, quest'ultima, accettabile data la particolare forma "piatta" dell'idrogramma proveniente da Lavello con una portata di picco persistente nel tempo).

Dalla sovrapposizione dei due idrogrammi (ossia l'andamento delle portate nel tempo) si ricavò una portata di picco per l'Adda a Lodi durante l'evento del Novembre 2002 pari a 2000 ÷ 2100 m³/s.

Tale stima di massima è stata utilizzata come dato primo tentativo nella taratura dei modelli più oltre descritti.

Relativamente alla valutazione delle portate massime transitanti durante eventi di piena di tale entità è doveroso ribadire che ci si deve comunque attendere un'inevitabile approssimazione del 5-10%.

3. ANALISI IDROLOGICO – IDRAULICA

Di seguito, vengono riproposte le analisi effettuate in occasione dello Studio idrologico – idraulico del tratto di fiume Adda interessante il territorio comunale di Lodi (luglio 2001 – ultimo aggiornamento gennaio 2010; Ing. S. Rossetti), poste alla base di tutte le progettazioni delle opere di difesa del nodo idraulico di Lodi e, in definitiva, anche della presente progettazione.

3.1 STUDIO IDROLOGICO – IDRAULICO DEL TRATTO DI FIUME ADDA INTERESSANTE IL TERRITORIO COMUNALE DI LODI (2001 – ULTIMO AGGIORNAMENTO 2010)

3.1.1 Portate di riferimento per il calcolo idraulico

Si è fatto riferimento ai risultati delle elaborazioni idrologiche riportate ne:

- *Piano territoriale di coordinamento Parco Adda sud – Piano di settore Fiume e Fasce fluviali* – novembre 1995, Ing. Silvio Rossetti;
- *Direttiva sulla Piena di Progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*, PAI dell’Autorità di Bacino del Fiume Po;
- *Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po, del fiume Brembo nel tratto da Lenna alla confluenza in Adda e del fiume Serio nel tratto da Parre alla confluenza in Adda* – giugno 2003, Autorità di Bacino del Fiume Po;
- *Sotto Progetto SPI* – Autorità di Bacino del Fiume Po.

Si evidenzia che, non essendo la sezione del Fiume Adda in corrispondenza del comune di Lodi dotata di una serie storica di massimi annui di portate al colmo sufficientemente lunga, non è possibile in tal caso applicare direttamente un metodo di analisi statistica dei massimi per ricavare la relazione che lega le portate ad un corrispondente tempo di ritorno.

Gli studi pregressi analizzati hanno pertanto ricavato le portate a Lodi, legate ai diversi tempi di ritorno, per lo più mediante ricostruzioni basate sui metodi idrologici, dell’inferenza statistica e di similitudine idrologica (regionalizzazione), che non possono necessariamente tenere in conto, se non in maniera globale e approssimata, gli effetti dovuti agli apporti laterali minori e alla laminazione golenale. Tali effetti devono essere rappresentati attraverso modelli numerici della propagazione del deflusso in alveo.

Tale approccio è stato utilizzato nell'ambito del citato studio AdbPo "Sottoprogetto SP1", i cui risultati indicativi sono stati presi in considerazione per la determinazione delle portate di riferimento e per i calcoli idraulici riportati nella presente relazione.

3.1.1.1 Piano territoriale di coordinamento Parco Adda Sud – Piano di settore "fiume e fasce fluviali" – novembre 1995, Ing. Silvio Rossetti

Nell'ambito dello Studio "Piano territoriale di coordinamento Parco Adda Sud – piano di settore "fiume e fasce fluviali", redatto nel novembre 1995 dal sottoscritto professionista, fu condotta un'attenta raccolta di dati idrometrici e la ricostruzione della serie storica delle portate a Lodi.

A partire da tali ricostruzioni furono individuate le portate di piena, calcolate per i diversi tempo di ritorno, che sono state utilizzate nell'ambito dello studio idrologico-idraulico del tratto di F. Adda inserito nel territorio comunale di Lodi. Si riporta nel presente paragrafo la metodologia adottata e i risultati dello studio.

Raccolta di dati idrometrici e ricostruzione della serie storica delle portate a Lodi

La genesi delle piene critiche nel tratto di fiume Adda ricompreso nel territorio comunale di Lodi prevede la sovrapposizione della piena del fiume Brembo con i massimi deflussi provenienti dal Lago di Como, questi ultimi regolati dalla rapida di Lavello dove è in funzione la stazione idrometrografica omonima gestita dal Consorzio dell'Adda e dal Servizio Idrografico Italiano, che provvede alla pubblicazione delle registrazioni sugli Annali Idrologici.

Dai dati utilizzati nelle elaborazioni, forniti dal Consorzio dell'Adda, furono ricavati i massimi valori giornalieri delle portate per ogni anno, a partire dal 1946 (dopo la realizzazione delle opere di regolazione) e fino al 1994.

Per quanto riguarda il Brembo, dai citati Annali Idrologici del S.I.I. e dalle informazioni fornite dal Consorzio di Bonifica della Media Pianura Bergamasca, furono raccolti i dati relativi ai massimi annui di portata giornaliera e di portata al colmo registrati all'idrometrografo di Ponte Briolo (ubicata 19 km a monte della confluenza con l'Adda).

I dati mancanti di portata al colmo a Ponte Briolo furono ricostruiti moltiplicando per una costante C i valori di portata giornaliera registrati nell'anno in cui manca la portata al colmo.

La costante C è stata assunta pari al rapporto tra la media dei valori disponibili di portata e la media delle corrispondenti portate giornaliere.

Per la ricostruzione delle serie storiche dei dati di portata al colmo in corrispondenza della confluenza del Brembo in Adda (in Comune di Vaprio d'Adda) e a Lodi, si ricercarono i valori massimi registrati a Lavello negli stessi giorni in cui venivano registrati i massimi annui a Ponte Briolo e, viceversa, i massimi registrati a Ponte Briolo nelle stesse date in cui venivano registrati i massimi annui a Lavello.

Per ciascun anno si ottennero, così, due coppie di dati contemporanei, ognuna delle quali include un valore massimo annuo osservato in una delle due stazioni ed il corrispondente valore massimo (non necessariamente il massimo annuo) osservato nell'altra stazione.

Scegliendo, per ogni anno, la coppia di dati contemporanei la cui somma è maggiore, si è proceduto alla trasposizione di tali dati, registrati rispettivamente a Lavello e a Ponte Briolo, fino alle sezioni ubicate immediatamente a monte della confluenza tra l'Adda e il Brembo.

Successivamente, si sono sommati tali dati contemporanei trasposti alle citate sezioni, in modo da ottenere una serie di dati massimi annui stimati riferiti alla sezione del Fiume Adda subito a valle dell'immissione del Brembo a Vaprio d'Adda.

Le massime portate al colmo così stimate per il fiume Adda a Vaprio d'Adda sono state ulteriormente trasposte alla sezione di Lodi.

Le citate trasposizioni delle portate al colmo sono state effettuate mediante la seguente espressione di regionalizzazione dei dati:

$$\frac{Q_A}{A_A} = \frac{Q_B}{A_B} \left(\frac{A_B}{A_A} \right)^{2/3} \Rightarrow Q_A = Q_B \left(\frac{A_A}{A_B} \right)^{1/3} \quad (1)$$

dove:

Q_A e Q_B sono le portate al colmo nelle generiche sezione A e B ;

A_A e A_B sono le aree dei bacini racchiusi alle generiche sezioni A e B .

Considerando inizialmente la trasposizione delle portate Q_B registrate a Ponte Briolo ($A_B = 765 \text{ km}^2$) alla sezione del Brembo subito a monte della confluenza con l'Adda ($A_A = 940 \text{ km}^2$), si ottiene:

$$Q_A = Q_B (940/765)^{1/3} = 1,071 Q_B$$

dove Q_A è la portata alla confluenza e Q_B quella registrata a Ponte Briolo.

Per quanto riguarda le portate dell'Adda a valle del Lago di Como, ipotizzando che l'effetto del lago sulle portate a valle sia in qualche modo caratteristico dell'intero bacino racchiuso alla sezione in esame, si è assunto che, a prescindere dalla presenza del lago, le portate osservate a Lavello possano essere considerate come prodotte dal bacino complessivo racchiuso all'idrometrografo ($A_B = 4.572 \text{ km}^2$).

Nella sezione dell'Adda, subito a monte della confluenza con il Fiume Brembo, si considera, pertanto, un bacino complessivo di area $A_A = 4.697 \text{ km}^2$. In questo modo, la trasposizione delle portate al colmo da Lavello alla citata confluenza viene effettuata come sotto:

$$Q_A = Q_B (4.697/4.572)^{1/3} = 1,008 Q_B$$

dove, in questo caso, Q_A è la portata alla confluenza e Q_B quella registrata a Lavello.

Come si osserva, le portate dell'Adda a monte della confluenza con il Brembo sono incrementate di poco rispetto a quelle registrate a Lavello. Ciò appare aderente alla realtà, sia per la piccola estensione del bacino residuo corrispondente al solo tratto Lavello-Fiume Brembo, sia per la configurazione "piatta" delle onde di piena caratteristiche del tratto stesso.

Le serie di dati così stimati nel Brembo e nell'Adda prima della loro confluenza a Vaprio d'Adda sono state riportate in Tab. 3.1 (4^a e 5^a colonna). Nella stessa tabella si riporta la serie stimata a Vaprio d'Adda (6^a colonna) dopo la confluenza. Come già detto in precedenza, quest'ultima serie è il risultato della somma dei dati relativi alle prime due serie citate.

Utilizzando l'espressione di regionalizzazione delle portate al colmo e considerando le stesse ipotesi già descritte in precedenza, si è proceduto alla stima della serie di dati alla sezione di Lodi, a partire dalla serie stimata a Vaprio d'Adda nella sezione a valle del Brembo.

La superficie totale del bacino sotteso a Vaprio d'Adda è $A_B = 4.697+940 = 5.637 \text{ km}^2$, mentre la superficie del bacino racchiuso alla sezione di Lodi è pari a $A_A = 5.989 \text{ km}^2$.

Pertanto, i massimi annui di portata al colmo a Lodi risultano pari a:

$$Q_A = Q_B (5.989/5.637)^{1/3} = 1,020 Q_B$$

dove Q_B è, in questo caso, il valore delle portate al colmo a Vaprio d'Adda.

La serie storica ricostruita a Lodi è riportata nell'ultima colonna della citata Tab. 3.1.

	Adda a Lavello	Brembo a ponte Briolo	Adda monte confluenza Brembo	Brembo monte confluenza Brembo	Adda valle confluenza Brembo	Adda a Lodi
anno	$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/s)$
1946	326	455.9	328.5	488.3	816.8	833
1947	149	480.2	150.2	514.3	664.5	678
1948	567	175.1	571.4	187.5	758.9	774
1949	64	347.5	64.5	372.2	436.7	446
1950	73	679	73.6	727.3	800.8	817
1951	617	616.6	621.8	660.4	1282.2	1308
1952	420	908	423.3	972.5	1395.8	1424
1953	355	551	357.7	590.2	947.9	967
1954	80	843	80.6	902.9	983.5	1004
1955	98	426	98.8	456.3	555.0	566
1956	253	424	255.0	454.1	709.1	724
1957	577	276.5	581.5	296.2	877.6	896
1958	195	411	196.5	440.2	636.7	650
1959	74	469	74.6	502.3	576.9	589
1960	675	437.2	680.2	468.3	1148.5	1172
1961	-	-	-	-	-	-
1962	244	453	245.9	485.2	731.1	746
1963	636	733	640.9	785.1	1426.0	1455
1964	167	338	168.3	362.0	530.3	541
1965	688	673	693.3	720.8	1414.2	1443
1966	585	633	589.5	678.0	1267.5	1293
1967	409	55.9	412.2	59.9	472.0	482
1968	315	501	317.4	536.6	854.0	871
1969	456	90.4	459.5	96.8	556.4	568
1970	90	449	90.7	480.9	571.6	583
1971	254	484	256.0	518.4	774.4	790
1972	292	412.9	294.3	442.2	736.5	752
1973	145	663.3	146.1	710.4	856.6	874
1974	-	-	-	-	-	-
1975	401	442.8	404.1	474.3	878.4	896
1976	-	-	-	-	-	-

	Adda a Lavello	Brembo a ponte Briolo	Adda monte confluenza Brembo	Brembo monte confluenza Brembo	Adda valle confluenza Brembo	Adda a Lodi
anno	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$
1977	450	932.4	453.5	998.7	1452.2	1482
1978	-	-	-	-	-	-
1979	861	805.3	867.7	862.5	1730.2	1765
1980	-	-	-	-	-	-
1981	-	-	-	-	-	-
1982	-	-	-	-	-	-
1983	640.7	545.6	645.7	584.4	1230.0	1255
1984	442.3	131	445.7	140.3	586.0	598
1985	214.6	416.7	216.3	446.3	662.6	676
1986	390.5	559.4	393.5	599.2	992.7	1013
1987	626	778.8	630.8	834.2	1465.0	1495
1988	377.7	959.7	380.6	1027.9	1408.5	1437
1989	108.9	657.7	109.7	704.4	814.2	831
1990	508.9	209.3	512.8	224.2	737.0	752
1991	527.8	140.5	531.9	150.5	682.4	696
1992	425.8	524.7	429.1	562.0	991.1	1011
1993	610.9	1044.1	615.6	1118.3	1733.9	1769
1994	325.4	621.1	327.9	665.2	993.2	1013

Tab. 3.1: Serie stimata delle portate al colmo alla confluenza dell'Adda con il Brembo e a Lodi

Elaborazione statistica e valutazione delle portate di massima piena a Lodi

Il campione delle portate al colmo Q ricostruite a Lodi è stato elaborato statisticamente al fine di determinare le portate di massima piena associate a prefissate probabilità di non superamento $P(Q)$ o, come è usuale, associate a prefissati tempi di ritorno T in anni.

Tale indagine è stata condotta prendendo in considerazione la legge di Gumbel di distribuzione delle probabilità. Come è noto, la grandezza idrologica in esame si distribuisce solitamente secondo la citata legge la cui espressione è la seguente:

$$P(Q) = e^{-e^{-\alpha(Q-\beta)}} \quad (2)$$

dove α e β sono i parametri della distribuzione che, ove si assuma per la loro stima il metodo dei momenti, risultano legati alla media μ e allo scarto quadratico medio s del campione dalle espressioni:

$$\alpha = 1,283/s \quad (3)$$

$$\beta = \mu - 0,5772/\alpha \quad (4)$$

Introdotta il tempo di ritorno T che rappresenta, per la generica variabile Q , il numero di anni in cui Q è in media superata una sola volta, la legge di Gumbel diventa:

$$Q = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \left[-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right] \quad (5)$$

dove T è legato alla probabilità $P(Q)$ tramite la relazione:

$$T(Q) = \frac{1}{1 - P(Q)} \quad (6)$$

Calcolati i parametri della distribuzione, si è quindi applicata l'espressione della legge di Gumbel per tempi di ritorno $T = 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 250$ e 500 anni, oltre a quelli di piena ordinaria corrispondenti ad un tempo di ritorno di poco più di un anno. I risultati sono riportati in Tabella 3.2 con l'indicazione del fattore di frequenza, della varianza di stima e della fascia fiduciaria.

T (anni)	Q(T) (m³/s)	Fattore di frequenza	Varianza di stima	Fascia fiduciaria		Errore (%)
				Minimi	Massimi	
1.1	548	-1.1319	3300.4	435	661	20.5%
5	1207	0.7195	7044.7	1042	1371	13.6%
10	1415	1.3046	12851.6	1193	1637	15.7%
20	1615	1.8659	20508.3	1334	1896	17.4%
30	1730	2.1887	25838.8	1415	2045	18.2%
50	1874	2.5923	33453.1	1515	2232	19.1%
100	2067	3.1367	45397.3	1650	2485	20.2%
150	2180	3.4542	53249.5	1728	2633	20.7%
200	2260	3.6791	59209.6	1783	2737	21.1%
250	2322	3.8535	64055.5	1826	2819	21.4%
500	2515	4.3947	80352.1	1960	3071	22.1%

Tabella 3.2: Analisi statistica delle portate di massima piena a Lodi

Si noti come il metodo di ricostruzione delle serie storiche a Lodi sia basato su trasposizioni delle portate al colmo effettuate mediante espressioni di regionalizzazione dei dati.

3.1.1.2 Direttiva sulla Piena di Progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica. Autorità di Bacino del Fiume Po

Tale direttiva fornisce per le sezioni del Fiume Adda di Lavello, Cassano D'Adda (a valle della confluenza con il Brembo) le portate al colmo per i diversi tempi di ritorno riportate nella seguente Tabella 3.3.

<i>T</i> (anni)	<i>PORTATA m³/s</i> <i>Adda a Lavello</i>	<i>PORTATA m³/s</i> <i>Adda a valle Confluenza Brembo</i>
20	680	-
100	830	-
200	900	1.150
500	990	-

Tabella 3.3: Portate studio PAI

Si riportano per completezza tali risultati, anche se questi, come si vedrà nel confronto con le risultanze degli altri studi di seguito riportato, sono stati ottenuti mediante l'applicazione, per la serie storica di Lavello, di una distribuzione di frequenza inadeguata e, pertanto, tali valori risultano decisamente sottostimati.

3.1.1.3 Sotto Progetto SP1 – Autorità di Bacino del Fiume Po

I risultati dello studio idrologico descritto ai precedenti §§ sono stati comparati con i risultati delle elaborazioni contenute nel Sottoprogetto SP1 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Le portate per i diversi tempi di ritorno, sono state ricavate per tutte le sezioni del fiume Adda mediante regressioni statistiche, ma con il supporto di un modello idrodinamico di moto vario per una stima più accurata degli effetti idrodinamici della laminazione golenale.

Nella seguente Tabella 3.4 sono riportati i risultati dello studio relativamente alle sezioni di Lavello ed in corrispondenza della confluenza con il Brembo.

<i>T</i> (anni)	<i>PORTATA m³/s</i> <i>Adda a Lavello</i>	<i>PORTATA m³/s</i> <i>Adda a valle Confluenza Brembo</i>
20	840	1.670
100	1.000	2.080
200	1.070	2.285

Tabella 3.4: Portate studio SP1

Grazie all'uso di un modello idrodinamico, lo studio ha inoltre permesso di ricavare gli inviluppi delle onde di piena (portate e livelli), per i tempi di ritorno di 20, 100 e 200 anni, di tutto l'Adda sub-lacuale (Fig. 3.1). Nella figura si evidenziano le confluenze del F. Brembo e del F. Serio e il tratto di Adda ricompreso nel territorio comunale di Lodi.

A titolo indicativo si può comunque evidenziare una decisa attenuazione del colmo di piena stimata nel tratto che va dalla confluenza con il Brembo alla confluenza con il Serio. Nel territorio comunale di Lodi l'onda di piena duecentennale transita con una portata di colmo in ingresso di circa 1800 m³/s (un abbattimento del 22 % circa rispetto alla portata alla confluenza Adda-Brembo) ed una portata in uscita di circa 1600 m³/s (un abbattimento del 30 % circa rispetto alla portata alla confluenza Adda-Brembo).

Si evidenzia, comunque, come la ricostruzione mediante modello idrodinamico della relazione “*Portate al colmo-tempi di ritorno*” per una sezione non dotata di serie storica delle portate possa differire decisamente dalle ricostruzioni basate su formule di regionalizzazione. La trasposizione idrologica effettuata nell'ambito dello Studio *Parco Adda sud* – Piano di settore – novembre 1995 conduceva ad un aumento, seppure modesto (2 %), dei colmi di piena corrispondenti fra le sezioni alla confluenza Adda-Brembo e Lodi. Non si dispone, relativamente a tali elaborazioni, delle particolari ipotesi alla base delle ricostruzioni idrodinamiche (volume e forma dell'onda sintetica, stima degli apporti laterali fra le confluenze con i fiumi Brembo e Serio e le altre schematizzazioni modellistiche adottate).

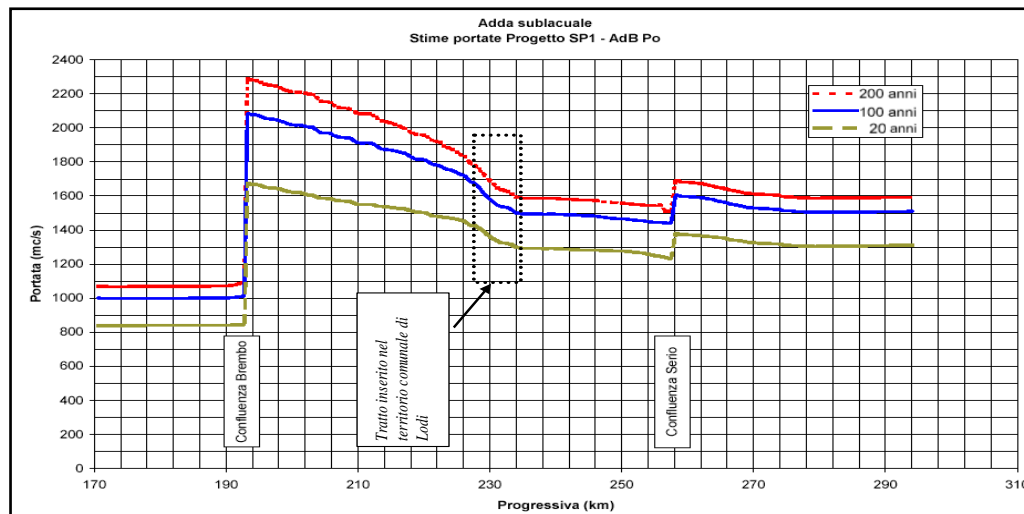


Fig. 3.1: Portate al colmo dell'Adda sublacuale, per tempi di ritorno di 20, 100 e 200 anni, secondo le stime effettuate nel Progetto SP1 dell'Autorità di Bacino del Po.

3.1.1.4 “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po, del fiume Brembo nel tratto da Lenna alla confluenza in Adda e del fiume Serio nel tratto da Parre alla confluenza in Adda”, redatto per conto dell’Autorità di Bacino del fiume Po

Lo studio, redatto per conto dell’Autorità di Bacino del fiume Po da un raggruppamento temporaneo di imprese, di cui Montgomery Watson SpA era la mandataria, è relativo ad un aggiornamento e ad un approfondimento delle stime delle portate di piena del fiume Adda sublacuale, del fiume Brembo da Lenna fino alla confluenza in Adda e del fiume Serio da Parre fino alla confluenza in Adda.

Finalità del lavoro di analisi idrologica del citato studio è stata la determinazione delle portate al colmo e degli idrogrammi di piena aventi tempo di ritorno assegnato fra 2 e 500 anni nelle sezioni dei corsi d’acqua oggetto dello studio di fattibilità che presentano interesse ai fini della successiva modellazione idraulica e delle attività progettuali.

In tale studio l’ampia raccolta dati effettuata ha consentito di desumere le stime delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno sulla base di un campione di osservazioni di dimensioni molto maggiori rispetto a quello considerato nell’ambito degli studi citati ai paragrafi precedenti. In particolare, grazie alle operazioni di raccolta dei dati idrometrici, la dimensione dei campioni di osservazioni storiche dei massimi annuali delle portate al colmo di piena si è notevolmente accresciuta rispetto a quella dei campioni precedentemente disponibili. Infatti, ciò ha reso disponibile un campione di 74 elementi per l’Adda a Lavello, contro i 35 sui cui erano basate le analisi del PAI e che sono riportati nei relativi documenti, di 60 elementi per il Brembo a Ponte Briolo, a fronte dei 26 riportati nei documenti di PAI, e di 52 elementi per il Serio a Ponte Cene, per il quale il PAI non riportava la serie storica, che è invece pubblicata dal SIMN ed è composta da 20 osservazioni.

La stima delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno nelle stazioni strumentate di Lavello e Pizzighettone sul fiume Adda, per le quali si dispone di un campione abbastanza consistente di osservazioni, è stata condotta su base regionale. In particolare, il confronto tra le distribuzioni di frequenza del campione, secondo Gumbel, delle portate massime annuali adimensionalizzate dell’Adda a Lavello e a Pizzighettone rispetto alla media del campione disponibile per ciascuna stazione, ha evidenziato un’ottima analogia, tale quindi da poter

affermare che la distribuzione di probabilità delle portate al colmo massime annuali adimensionalizzate sia la medesima nelle due sezioni sopra citate.

Sono stati riuniti in un unico campione, della dimensione di 94 elementi, le portate adimensionalizzate di Lavello e Pizzighettone e successivamente confrontate con la distribuzione di probabilità teorica del campione secondo Gumbel, i cui parametri sono stati stimati con il metodo dei momenti. Il buon adattamento del modello teorico alla distribuzione di frequenza delle osservazioni ha permesso di stimare i valori di assegnato tempo di ritorno della portata adimensionalizzata $X(T)$ per i consueti valori del tempo di ritorno (Tab. 3.5).

La stima su base regionale delle portate di assegnato tempo di ritorno $Q(T)$ nelle sezioni di Lavello e Pizzighettone può essere ottenuta moltiplicando la stima del fattore di crescita adimensionale $X(T)$ di pari tempo di ritorno, desumibile dalla Tab. 3.5, per la portata indice μ_Q relativa alla sezione di interesse riportato in Tab. 3.6.

T (anni)	$X(T)$
2	0,946
5	1,238
10	1,431
20	1,617
50	1,857
100	2,037
200	2,217
500	2,453

Tab. 3.5: **fattore di crescita dimensionale in funzione del tempo di ritorno T**

Stazione	Superficie (km ²)	μ_Q (m ³ /s)	U (m ³ /s km ²)
Lavello	4.572	530,8	0,116
Pizzighettone	7.775	835,7	0,108

Tabella 3.6: **portata indice alle stazioni di misura idrometriche dell'Adda sublacuale**

Si ottengono in tal modo le stime su base regionale delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno $Q(T)$, per l'Adda a Lavello e per l'Adda a Pizzighettone (Tab. 3.7).

La stima delle portate al colmo di piena nelle sezioni non strumentate dell'Adda sublacuale risulta invece essere piuttosto difficoltosa.

T (anni)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
	<i>Lavello</i>	<i>Pizzighettone</i>
2	502	790
5	657	1.035
10	760	1.196
20	858	1.351
50	986	1.552
100	1.081	1.703
200	1.177	1.853
500	1.302	2.050

Tab. 3.7: portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno T

Le piene di tali sezioni derivano infatti dalla composizione delle onde in uscita dal Lago di Como col contributo degli affluenti sublacuali, fra cui spicca per importanza quello del Brembo. Nell'assetto del regime di frequenza delle piene un ruolo fondamentale è quindi esercitato dai fenomeni di laminazione dell'onda di piena lungo l'asta principale dell'Adda, i cui effetti ovviamente non possono essere rappresentati se non attraverso modelli numerici della propagazione del deflusso in alveo e quindi non possono certamente essere descritti tramite modelli di regionalizzazione statistica, in cui il trasferimento dell'informazione disponibile alle stazioni di misura si basa necessariamente sull'uso di parametri di sintesi a scala di bacino. Il regime delle piene del tratto sublacuale intermedio fra le due sezioni di misura di Lavello e di Pizzighettone può essere caratterizzato nell'ambito delle indagini idrologiche solo in via approssimata, che comunque si può ritenere soddisfacente.

Al fine di stimare le portate al colmo dell'Adda a valle della confluenza del Brembo, è stata condotta un'analisi finalizzata alla ricostruzione dei valori di colmo delle principali piene storiche verificatesi in tale sezione, utilizzando i numerosi dati idrometrici raccolti. Sono stati considerati tutti gli idrogrammi di piena disponibili per il Fiume Brembo a Ponte Briolo e le contemporanee onde di piena dell'Adda a Lavello e ne è stata effettuata la composizione al fine di determinare la corrispondente onda di piena storica dell'Adda a valle di foce Brembo. Per la ricostruzione dei colmi di piena dei singoli eventi del Brembo alla confluenza in Adda, si è ritenuto lecito assimilare questi ultimi ai colmi delle corrispondenti onde osservate a Ponte Briolo. Tale scelta pare avvalorata dalla modesta entità delle differenze esistenti tra i quantili di pari tempo di ritorno delle portate al colmo delle due sezioni, valutati in base allo studio statistico delle piene del Brembo. Una simile impostazione è stata ritenuta valida anche

per il trasferimento delle onde di piena registrate a Lavello fino alla sezione dell'Adda posta immediatamente a monte della confluenza col Brembo.

Operando in tal modo si è ottenuto un campione di 138 colmi di piena nella sezione del Fiume Adda posta immediatamente a valle della confluenza del Brembo, relativo a 53 anni di osservazione. Da tale campione è stata poi estratta la serie dei massimi annuali.

La serie ricostruita dei massimi annuali delle portate al colmo di piena dell'Adda a valle di confluenza Brembo è stata quindi sottoposta ad inferenza statistica (Gumbel), al fine di valutare le portate al colmo di assegnato tempo di ritorno. Il confronto tra la distribuzione di frequenza degli elementi di detta serie, indicati come osservazioni anche se di fatto ottenuti per via indiretta attraverso un'operazione di ricostruzione, e la relativa distribuzione di probabilità teorica del campione secondo il modello di Gumbel, i cui parametri sono stati stimati secondo il metodo dei momenti ha indicato un adattamento molto buono del modello teorico alla distribuzione di frequenza delle osservazioni. Pertanto tale modello è stato impiegato per valutare le portate al colmo di assegnato tempo di ritorno, ottenendo le stime riportate nella Tab. 3.8.

T (anni)	Q (m ³ /s)
	<i>Valle confluenza Brembo</i>
2	807
5	1.074
10	1.252
20	1.422
50	1.642
100	1.806
200	1.971
500	2.187

Tab. 3.8: Fiume Adda a valle della confluenza del Brembo, stima delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno T

Infine, per la stima delle portate al colmo di piena nella sezione del fiume Adda posta immediatamente a valle della confluenza del fiume Serio, si è fatto riferimento alle informazioni desunte per la sezione di Pizzighettone. In particolare, considerando modesti gli effetti di laminazione nel tratto compreso tra la confluenza del fiume Serio in Adda e Pizzighettone, è stato ipotizzato l'incremento della portata al colmo pari al 5% rispetto a quelle stimate per la sezione di Pizzighettone ottenendo i valori riportati in Tab. 3.9.

T (anni)	Q (m ³ /s)
	<i>Valle confluenza Serio</i>
2	830
5	1.087
10	1.256
20	1.419
50	1.630
100	1.788
200	1.946
500	2.153

Tab. 3.9: Fiume Adda a valle della confluenza del Serio, stima delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno T

I risultati di tale studio sono riassunti nella seguente Tab. 3.10. Si sottolinea che i risultati, riportati nello studio AdBPo descritto al presente paragrafo, saranno utilizzati come input di ingresso nelle successive fasi di studio e modellazione idrodinamica che l'Autorità di Bacino intraprenderà al fine di giungere all'aggiornamento degli inviluppi delle onde di piena (portate e livelli) di tutto l'Adda sub-lacuale.

T _{RIT} (anni)	LAVELLO	CONFLUENZA BREMBO	CONFLUENZA SERIO	PIZZIGHETTONE
2	502	807	830	790
5	657	1074	1087	1035
10	760	1252	1256	1196
20	858	1422	1419	1351
50	986	1642	1630	1552
100	1081	1806	1788	1703
200	1177	1971	1946	1853
500	1302	2187	2153	2050

Tabella 3.10: Stima delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno in m³/s

3.1.1.5 Conclusioni

Il corso dell'Adda sublacuale è caratterizzato da portate che dipendono sia dal regime dei deflussi dal Lago di Como, sia dagli apporti laterali dei due affluenti maggiori, fiume Brembo e fiume Serio, e dal reticolo minore.

In corrispondenza del tratto ricompreso nel territorio comunale di Lodi non sono presenti stazioni idrometriche per le quali sia disponibile una serie storica di massimi annui di portate al colmo sufficientemente lunga per applicare direttamente un metodo di analisi statistica dei

massimi e quindi ricavare la relazione che lega le portate ad un corrispondente tempo di ritorno.

In corrispondenza della sezioni strumentata di Lavello, le stime riportate negli studi descritti nel presente capitolo sono confrontate nella successiva Tab. 3.11.

T _{RIT} (anni)	A	B	C	D
	ROSSETTI	DIRETTIVA PAI	SOTTO PROGETTO SP1	STUDIO DI FATTIBILITÀ AdBPO
2	-	-	-	502
5	641	-	-	657
10	727	-	-	760
20	809	680	840	858
50	915	-	-	986
100	995	830	1000	1081
200	1074	900	1070	1177
500	1179	990	-	1302

Tab. 3.11: Fiume Adda a Lavello – Confronto portate al colmo di assegnato tempo di ritorno

Si nota che le portate PAI, confrontate con le risultanze degli altri studi, risultano sistematicamente sottostimate, in quanto il modello adottato non rappresenta adeguatamente la distribuzione di frequenza della serie storica, le stime Rossetti e SP1 sono in ottimo accordo fra loro ma differiscono di circa il 10 % in difetto rispetto alle più recenti elaborazioni AdBPO (colonna C), che sono basate su un campione di dati più esteso e che, perciò, si ritengono maggiormente affidabili.

In Tab. 3.12 sono invece riportate le stime in corrispondenza della confluenza Adda-Brembo. Essendo tale stazione non strumentata, le statistiche riportate sono state ricostruite mediante metodi statistici inferenziali e di regionalizzazione, come riportato nei precedenti paragrafi. Nel tratto Lavello confluenza Brembo i fenomeni di laminazione dell'onda di piena comportano un'influenza marginale per la forma piatta dell'onda di piena proveniente dal lago e per la particolare morfologia fluviale incassata e, quindi, per l'assenza di aree golenali significative.

Anche in questo caso, fra le varie stime, sembra quindi maggiormente affidabile la più recente effettuata dall'Autorità di Bacino (colonna D). Emerge la forte sottostima delle elaborazione PAI (colonna B).

T _{TRIT} (anni)	A	B	C	D
	ROSSETTI	DIRETTIVA PAI	SOTTO PROGETTO SP1	STUDIO DI FATTIBILITA' ADBPO
2	-	-	-	807
5	1183	-	-	1074
10	1388	-	-	1252
20	1584	-	1670	1422
50	1837	-	-	1642
100	2027	-	2080	1806
200	2216	1150	2285	1971
500	2466	-	-	2187

Tab. 3.12: F. Adda a valle confluenza Brembo. Confronto portate al colmo di assegnato T_{TRIT}

Per quanto riguarda il tratto confluenza Brembo – Lodi i fenomeni di laminazione dell’onda di piena lungo l’asta principale dell’Adda possono influenzare la propagazione dell’onda stessa, il cui colmo risente anche degli apporti del Brembo, caratterizzati da repentine variazioni di portata. Tali effetti di laminazione, sono stati stimati per mezzo di modello idrodinamico nell’ambito del SP1 in precedenza descritto; si riporta in Tab. 3.13 il confronto delle stime effettuate in corrispondenza del territorio comunale di Lodi con le elaborazioni effettuate, mediante metodi di regionalizzazione, nell’ambito dello studio “Piano territoriale di coordinamento *Parco Adda Sud* – piano di settore “fiume e fasce fluviali” – novembre 1995” (Ing. Rossetti). Si evidenzia il deciso scostamento fra le due valutazioni.

T _{TRIT} (anni)	ROSSETTI	SP1 INGRESSO COMUNE DI LODI	SP1 USCITA COMUNE DI LODI
2	-	-	-
5	1207	-	-
10	1415	-	-
20	1615	1424	1297
50	1874	-	-
100	2067	1685	1500
200	2260	1794	1593
500	2515	-	-

Tabella 3.13: F. Adda a Lodi. Confronto portate al colmo di assegnato TRIT

Da un lato l’applicazione di metodi di regionalizzazione porta ad una sovrastima delle portate, non essendo in grado di rappresentare gli effetti della laminazione golenale. Dall’altro lato le elaborazioni SP1 valutano un abbattimento del colmo di piena considerevole (vedasi anche figura 3.1); si ribadisce che non si dispone, relativamente a tali elaborazioni, di ulteriori informazioni relative alle ipotesi modellistiche adottate: volume e forma dell’onda sintetica e

stima degli apporti laterali. Proprio questi ultimi potrebbero risultare infatti sottostimati (si rammenta a tal proposito che, durante l'evento del Novembre 2002 i tecnici del Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana stimarono un apporto dal reticolo minore fra la confluenza Adda-Brembo e Lodi quantificabile in 200-300 m³/s).

Si è ritenuto, ai fini delle modellazioni riportate nel presente studio ed a favore di sicurezza, adottare le distribuzioni statistiche delle portate valutate nell'ambito del citato studio AdbPo per la sezione dell'Adda appena a valle della confluenza del Brembo, ipotizzando che gli effetti di laminazione dell'onda possano compensarsi con gli apporti provenienti dal reticolo minore.

In definitiva, le portate adottate nello Studio idraulico del territorio comunale di Lodi del marzo 2005 e confermate sia nell'aggiornamento del gennaio 2010, sia nella presente progettazione, sono riportate in Tab. 3.14.

T_{RT} (anni)	Q (m³/s)
2	807
5	1.074
10	1.252
20	1.422
50	1.642
100	1.806
200	1.971
500	2.187

Tab. 3.14: fiume Adda a Lodi, portate di piena di riferimento di assegnato tempo di ritorno adottate nel presente studio

3.1.2 Livelli idrometrici di piena

Il calcolo dei livelli idrometrici di massima piena, ossia dei livelli idrici associati al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno, sono stati determinati mediante l'utilizzo di un modello matematico di simulazione idraulica bidimensionale in moto permanente, secondo la metodologia compiutamente descritta nel successivo capitolo 4.

In sintesi, si sono determinate le condizioni al contorno di monte (idrogramma in ingresso al dominio di calcolo) e di valle (livello idrico costante) mediante un processo iterativo, partendo da valori certamente più alti di quelli corretti ed abbassandoli progressivamente, agendo anche sulle scabrezze delle superfici bagnate (fondo alveo, sponde, golene), fino ad

ottenere una soddisfacente taratura, consistente in una buona corrispondenza tra risultati del calcolo e livelli idrometrici misurati in vari punti delle zone allagate.

Il tutto secondo quanto descritto nei paragrafi 4.4 e 4.5 del successivo capitolo 4.

Il calcolo è stato condotto, in particolare, per tutti gli scenari di realizzazione successiva delle opere previste nel Quadro generale degli interventi.

Il riepilogo dei risultati associati alla piena di riferimento duecentennale sono quelli riassunti nel tabellone riportato nella Tavola grafica *Scenari di intervento – confronto delle simulazioni di piena per differenti configurazioni di intervento e sequenza dell'interessamento delle diverse zone del territorio comunale da parte delle acque di piena nelle condizioni attuali* (Elaborato D.04.04), dalla quale si evince che, per le zone interessate dalle opere previste dal presente Progetto, i livelli idrometrici massimi di piena duecentennale sono i seguenti:

- Zona posta immediatamente a valle del Ponte Storico: 68,00 m s.l.m.
- Zona posta immediatamente a monte del Ponte Storico 69,30 m s.l.m.

3.2 PROPORZIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIALI

La realizzazione delle opere in progetto sarà preceduta dalla costruzione di un'opera provvisoria costituita da un piano di lavoro in tutta la zona dell'attuale prima campata sinistra in alveo e dalle zone immediatamente a monte e a valle del ponte (Fig. 3.2).

Tale piano di lavoro, che sarà realizzato mediante riempimento con materiale ghiaioso reperito direttamente in alveo nella zona posta tra il Ponte Storico e l'esistente briglia fluviale di valle e che sarà protetto dal deflusso delle acque mediante una scogliera in pietrame alla rinfusa di grosse dimensioni (min 500 kg), sarà posto ad una quota rispettosa delle prescrizioni PAI.

Per la definizione della quota di imposta del piano di lavoro, la Direttiva 4 PAI – *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce "A" e "B"* – stabilisce che, facendo riferimento alle fasi significative di costruzione dell'opera, i calcoli idraulici per la determinazione delle condizioni di deflusso debbano essere condotti sulla base di una piena, *la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.*

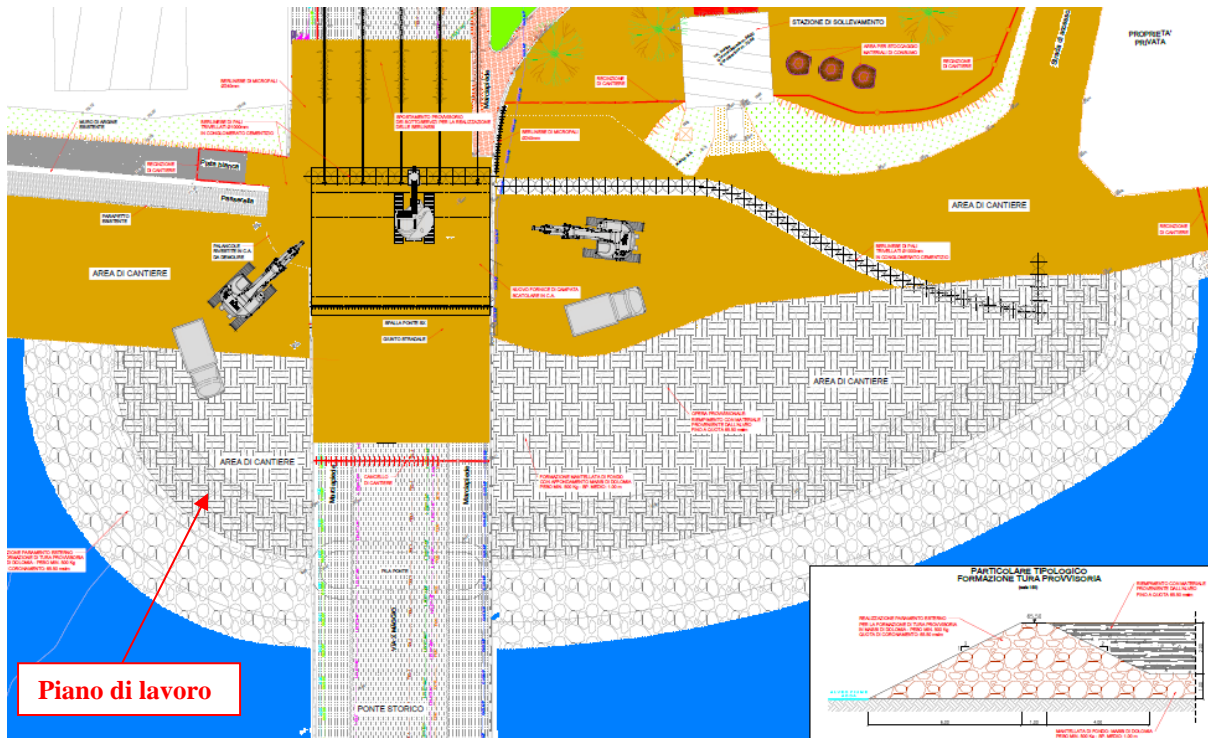


Fig. 3.2: Stralcio Tav. D.06.01 – Planimetria di cantiere

Il concetto di probabilità P , ossia di rischio di superamento non deve essere confuso con quello di tempo di ritorno.

Il rischio, infatti, viene definito come la probabilità P che il massimo annuale della grandezza venga superato almeno una volta in N anni ed è legato al tempo di ritorno T dall'espressione:

$$P = 1 - (1 - 1/T)^N$$

Essendo pari a 200 il tempo di ritorno dell'evento di piena di riferimento e pari a 100 anni il periodo di vita delle opere in progetto, la probabilità P che la portata di progetto venga raggiunta o superata nel periodo di vita dell'opera risulta:

$$P = 1 - (1 - 1/200)^{100} = 39,4\%$$

Assumendo un periodo di costruzione delle opere pari a un anno ($N = 1$) ed imponendo la stessa probabilità che la portata venga raggiunta o superata una volta in tale periodo, si ricava il minimo tempo di ritorno T_{PROV} da porre alla base del proporzionamento delle opere provvisorie:

$$T_{\text{PROV}} = \frac{1}{0,394} = 2,5 \text{ anni}$$

La portata di massima piena associata ad un tempo di ritorno di 3 anni è pari a circa 900 m³/s, a cui corrisponde una quota del pelo libero pari a circa 65,10 m s.l.m. immediatamente a valle del Ponte Storico e pari a circa 65,25 m s.l.m. immediatamente a monte.

Sulla base di tali considerazioni e anche tenuto conto della necessità di garantire, al di sotto della campata esistente una sufficiente altezza libera per il passaggio dei mezzi d'opera, si è fissata la quota sommitale dell'opera provvisoria, ossia la quota del piano di lavoro, a 65,50 m s.l.m.

La sezione tipologica dell'opera provvisoria è quella rappresentata in Fig. 3.2.; per tutti i dettagli tecnici si rimanda alle tavole grafiche allegate al presente progetto.

4. MODELLO BIDIMENSIONALE UTILIZZATO NELL'AMBITO DELLO STUDIO IDRAULICO DEL 2001 (AGG. 2005)

4.1 GENERALITÀ

Lo studio dell'allagamento del centro abitato di Lodi è un problema d'inondazione d'ambiente urbano di alta complessità fisico-numerica. La conformazione dell'area in esame, la presenza dei fabbricati nel centro abitato e di opere d'arte all'interno dell'alveo inciso o sul piano golenale sono tali da indurre nella corrente un campo di moto caratterizzato da componenti della velocità locale in due dimensioni e fenomeni dissipativi associati alle linee di flusso principali e secondarie. Pertanto, il fenomeno è correttamente interpretabile solamente superando tale schema e adottando un approccio 2-D nel piano orizzontale, in grado di cogliere la natura bidimensionale della meccanica dell'allagamento e dei fenomeni dissipativi ad esso associati.

È evidente che la dinamica fluviale dell'inondazione del tessuto urbano è caratterizzata da numerosi fattori fisici di non facile valutazione dal punto di vista fisico-matematico, ad esempio:

- elevata turbolenza e perdite di carico dovute alla presenza di fabbricati;
- derivazione del flusso lungo le strade con la creazione di una complessa e intrecciata rete di canali;
- suddivisione delle portate agli incroci stradali;
- possibilità che i fabbricati rappresentino delle aree di immagazzinamento delle acque;
- possibilità che i centri abitati costituiscano una significativa fonte di detriti che, trasportati dalla corrente, rappresentano un potenziale ostacolo al flusso.

Per superare queste difficoltà, l'analisi idraulica condotta nell'ambito dello *Studio idrologico-idraulico del tratto del fiume Adda compreso nel territorio comunale* è stata eseguita utilizzando un modello bidimensionale a moto permanente, appositamente creato per il tratto in esame con il codice di calcolo sms di ems-i, accoppiato ad un modello monodimensionale a moto vario creato con il codice di calcolo Hec-Ras ed estrapolato dal DTM (Digital Terrain Model) utilizzato come base geometrica del modello bidimensionale.

L'utilizzo di un modello 2-D ha consentito di individuare le aree allagabili per eventi di piena due centennale e l'andamento dei filoni di corrente secondo i quali la piena divaga nelle aree

allagate. Inoltre, è stato possibile definire quelle zone che non vengono allagate direttamente per superamento delle sommità arginali del fiume da parte della corrente di piena, ma per rigurgito di rogge, fossi e canali direttamente connessi con il Fiume Adda. Nonostante tutto ciò, il modello bidimensionale a moto permanente non può ricostruire le dinamiche di sviluppo nel tempo degli allagamenti e, quindi, cogliere la natura transitoria del fenomeno. Quindi, per valutare lo sviluppo della piena nelle aree allagate, caratterizzate da velocità al colmo nulle (aree di invaso), si è ritenuto opportuno effettuare ulteriori verifiche affiancando al modello 2-D implementato un modello quasi-bidimensionale a moto vario.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA VALLE INTERESSATA DAL DEFLUSSO DI PIENA

Le caratteristiche topografiche delle aree interessate sono state dedotte sulla base della cartografia aerofotogrammetrica di dettaglio, resa disponibile dall'Amministrazione comunale di Lodi, che se ne è dotata nell'ottobre 2000 e delle 36 sezioni trasversali batimetriche dell'alveo inciso ad integrazione dell'informazione topografica esistente. Tali informazioni topografiche sono state utilizzate nello studio idrologico-idraulico del Luglio 2001.

Successivamente, per lo studio di aggiornamento del marzo 2005, tali informazioni topografiche, sono state integrate con ulteriori dettagli. In particolare:

- sono state inserite le rampe della nuova Tangenziale di Lodi mediante rilevazioni a terra di tali manufatti;
- sono state verificate ed aggiornate le quote del terreno della Zona Pratello – Viale Milano alla luce dei nuovi rilievi effettuati da Astem;
- è stata corretta la geometria del rilevato stradale della SS Lodi-Boffalora in base ai nuovi rilievi effettuati dal Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana.

Infine, si è provveduto ad aggiornare DTM di base inserendo le informazioni topografiche relative alla opere di difesa idraulica, realizzate fino ad oggi, per proteggere il territorio comunale di Lodi.

Il DTM così aggiornato, utilizzato per le modellazioni mostrate nella presente relazione, è riprodotto in Fig. 4.1.

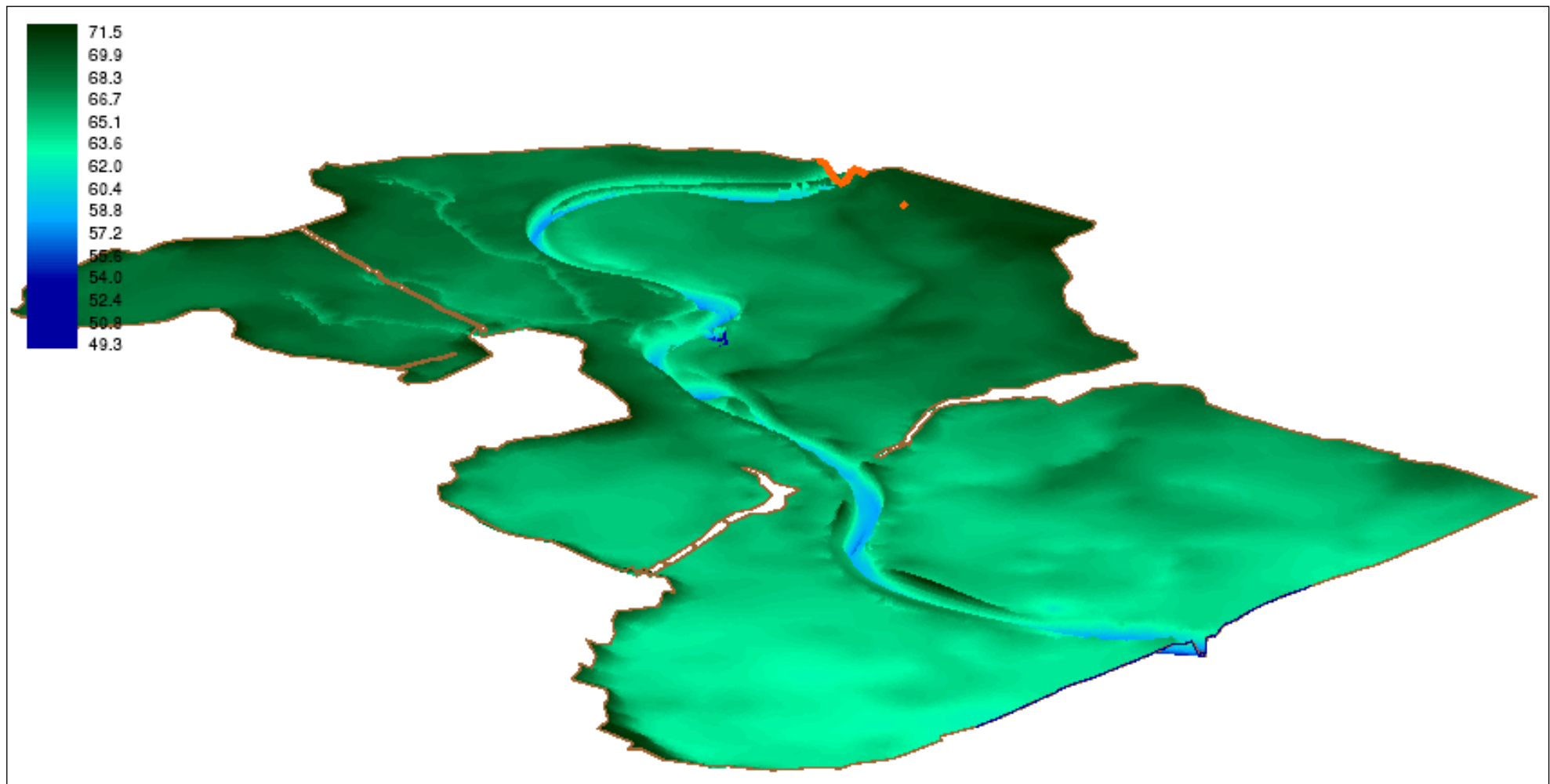


Fig. 4.1: DTM - Modello digitale del terreno. Vista prospettica

4.3 IL MODELLO BIDIMENSIONALE AGLI ELEMENTI FINITI

Il modello bidimensionale agli elementi finiti utilizzato (vedi Appendice B) è noto in letteratura come FESWMS (Froehlich, 1989) che permette di analizzare il campo di moto a partire da un DTM (digital terrain model) rappresentativo della geometria del dominio di calcolo. Il modello si basa sulla risoluzione di tre equazioni non lineari alle differenze finite (Lee and Froehlich, 1989) per la determinazione del campo di moto della corrente su di un piano bidimensionale (x,y).

Due di queste sono le equazioni del moto nelle direzioni x e y. La terza equazione è data dalla legge di continuità che garantisce la conservazione della massa all'interno del dominio di calcolo. Il modello viene rappresentato attraverso una griglia di elementi quadrangolari e triangolari. Le tre equazioni vengono risolte in ciascun nodo della maglia di calcolo; il metodo di risoluzione delle suddette equazioni è riconducibile al cosiddetto metodo di Galerkin attraverso una procedura di risoluzione iterativa per la minimizzazione dello scarto della soluzione. FESWMS calcola in questo modo la velocità in ogni nodo mediandola sul tirante idrico, non si tiene cioè conto della variazione della velocità nella direzione z.

Per tenere conto di possibili errori numerici nella soluzione, a causa di scarti nel calcolo dell'equazione di conservazione di massa, si è localmente infittita la maglia di calcolo per limitare tali effetti di diffusione numerica.

FESWMS permette all'utente di assegnare differenti parametri idraulici: la prassi progettuale è quella di testare il modello sulla base di coefficienti di scabrezza ricadenti nei normali intervalli di letteratura, nonché facendo variare il cosiddetto parametro di viscosità cinematica (che simula la resistenza aggiuntiva legata alla turbolenza della corrente) in un range di valori plausibili come da letteratura; nel caso in esame si è imposta una viscosità pari a $5 \text{ m}^2/\text{s}$.

La schematizzazione della superficie del terreno interessata dal deflusso della piena è stata definita mediante un modello digitale del terreno in grado di rispettarne tutte le particolarità, come le linee di struttura (canali, torrenti, etc.), le linee di rottura (strade, rilevati, argini, etc.) e altri tipi di ostacoli come cave o avvallamenti. L'alveo inciso del fiume Adda, risultante dalle informazioni geometriche disponibili, è stato inserito all'interno del modello digitale del terreno allo scopo di ben rappresentare tutta l'area in studio.

Tale rappresentazione, sia per quanto riguarda la geometria dell'alveo, che la piana d'allagamento, è da ritenersi adeguata agli scopi del presente studio.

E' bene sottolineare che ad essa possono sfuggire dettagli di un certo rilievo per il deflusso locale, ma che tuttavia in linea generale è compatibile con l'approssimazione fisico-matematica adottata per affrontare la riproduzione fenomeno. Nel presente studio è stato utilizzato un reticolo di calcolo composto da celle irregolari di dimensioni variabili, generando così oltre 8500 celle per la rappresentazione di tutto il dominio di calcolo.

4.4 APPROSSIMAZIONI DEL CALCOLO

Le equazioni di base, impiegate per simulare il moto bidimensionale indotto dalla piena di riferimento nell'area in studio, sono affette da alcune approssimazioni. Innanzi tutto, le due equazioni del moto lungo le direzioni x e y si basano sull'ipotesi che la corrente sia lineare e che quindi la pressione abbia una distribuzione verticale idrostatica.

A livello geometrico la dimensione della maglia, se non sufficientemente piccola, può generare effetti di instabilità al momento in cui un elemento passa dalla condizione di completa immersione ad un parziale asciugamento. Il modello considera appartenente al campo di moto solo gli elementi in cui tutti i nodi presentano un tirante maggiore di zero. Per questo motivo nelle tavole allegate, più oltre presentate, è stato corretto manualmente il cromatismo dell'*output* del modello al fine di evitare incongruenze come quelle evidenziate dalla seguente Fig. 4.2.

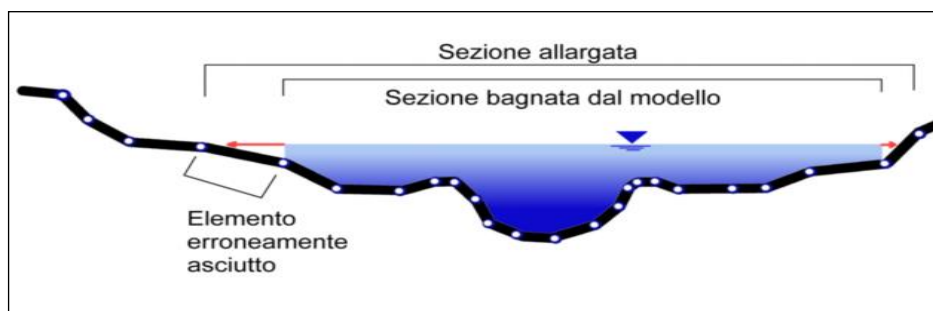


Fig. 4.2: Esempio di correzione dell'output grafico

Un'altra importante approssimazione del modello di calcolo risiede nella formula adottata per la resistenza idraulica del fondo, che viene fatta dipendere dal quadrato del modulo della velocità e dal coefficiente di scabrezza di Manning supposto localmente. Se sulla prima dipendenza non ci sono particolari dubbi, dato il carattere turbolento della corrente, sulla dipendenza da un valore costante del coefficiente di Manning esistono non poche incertezze, specialmente per le profondità minori e in presenza di un forte trasporto di materiale solido.

Anche questo modello, comunque, contiene incertezze nella definizione dei tiranti idrici e delle velocità della corrente. Infatti la rappresentazione modellistica del territorio è stata spinta ad un grado di dettaglio tale da compendiare le contrastanti esigenze di garanzia di buona qualità dei risultati con un'accettabile stabilità del modello.

In tal modo si sono volute limitare le problematiche connesse a eccessivi appesantimenti del DTM e ai problemi di risoluzione numerica, che di fatto costituiscono, anche per i calcolatori di ultima generazione, uno dei limiti maggiori dell'uso di tali softwares 2D.

Per le medesime problematiche connesse alla complessità del calcolo numerico (elevati tempi di computazione, instabilità) il modello di simulazione idraulica bidimensionale è stato utilizzato in modalità "stazionaria" ovvero permanente nel tempo.

In particolare non si è inserito nel dettaglio ogni singola strada di campagna, che di fatto può costituire un ostacolo alla corrente, o singoli manufatti puntuali come cascinali o altri edifici posti in golena.

Il risultato di tali modelli permette, infatti, di ottenere un'interpretazione adeguata per stimare il comportamento medio della corrente in piena senza la pretesa di raggiungere una corrispondenza millimetrica con la realtà, tenuto anche conto delle incertezze insite nella definizione delle condizioni al contorno, nella fase di calibratura del modello (ad es. la definizione dei parametri di scabrezza e di viscosità) e nella fase di creazione del DTM (incertezza del rilievo, semplificazione della geometria delle strade e di altri ostacoli).

Per i suddetti motivi si è fatta seguire alla fase di modellazione idraulica una fase di interpretazione dei risultati, che ha portato alla redazione delle tavole grafiche allegate tenendo conto di tali ipotesi semplificative. Si è quindi proceduto a ridefinire i contorni bagnati del dominio di calcolo facendo aderire le aree allagate al contorno bagnato presunto.

4.5 TARATURA NUOVO MODELLO BIDIMENSIONALE

La fase di calibratura del modello, ossia il processo di aggiustamento dei parametri ai fini della convergenza del modello su di una soluzione il più aderente possibile alla realtà, è stato condotto tramite il confronto con i dati disponibili relativi alla piena del Novembre 2002. La procedura di taratura è stata condotta utilizzando il modello bidimensionale dello studio del 2005, non ancora aggiornato con le opere di difesa realizzate ad oggi, e come parametri di taratura, i seguenti aspetti modellistici:

- Scabrezze dell'alveo e delle zone allagate;
- Portata massima al colmo;
- Condizione al contorno di valle.

La risposta idraulica delle aree interessate a qualunque sollecitazione di deflusso è determinata dalla natura dei vari terreni e delle loro coperture (vegetazione), o eventuali ostacoli presenti. Alla diversa natura delle coperture dei terreni sono associabili le specifiche caratteristiche di scabrezza idraulica, determinanti ai fini della simulazione del fenomeno.

Nel caso in esame, la disponibilità di dati idrometrici ha permesso di effettuare una taratura rigorosa; è stato cioè possibile individuare i valori plausibili dei parametri di taratura (scabrezze e viscosità) sulla base delle accurate classificazioni disponibili in letteratura e dei dati forniti dalla cartografia tematica dell'uso del suolo (fonte Regione Lombardia). La valutazione precisa del coefficiente di scabrezza è assai difficile, in quanto esso dipende in generale da molteplici fattori, quali la morfologia dell'alveo, il trasporto di materiale solido da parte della corrente e l'entità della portata e, quindi, del tirante idrico. È comunque importante sottolineare che il possibile errore nella stima delle scabrezze è normalmente di ordine di grandezza inferiore rispetto ad altre incertezze insite nelle ipotesi di calcolo. Per l'area di studio la scelta dei coefficienti di scabrezza è stata effettuata sulla base delle indicazioni riportate nella tab. 2 contenuta nella Direttiva¹ dell'Autorità di Bacino del Fiume Po. In particolare sono stati assunti distinti valori del coefficiente di scabrezza secondo Manning: ad esempio per l'alveo del fiume si è adottato il valore $n = 0.022 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; mentre per la zona golenale la non-uniformità della copertura vegetale e la sua variabilità periodica ha indotto ad assumere un valore compreso tra 0.033 e $0.010 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (Tab. 4.1).

Scabrezze di Manning ($\text{m}^{-1/3}\text{s}$)	Uso del suolo
$n = 0.0176$	ALVEO
$n = 0.0264$	AGRICOLO
$n = 0.0350$	BOSCO
$n = 0.0800$	CASE (urbanizzato)

Tab. 4.1: Valori adottati per le scabrezze

Ai fini della simulazione delle perdite di carico localizzate per il passaggio della corrente tra le pile del ponte si è localmente aumentato l'effetto della scabrezza imponendo un valore di

¹ Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (legge 18 maggio 1989, n. 183 e successive e integrazioni, art. 17 comma 6-ter) – Direttiva “Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B”.

Manning pari a circa $0.1 - 0.2 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Il riepilogo delle aree a differenze scabrezza è rappresentato in Fig. 4.3.

Le condizioni iniziali sono rappresentate in termini di profondità h e di componenti della velocità u e v prima dell'arrivo dell'onda di piena. Nelle diverse simulazioni effettuate è stata assunta l'ipotesi di alveo inizialmente asciutto e quindi all'istante $t=0$ si ha $h = u = v = 0$ in tutte le celle del dominio di calcolo. Le condizioni al contorno sono da assumere nel seguente modo: date le caratteristiche di corrente lenta, idrogramma $q(t)$ nella sezione di monte, livello idrometrico costante nella sezione di valle.

Ciò premesso, il modello utilizzato richiede una complessa procedura per giungere ad una corretta inizializzazione dei calcoli. La condizione iniziale viene infatti raggiunta per successivi tentativi a partire da un idrogramma a monte di moto permanente (condizione di tipo steady), con portata pari a $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (ben superiore a quella di calcolo) e da un livello di valle pari a 75,00 m s.l.m. (quota superiore ad ogni nodo del dominio). A partire da questo scenario iniziale di completo allagamento del dominio di calcolo, si è portato il modello ad una convergenza verso la soluzione ricercata definita dalla aderenza della soluzione numerica alle aree allagate e alle quote idriche massime misurate, in alcuni punti di controllo, durante la piena. Si è operato abbassando per gradi portata di ingresso e condizione al contorno di valle. Tali abbassamenti progressivi sono stati condotti inizialmente utilizzando un valore di viscosità turbolenta appositamente elevato (superiore a $100 \text{ m}^2/\text{s}$) al fine di escludere instabilità numeriche.

Ai contorni laterali del dominio di calcolo è stata assegnata una condizione di efflusso nullo, imponendo la tangenza delle velocità al dominio lungo i bordi. L'inizializzazione definitiva è stata ottenuta facendo abbassare progressivamente la viscosità sino a valori compresi tra 10 e $2 \text{ m}^2/\text{s}$ che, oltre a rientrare nel range di valori di letteratura, risultano rappresentativi dei fenomeni di turbolenza sulla scala del modello.

In Fig. 4.4 è riportato l'adattamento dei livelli calcolati nella simulazione finale di taratura ai livelli massimi di piena misurati durante l'evento di piena. Tale simulazione di finale di taratura è stata conseguita immettendo una portata costante in ingresso pari a $1900 \text{ m}^3/\text{s}$. Si evince un buon adattamento ai dati misurati; gli scostamenti, comunque contenuti, sono attribuibili al fatto di aver utilizzato un modello a moto permanente che non può cogliere la natura transitoria dei fenomeni di allagamento/invaso delle zone golenali.

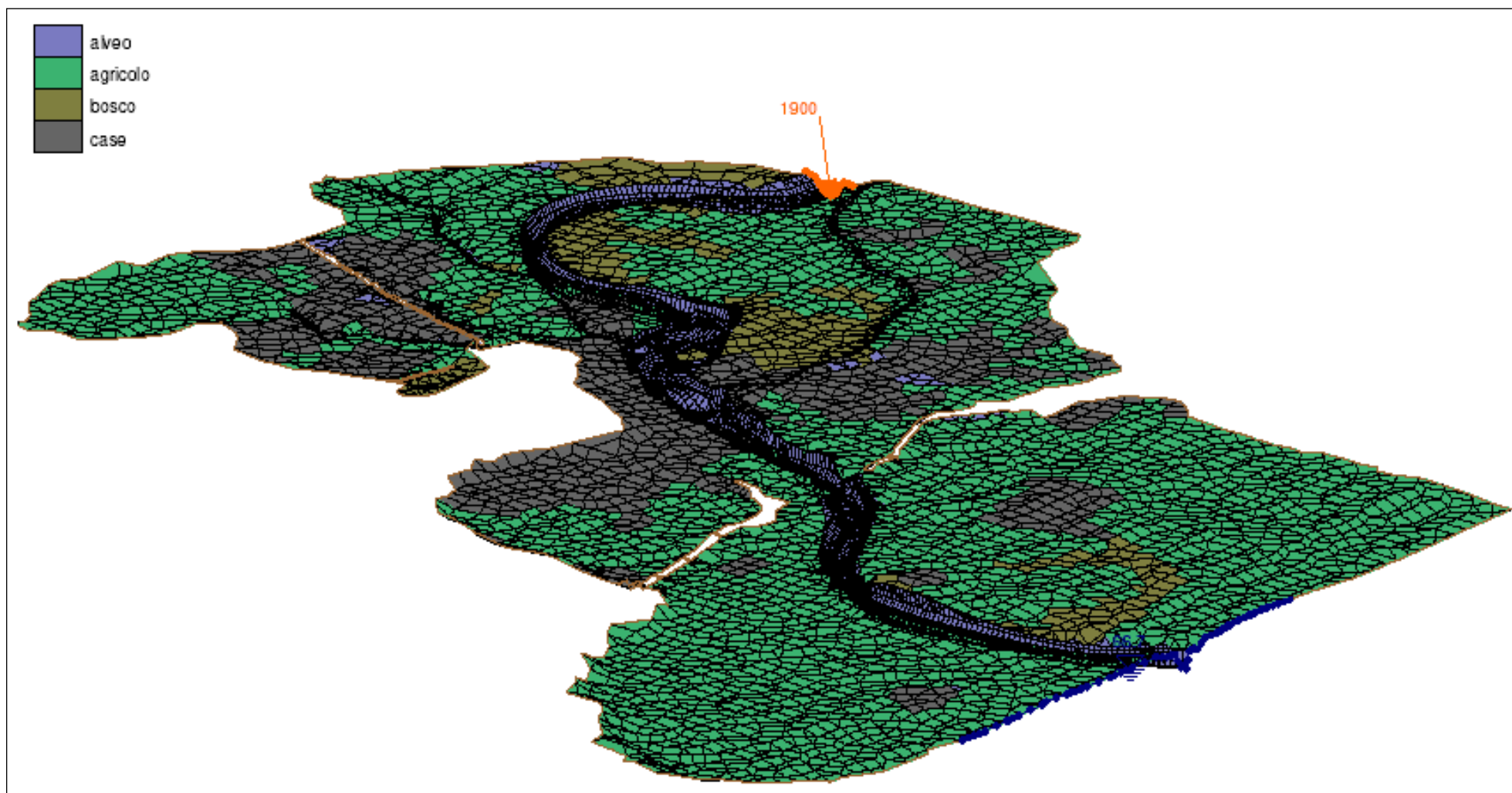


Fig. 4.3: Mappa dei parametri di scabrezza omogenei

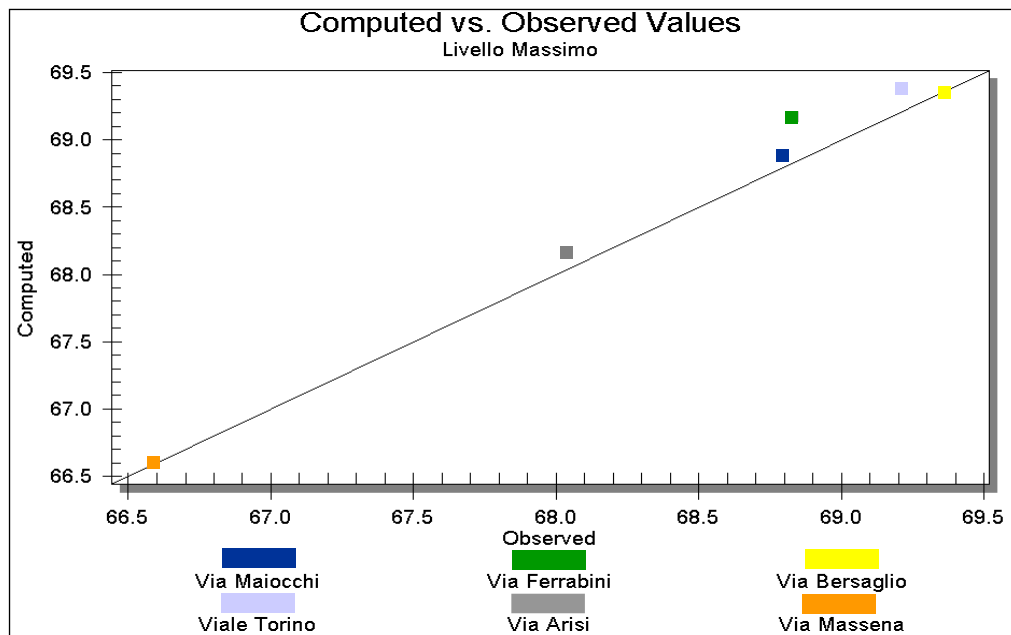


Fig. 4.4: Simulazione di taratura – Scostamenti con i livelli massimi misurati

Una volta conclusa la procedura di taratura del modello, si è proceduto ad effettuare anche tutte le simulazioni relative ai differenti scenari corrispondenti alle successive fasi realizzative delle opere di difesa, in modo da verificare la reale efficacia di ciascun intervento e di stimare, per ciascuno di questi, l'eventuale peggioramento delle condizioni delle zone ancora non poste in salvaguardia.

4.6 CONCLUSIONI

Dai risultati delle operazioni di taratura del modello bidimensionale a moto permanente descritto in precedenza si è potuta ottenere una valutazione numerica della portata di piena del Fiume Adda durante la piena del novembre 2002.

Tale portata è risultata pari a circa 1.900 m³/s, a cui è associato un tempo di ritorno di circa 130-150 anni.

La riproduzione delle aree allagate risulta aderente a quanto rilevato con buon adattamento ai massimi colmi rilevati.

Pur nei limiti di aver utilizzato un modello a moto permanente, si sono potute approfondire le dinamiche di allagamento verificatesi durante la piena di alcune zone (area "Selvagreca", Q.re Pratello, zona "Campo di Marte").

Pur individuando l'andamento dei filoni di corrente secondo i quali la piena divaga nelle aree allagate investite dalla corrente, il modello bidimensionale a moto permanente non può ricostruire le dinamiche di sviluppo nel tempo degli allagamenti e, quindi, cogliere la natura transitoria del fenomeno. Nello specifico, nel tratto di Adda che ricade nel territorio comunale di Lodi tali fenomeni risultano particolarmente rilevanti; ciò trova una conferma dai risultati delle elaborazioni a moto vario condotte dall'Autorità di Bacino del Fiume Po nell'ambito del Sotto Progetto SP1. Nella Fig. 3.1, riportata al precedente capitolo 3., si evidenzia infatti un sensibile abbattimento del colmo di portata in corrispondenza di Lodi, circostanza che indica una significativa capacità di laminazione della piena di tale tratto fluviale.

Con il modello bidimensionale descritto nel presente capitolo non si può valutare l'influenza sullo sviluppo della piena delle aree allagate caratterizzate da velocità al colmo nulle (aree di invaso) e quindi ricostruire gli effetti sul deflusso della piena di eventuali modifiche apportate alla geometria dell'alveo che prevedono la sottrazione al deflusso di aree di invaso.

Si è pertanto ritenuto opportuno effettuare ulteriori verifiche mediante modello di moto vario quasi-bidimensionale descritto al successivo capitolo.

Mediante l'applicazione del modello idrodinamico FEWMS, secondo le ipotesi e le modalità sopra illustrate, è stata eseguita la simulazione del campo di moto conseguente al deflusso della portata di riferimento ($T=200$ anni).

In generale, i risultati ottenuti dalla simulazione rispecchiano, in termini di livelli ed aree allagate, quanto già indicato nello studio di aggiornamento del rischio idraulico del 2005, ad eccezione di alcune zone che risentono degli effetti prodotti dalle nuove opere di difesa idraulica realizzate fino ad oggi.

In particolare, dai risultati ottenuti si evince che:

- in seguito alla realizzazione delle chiaviche sulla roggia Gelata e Gaetana, delle paratoie sulle Rogge Valentina e Sandona e della sistemazione del muretto a nord della porzione centrale di V.le Milano, per eventi con tempo di ritorno duecentennale, è stato ridotto il rischio di allagamento a carico del quartiere "Pratello";
- con la realizzazione dell'arginatura in sponda destra a monte del Ponte Storico è stato eliminato il rischio residuo a carico dei quartieri "Pratello", "Martinetta" e "Capanno", della zona "Bersaglio" e della zona di via Defendente Lodi, ecc.;

- la realizzazione dell'argine sinistro a monte del Ponte Storico ha consentito l'affrancamento della zona "Campo di Marte" e della porzione del quartiere "Revellino" situata ad ovest di via F. Cavallotti;
- la realizzazione dell'argine destro a valle del Ponte Storico ha permesso la messa in sicurezza di tutto il quartiere "Borgo Adda" e le zone poste vicino al Centro Sportivo "Isola Bella".

Con la realizzazione delle opere previste dal Progetto Esecutivo di I fase di intervento funzionale (novembre 2020), recentemente appaltato e di cui è imminente l'avvio dei lavori, si otterrà la protezione di tutta la porzione del quartiere Revellino situata ad est di via F. Cavallotti, della zona di via N. Sauro e del condominio di via Po.

Con la realizzazione delle opere previste dal presente Progetto Esecutivo (II Fase di intervento funzionale) e di quelli di III Fase di intervento funzionale, oggetto di separato progetto attualmente in avanzata fase di sviluppo, si otterrà il deciso miglioramento delle condizioni di deflusso attraverso il Ponte Storico di Lodi, che si tradurrà nella riduzione del rigurgito idraulico verso monte prodotto dalla struttura del ponte e nel contenimento dei livelli idrici di piena a monte.

Tutti tali interventi, unitamente alla realizzazione della chiavica sulla roggia Molina e delle opere complementari, che servirà ad affrancare tutta l'area corrispondente al quartiere "Selvagrega" e alla "Zona Laghi" e che risultano attualmente in avanzata fase di realizzazione da parte dell'Amministrazione comunale di Lodi, completeranno la realizzazione delle opere previste dal *Quadro generale degli interventi* per la messa in sicurezza dell'abitato di Lodi dagli eventi alluvionali del fiume Adda.

5. IL MODELLO QUASI BIDIMENSIONALE

Come detto, l'impossibilità di cogliere la natura transitoria del fenomeno di allagamento, riproducendo correttamente le dinamiche di sviluppo degli allagamenti nell'area d'interesse mediante un modello di calcolo bidimensionale in moto permanente, ha condotto gli estensori dello Studio ad effettuare ulteriori verifiche, affiancando il modello 2-D con un modello quasi-bidimensionale in moto vario (vedi Appendice A). In questo modo è stato possibile affinare il calcolo dei volumi realmente defluiti, durante eventi di piena duecentennale, verso aree caratterizzate da velocità al colmo nulle come il quartiere "Pratello". In particolare, l'utilizzo di un modello quasi bidimensionale ha permesso di valutare con maggior precisione lo sviluppo della piena in tali aree e, soprattutto, la caratterizzazione delle grandezze idrauliche necessarie per identificare il grado di rischio idraulico ad esse associato.

5.1 COSTRUZIONE DEL MODELLO

Utilizzando come base di partenza il modello bidimensionale descritto al precedente capitolo, si è ritenuto opportuno effettuare ulteriori approfondimenti ed analisi, relative alla esondazioni causate dalla piena di riferimento ($T=200$ anni) del Fiume Adda, mediante un modello quasi bidimensionale realizzato con il codice di calcolo HEC-RAS.

Il tronco di Fiume Adda modellato è quello compreso nel territorio del Comune di Lodi (Fig. 4.3 del precedente capitolo 4).

La geometria del tratto è stata ricavata dal DTM (Digital Terrain Model) utilizzato per la costruzione del modello bidimensionale. Le 30 sezioni estratte dal DTM sono state orientate in modo tale da risultare, per quanto possibile, ortogonali ai filoni di corrente che sono stati individuati con la simulazione bidimensionale dello stato attuale determinata al precedente capitolo.

Onde evitare che, per l'eccessiva distanza fra le sezioni rilevate, le variazioni del carico cinetico potessero risultare troppo elevate per determinare con sufficiente accuratezza il gradiente della linea dell'energia, si è provveduto ad un ulteriore infittimento delle sezioni di calcolo condotto per interpolazione delle sezioni rilevate per un totale di circa 240 sezioni di calcolo.

In questo modo si è costruito il tratto dell'Adda (alveo e aree golenali) investito direttamente dalla piena; nella planimetria di Fig. 5.1 sono riportate le sezioni utilizzate nel modello per descrivere la geometria di tale tratto.

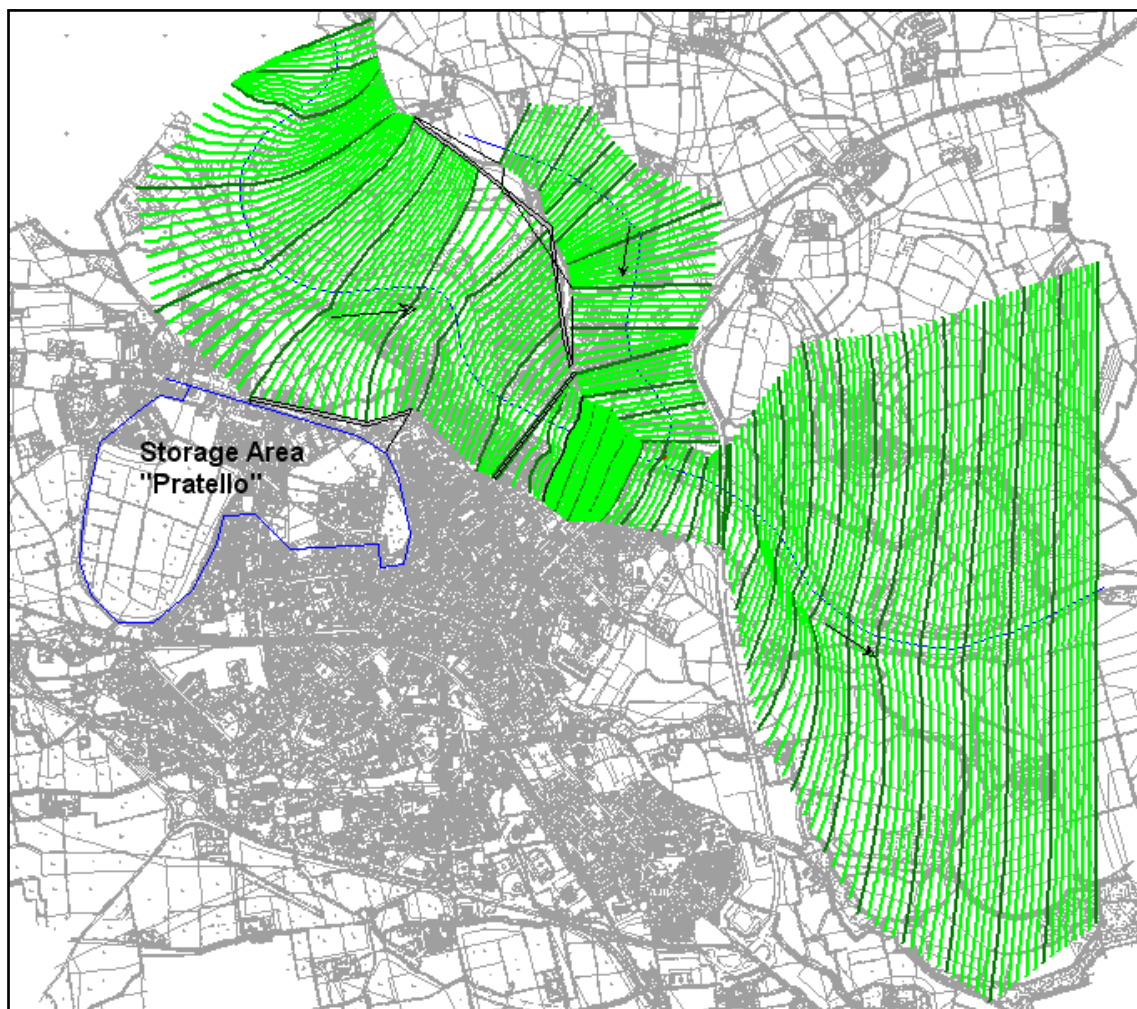


Fig. 5.1: Modello quasi bidimensionale del tratto di F. Adda a Lodi

Al fine di riprodurre in modo corretto gli allagamenti che si verificano durante un evento di piena duecentennale nella zona del “Pratello” è stato inserito nel modello un invaso statico (Storage area) collegato ad uno stramazzo laterale, necessario per modellare viale Milano durante le fasi di scavalco delle acque di piena (Fig. 5.2). La relazione altezze-volumi di invaso utilizzata per modellare l'area d'invaso, riportata in Fig. 5.3, è stata ricavata dal DTM utilizzato per il modello bidimensionale.

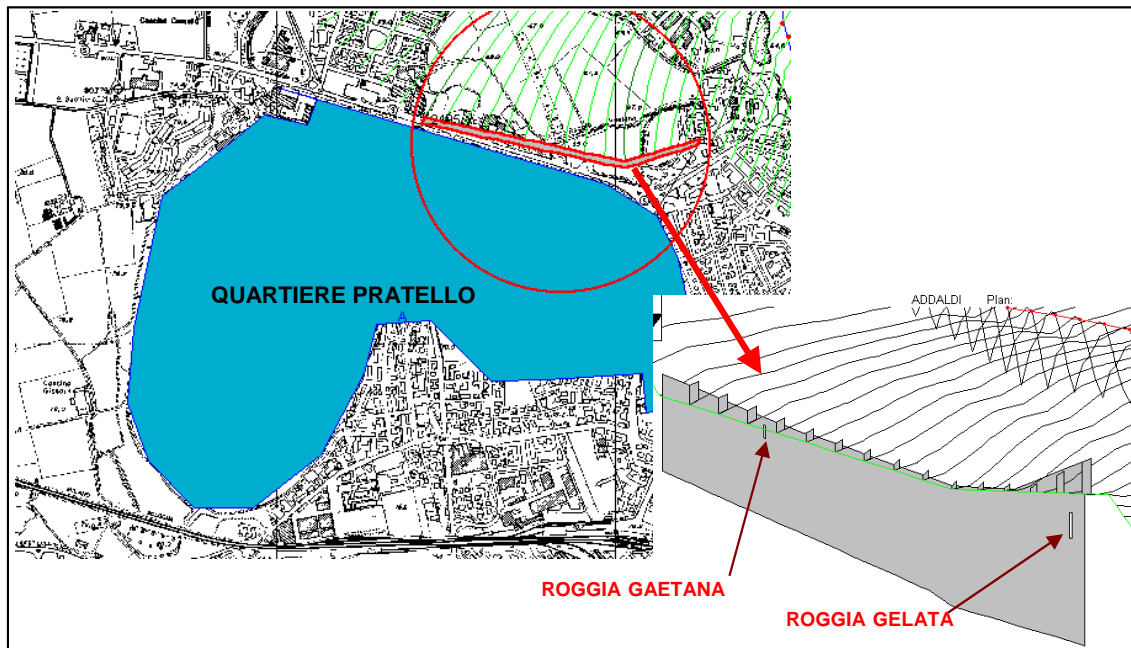


Fig. 5.2: Schema idraulico quartiere Pratello

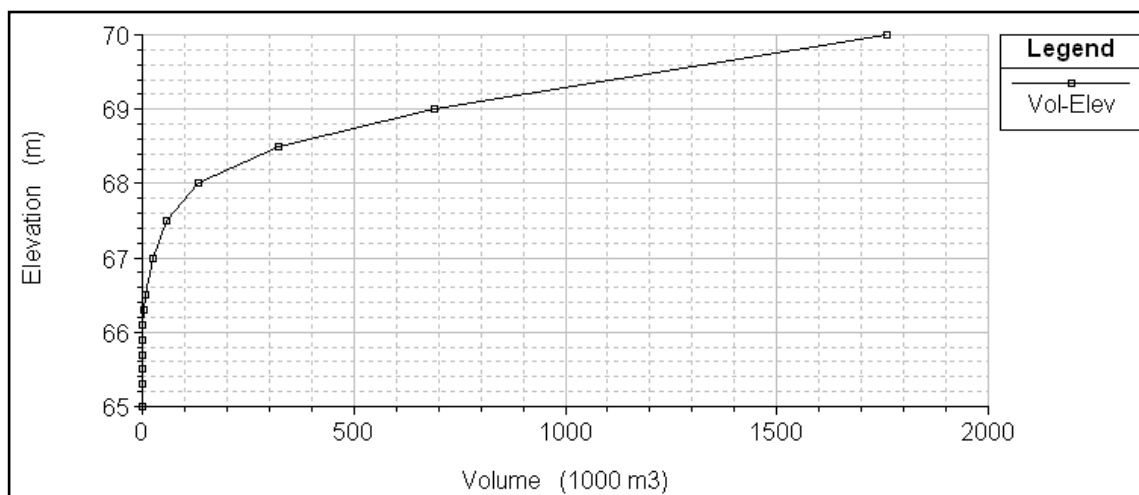


Fig. 5.3: Quartiere Pratello - Relazione Altezze-Volumi invasati

Le chiaviche realizzate sul reticolo minore sono state modellate considerando le bocche a battente, comprese nello stramazzo laterale (Viale Milano) e rappresentanti i forni di attraversamento delle rogge Gelata e Gaetana, completamente chiuse. Inoltre, sono state considerate le idrovore a servizio delle chiaviche poste sulla roggia Gelata e Gaetana, rispettivamente:

- n.3 idrovore da 1,5 m³/s;
- n. 2 idrovore da 0,7 m³/s.

Durante le simulazioni, a scopo cautelativo, la capacità complessiva delle idrovore è stata considerata mediamente pari a $2 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando in questo modo possibili malfunzionamenti, il funzionamento non simultaneo delle pompe e mantenendo una certa capacità al servizio del sollevamento delle acque affluite nelle rogge da monte.

Naturalmente, con la realizzazione dell'argine destro a monte del Ponte Storico, è stato eliminato completamente il rischio idraulico dei Q.ri "Pratello", "Martinetta" e "Capanno" e delle zone "Bersaglio", via Defendente, ecc., mentre con il completamento dell'arginatura in sponda sinistra a monte del Ponte Storico è stata affrancata tutta l'area urbana compresa tra l'argine e le vie Cavallotti e Piave e quella corrispondente al Q.re "Campo di Marte".

Gli argini destro e sinistro a monte del Ponte Storico e destro a valle sono stati modellati tramite apposite strutture chiamate "Levee".

Sono inoltre state inserite nel modello le opere in alveo. In Fig. 5.4 è riportata la vista prospettica del Ponte Storico e della briglia posta poco a valle (inserita come sfioratore in linea).

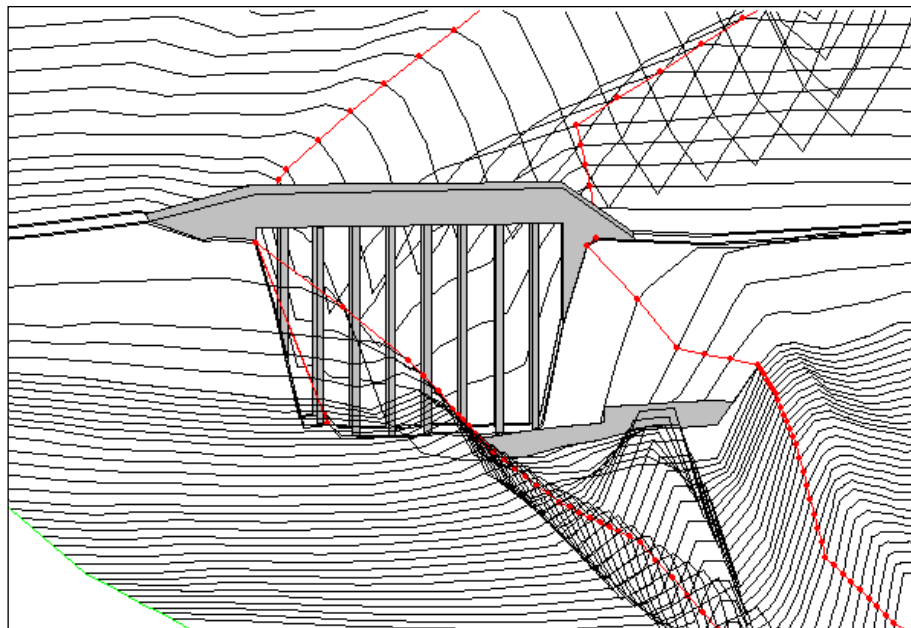


Fig. 5.4: Vista Prospettica Ponte Storico e Briglia

5.2 TARATURA DEL MODELLO

Il modello quasi-bidimensionale è stato accuratamente tarato seguendo la procedura descritta al presente paragrafo ed utilizzando, per la verifica della attendibilità delle ricostruzioni, sia i massimi livelli raggiunti nella piena nei vari punti del territorio comunale di Lodi, sia l'andamento temporale dei livelli idrici registrati dall'idrometro posto in corrispondenza del Ponte Storico. Si sono innanzitutto inserite le scabrezze desunte dal modello bidimensionale ed effettuate le prime verifiche a moto permanente in modo da costruire una scala delle portate in corrispondenza del Ponte Storico.

L'applicazione di tale scala delle portate ai livelli misurati ha permesso di ricostruire un idrogramma di primo tentativo, che è stato utilizzato in ingresso nel modello di moto vario.

La correttezza dell'onda di piena così ricostruita è stata verificata mediante il confronto dei livelli calcolati con quelli registrati in corrispondenza dell'idrometro del Ponte Storico. Per successive approssimazioni, mediante una procedura tentativo-errore, si è giunti alla ricostruzione dell'onda in ingresso al modello che riproduce in modo affidabile sia gli allagamenti di piena massimi verificatisi, sia l'andamento dei livelli misurati all'idrometro durante la piena (Figg. 5.5 e 5.6). La ricostruzione delle dinamiche degli allagamenti, e del loro succedersi del tempo, ha trovato riscontro con le osservazioni dirette effettuate durante la piena dallo scrivente Professionista.

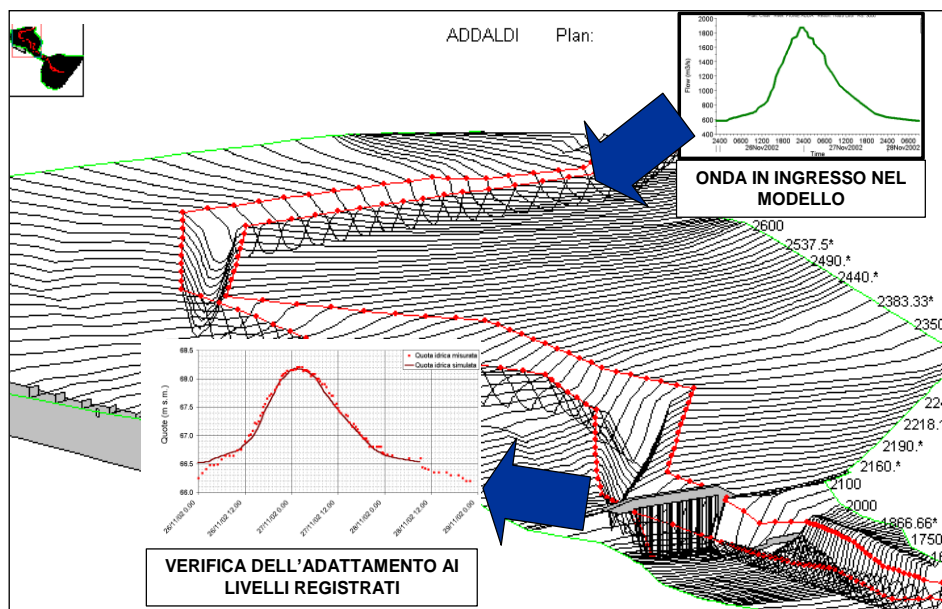


Fig. 5.5: Taratura modello monodimensionale a moto vario

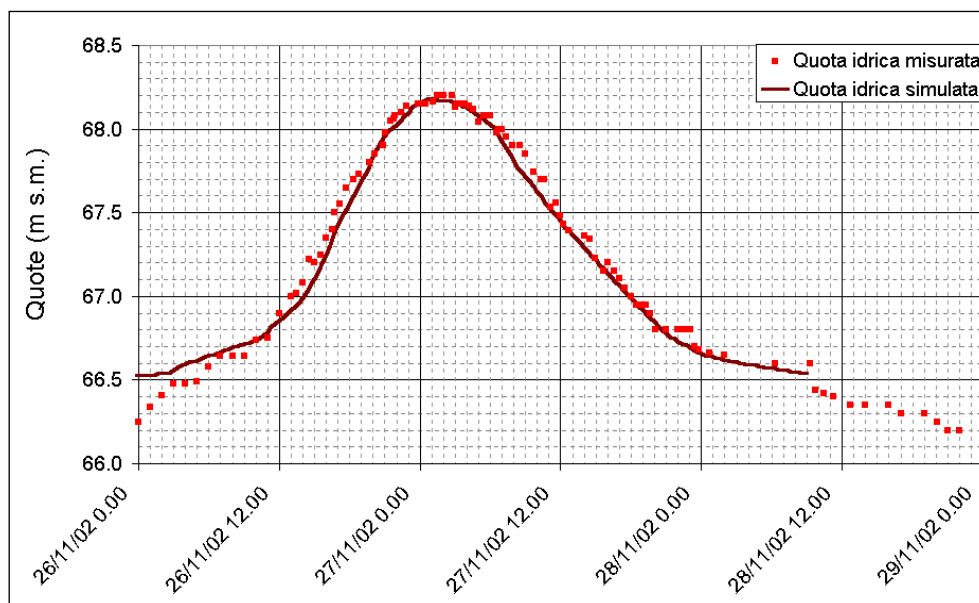


Fig. 5.6: Taratura modello monodimensionale a moto vario – Adattamento ai livelli misurati

Assago, dicembre 2022

I PROGETTISTI

Dott. Ing. Silvio Rossetti

Dott. Ing. Alessandra Bertoglio

APPENDICE A – IL MODELLO IDRODINAMICO QUASI BIDIMENSIONALE

Il pacchetto software HEC-RAS 3.1 (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), elaborato dall' U.S. Army Corps of Engineers è uno strumento di calcolo idraulico monodimensionale dalla consolidata affidabilità, ampiamente utilizzato in campo internazionale e nazionale. HEC-RAS permette di condurre l'analisi idraulica monodimensionale sia a moto permanente che vario. L'interfaccia utente (Graphical User Interface GUI) permette un agevole inserimento di dati e una pronta analisi dei risultati e la possibilità di georeferenziare le sezioni introdotte permette una intuitiva rappresentazione grafica dei risultati.

Il modello a moto permanente, costruito con il codice di calcolo HEC-RAS permette di valutare tutte le grandezze idrauliche di interesse per una corrente gradualmente variata in regime subcritico, supercritico o misto.

Tale codice è basato essenzialmente sull'integrazione, alle differenze finite, dell'equazione dell'energia di una corrente. Le perdite di energia sono valutate mediante il coefficiente di scabrezza di Manning per le perdite distribuite e mediante i coefficienti di contrazione ed espansione della corrente per valutare le perdite concentrate dovute alla variazione della sezione trasversale. Nella simulazione del moto vario il modello utilizza il motore di calcolo UNET sviluppato dal Dr. Robert L. Barkau's, UNET risolve le equazioni complete di de St. Venant utilizzando uno schema di risoluzione implicito alle differenze finite. Tale schema di calcolo è stato sviluppato per il moto vario in corrente subcritica.

Lo schema di risoluzione utilizza il metodo di Newton-Raphson iterativo per risolvere equazioni non lineari. Tale codice di calcolo, comunque, pur utilizzando una soluzione linearizzata, per una corrente subcritica fornisce risultati affidabili e stabili, avendo l'accortezza di utilizzare intervalli di calcolo sufficientemente ridotti. Permette inoltre di simulare in modo efficace le singolarità introdotte nel modello: ponti, tratti tombinati, invasi in linea e in derivazione, sfioratori in linea, sfioratori laterali, luci a battente.

I profili di corrente sono calcolati risolvendo, mediante procedura iterativa (standar step method) la seguente equazione del bilancio dell'energia fra due sezioni:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

Y_1, Y_2 : Altezze idriche in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

Z_1, Z_2 : Quote dei punti di talweg in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

V_1, V_2 : Velocità medie

α_1, α_2 : Coefficienti di perdita

g : Accelerazione di gravità

h_e : Perdite fra le sezioni calcolate con la seguente espressione:

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

L : Distanza fra le sezioni pesata sulle portate

\bar{S}_f : Pendenza della linea dell'energia per le perdite distribuite

C : Coefficiente di espansione o contrazione

Per distanza fra le sezioni pesata sulle portate si intende la lunghezza calcolata

con la seguente formula:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

dove:

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} : Distanza fra le sezioni specificata rispettivamente per la golena sinistra, per l'alveo e per la golena destra

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$: Somme aritmetiche delle portate defluenti rispettivamente nella golena sinistra, nell'alveo e nella golena destra

- 1 Si ipotizza che il moto si gradualmente variato, ovvero che, in corrispondenza di ciascuna sezione, vi sia una distribuzione idrostatica delle pressioni.
- 2 In prossimità di singolarità, dove il moto diventa rapidamente variato, il programma utilizza in automatico, invece dell'equazione dell'energia, l'equazione dell'equilibrio delle spinte o altre equazioni empiriche.
- 3 Il moto è ipotizzato monodimensionale.

Con il supporto del software HEC-RAS, è possibile calcolare, in tutte le sezioni di interesse del modello, le principali caratteristiche della corrente sia in moto permanente che vario. I dati necessari per la costruzione del modello sono i dati geometrici relativi alle sezioni, le distanze fra le sezioni, coefficienti di scabrezza, coefficienti di espansione e contrazione, la descrizione geometrica ed i parametri idraulici di eventuali strutture aggiuntive (ponti, traverse, sfioratori).

Nell'inserimento dei dati relativi alla geometria, HEC-RAS permette di georeferenziare sia il tracciato dell'asta fluviale, sia le sezioni fluviali, permettendo così la costruzione di una visualizzazione prospettica del modello e dei suoi risultati in termini di livelli idrici.

L'opzione "Ineffective Areas" permette di definire, per ciascuna sezione, una porzione della stessa che non partecipa attivamente al deflusso; in tali aree, soggette comunque ad allagamento, la velocità di deflusso è molto prossima allo zero. Il volume invasato è incluso nell'equazione di continuità, ma la porzione di perimetro bagnato relativo a tali aree non partecipa al calcolo delle perdite distribuite.

E' inoltre possibile fissare una quota di disattivazione di tali aree; ovvero quando il livello idrico nella sezione raggiunge o supera tale valore la porzione di sezione viene attivata e partecipa al deflusso.

La contrazione e l'espansione della vena liquida fra due sezioni adiacenti è causa di perdite di carico valutate dal codice di calcolo come concentrate con l'utilizzo di opportuni valori del coefficiente C.

Tipici valori, nel caso di correnti supercritiche variano fra 0.1 e 0.3 per il coefficiente di contrazione e fra 0.3 e 0.5 per il coefficiente di espansione. I valori più elevati sono tipici in prossimità dei restringimenti causati dall'ingombro delle spalle e delle pile dei manufatti di attraversamento.

Tali coefficienti sono quindi utilizzati per valutare le perdite di energia a valle e a monte dei ponti inseriti nel modello. L'area che, a monte e valle dei manufatti di attraversamento, partecipa attivamente al deflusso può essere introdotta nel calcolo mediante il posizionamento nelle sezioni adiacenti di opportune "Ineffective Areas". Il programma ha la capacità di utilizzare approcci di calcolo differenti per modellare le differenti configurazioni del passaggio della corrente a seconda che l'altezza idrica interessi l'impalcato del ponte e che il deflusso sia in regime di corrente lenta veloce o passi lo stato critico in corrispondenza dell'attraversamento.

Nel caso delle simulazioni effettuate, ovvero di corrente completamente subcritica (Classe A) che non interessa l'impalcato dei ponti, l'effetto di rigurgito indotto dalla presenza delle pile e delle spalle può essere valutato dal programma mediante diverse opzioni:

- 1 - Standard Step Method
- 2 - Bilancio delle spinte
- 3 - L'equazione empirica di Yarnell

4 - Il metodo FHWA WSPRO

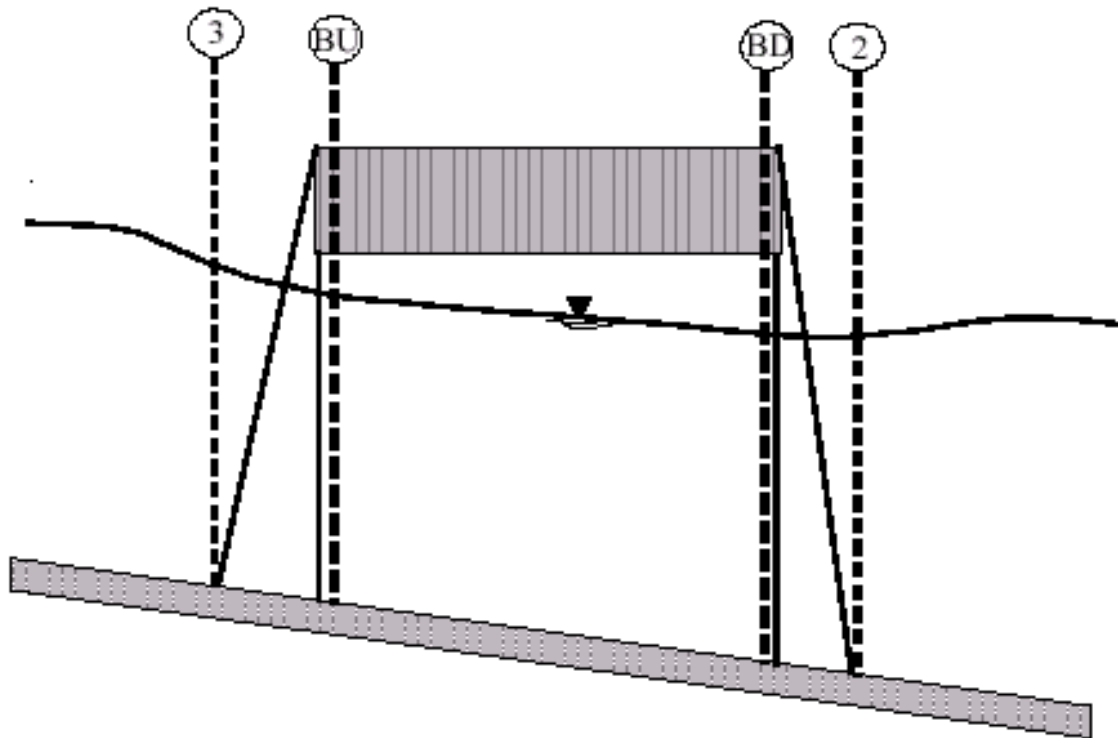


Fig. A.1 Profilo in corrispondenza di un ponte.

Nel modello costruito si sono valutate le perdite con la formula empirica di Yarnell. Il livello idrico a monte dell'attraversamento (sez. 3 in figura A.1) è calcolato sommando al livello a valle la quantità:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V^2}{2g}$$

dove:

K : Coefficiente di forma delle pile del ponte

ω : Rapporto fra l'altezza cinetica e quella idrica alla sez. 2

α : Rapporto fra l'area ostruita dal manufatto e l'area totale alla sez.2

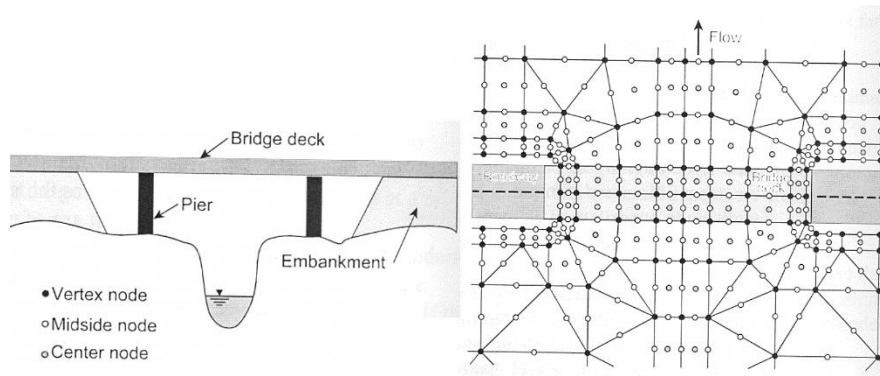
V_2 : Velocità media alla sez. 2

APPENDICE B – IL MODELLO BIDIMENSIONALE**INTRODUZIONE**

Il modello utilizzato per lo studio è noto in letteratura come *Flo2DH*, che costituisce il motore di calcolo del modello agli elementi finiti *FESWMS* della U.S. Federal Highway Administration (Froehlich, 1989).

Questo modello matematico simula il campo di moto dell'acqua, e dei sedimenti di tipo non coesivo, in fiumi, estuari e lagune costiere. *Flo2DH* applica la risoluzione delle equazioni idrodinamiche tramite il metodo degli elementi finiti sia in condizioni stazionarie (*steady state conditions*) che in simulazioni dinamiche (*time-dependent conditions*). L'uso di tale modello risulta appropriato in simulazioni in cui le variazioni della componenti della velocità risultano in direzione verticale (z) trascurabile rispetto alle variazioni nelle direzioni orizzontali (x e y). Speciale enfasi è stata posta nell'adattamento del motore di calcolo nella modellazione degli attraversamenti fluviali dati da rilevati stradali dove il comportamento idraulico della corrente risulta essere generalmente complesso per essere studiato con modelli monodimensionale convenzionali. La modellazione bidimensionale fornisce sostanzialmente il valore numerico del livello d'acqua e la distribuzione del flusso di corrente (componenti della velocità nelle direzioni x e y) nel dominio di calcolo una volta definite da parte dell'utente la geometria del modello e le condizioni idrodinamiche al contorno. In particolare i modelli bidimensionali permettono di studiare il campo di moto di una corrente nelle più differenti geometrie. Possibili applicazioni possono riguardare lo studio idraulico della confluenza di due correnti (ad esempio di due fiumi), il moto all'interno di aree golenali, l'effetto di un'isola sulla corrente principale o di qualsiasi altro ostacolo (pile dei ponti, pennelli o altri manufatti), l'interazione delle maree negli estuari o nelle lagune costiere, il campo di moto all'interno di porti o il comportamento di opere idrauliche quali canali deviatori, vasche di calma, scarichi di dighe e manufatti di dissipazione all'interno di impianti idroelettrici. L'uso di tali modelli permette di tenere in conto di differenti aspetti che possono influenzare il comportamento della corrente, quali ad esempio la variazione spaziale della scabrezza del fondo alveo, lo sforzo di taglio dato dal vento, la forza di Coriolis, lo sforzo di taglio dovuto alla combinazione della corrente con il moto ondoso, l'effetto del gradiente di pressione barometrica, ecc. Inoltre è possibile includere effetti su manufatti quali la simulazione delle correnti in pressione sotto i ponti, la resistenza delle pile e dei rilevati, il deflusso attraverso

fornci, chiaviche e tombinature, con la quantificazione dello scavo nell'intono delle pile dei ponti, dell'erosione e del trasporto di materiale non coesivo, delle zone con tendenza al deposito permettendo di dimensionare le opere di protezione quali scogliere e *rip-rap*.

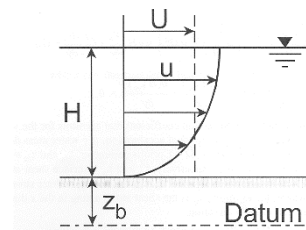


ASPETTI GENERALI DI IDRODINAMICA

Si riportano in questo paragrafo gli aspetti più generali relativi alle equazioni dell'idrodinamica alla base del motore di calcolo di FESWMS².

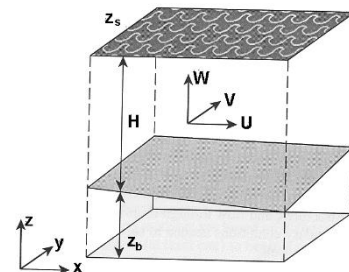
Velocità media nelle due componenti x e y:

$$U = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} u \, dz \quad V = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_s} v \, dz$$



Equazione di continuità:

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial q_1}{\partial x} + \frac{\partial q_2}{\partial y} = q_m$$



² User's Manual for FESWMS Flo2DH, Publ No. FHWA-RD-03-053 September 2002 – U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration.

Equazioni del moto:

$$\frac{\partial q_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \Omega q_2 + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0$$

$$\frac{\partial q_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{q_2^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} + \Omega q_1 + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial(H\tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0$$

dove:

$q_1 = UH$, flusso unitario nella direzione x

$q_2 = VH$, flusso unitario nella direzione y

β = coefficiente correttivo di variazione delle velocità lungo la verticale

g = accelerazione di gravità

ρ = densità dell'acqua

p_a = pressione atmosferica

Ω = parametro di Coriolis

τ = componenti di sforzo di taglio, al fondo (τ_b), sulla superficie del pelo libero

(τ_s) e sforzi dovuti alla turbolenza tra filetti di fluido (τ_{xx} τ_{xy} τ_{yx} τ_{yy}) determinati dalla viscosità cinematica dovuta alle turbolenze (Eddy Viscosity).

$$\tau_{xx} = \rho v_t \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial x} \right), \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} = \rho v_t \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right), \quad \tau_{yy} = \rho v_t \left(\frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial y} \right)$$

Eddy Viscosity:

$$v_t = v_{t0} + c_{\mu 1} u_* H + c_{\mu 2} |J| \sqrt{\left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2}$$

ν_{t0} = viscosità cinematica di base (Eddy Viscosity)

c_μ = coefficienti adimensionali

$|J|$ = determinante della matrice Jacobiana

La viscosità cinematica viene definita specificando ν_{t0} su valori dell'ordine di 1-10 m²/s con $c_\mu = 0$.

IL METODO DI RISOLUZIONE DI GALERKIN

Il metodo agli elementi finiti è una particolare procedura numerica per la risoluzione delle equazioni differenziali utilizzate in problemi di modellistica fisica e di ingegneria. Le grandezze fisiche vengono in questo metodo approssimate da un set di variabili in punti discreti del dominio di calcolo rappresentato da una rete o maglia.

Nel campo della risoluzione delle equazioni idrodinamiche di campi di moto bidimensionali, attraverso l'uso del metodo agli elementi finiti, si ricorda la trattazione condotta da Lee e Froehlich (1986).

Il modello FESWMS utilizza in particolare il metodo di Galerkin³ che prevede l'introduzione di elementi (quadrilateri o triangolari) per la suddivisione del dominio di calcolo, individuati da nodi di calcolo posti lungo il perimetro e in posizione baricentrica. Le variabili dipendenti (tiranti e velocità) vengono definite ai nodi di tali elementi per poi essere definite sull'intera superficie dell'elemento tramite interpolazioni spaziali.

Per garantire stabilità numerica alla soluzione *Flo2DH* utilizza differenti procedure di interpolazione, in particolare:

- funzioni quadratiche per interpolare le portate specifiche su tutti i nodi del singolo elemento;

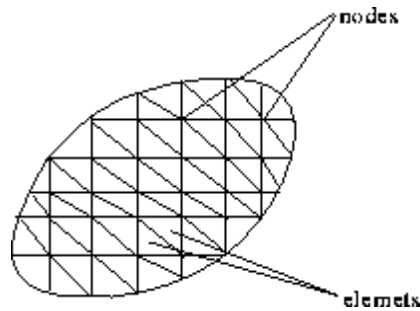
³ *Finite Element Analysis and Applications*, R. Wait and A.R. Mitchell, 1985, ISBN 0 471 90677 8, John Wiley & Sons

Computational Galerkin Methods, C.A.J. Fletcher, 1984, ISBN 0-387-12633-3, Springer-Verlag

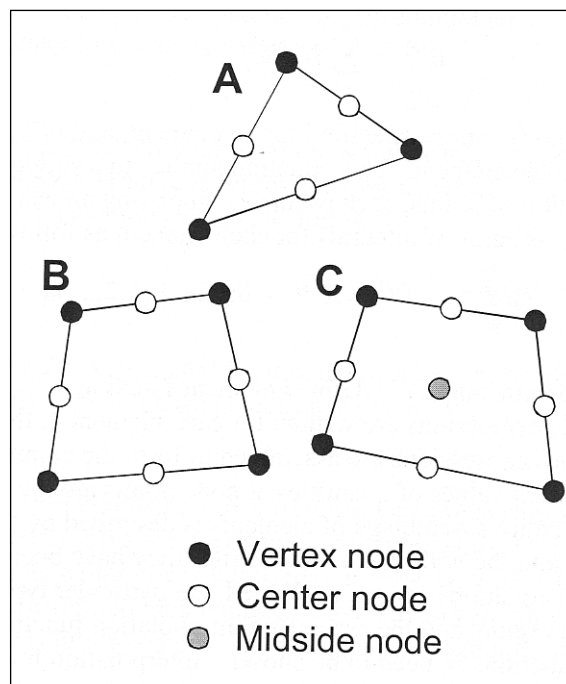
Numerical Computation of Internal and External Flows, Vol. 1, C. Hirsch, 1988, ISBN 0-471-92385-0, John Wiley & Sons

Schaum Outline Series: Theory and Problems of Finite Element Analysis, George R. Buchanan, 1995, ISBN 0-07-008714-8, McGraw-Hill

- funzioni lineari per interpolare i tiranti solo sui nodi ai vertici dell'elemento.



Il metodo dei pesi residui è la tecnica matematica utilizzata per l'approssimazione della soluzione di equazioni differenziali. In primo luogo si introduce una soluzione numerica di primo tentativo (condizione iniziale) tale da soddisfare globalmente le equazioni differenziali alla base del fenomeno in esame.



Nel caso in particolare di problemi di idraulica bidimensionale ciò significa ipotizzare in termini di tiranti e velocità su tutti i nodi della maglia di calcolo un valore di primo tentativo. Ovviamente tale condizione iniziale è tanto migliore quanto minore è l'errore che ne deriva dalla risoluzione delle equazioni differenziali utilizzando tali valori di primo tentativo; l'errore introdotto viene chiamato *residuo*.

La soluzione definitiva viene ottenuta tramite processi iterativi finalizzati alla minimizzazione di tali residui. In particolare si introduce una funzione moltiplicativa peso che moltiplicando le equazioni portando ad annullare lo scarto di errore.

Si riporta qui di seguito una trattazione concisa del metodo di Galerkin per la risoluzione approssimata delle equazioni differenziali.

Data un'equazione differenziale nella forma

$$L(u)=0$$

su di un dominio $D(x,y)$ con date condizioni al contorno

$$S(u)=0$$

il metodo di Galerkin assume una soluzione u che può essere espressa nella seguente forma

$$u_a = u_0(x,y) + \sum_{j=1}^N \alpha_j \varphi_j(x,y)$$

dove n_j sono le equazioni analitiche (funzioni di base), u_0 è introdotto per soddisfare le condizioni al contorno e i coefficienti α_j sono le incognite da determinare.

Se tale soluzione approssimata viene sostituita nelle equazioni differenziali lineari si individua la grandezza residuo, R , diverso da zero rappresentativa dell'errore tra soluzione e condizione iniziale ipotizzata

$$R(\alpha_0, \alpha_1, \dots, \alpha_N, x, y) = L(u_a) = L(u_0) + \sum_{j=1}^N \alpha_j L(\varphi_j).$$

Tale residuo risulterà diverso da zero fin tanto che la soluzione approssimata u_a contiene un errore residuo che non rende soddisfatta l'equazione iniziale $L(u)=0$. Il metodo di Galerkin determina i coefficienti incogniti α_j risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$(R, \varphi_k) = 0, \quad k = 1, \dots, N$$

Vista la linearità del problema è possibile riscrivere la precedente attraverso una notazione matriciale:

$$\sum_{j=1}^N \alpha_j (L(\varphi_j), \varphi_k) = -(L(u_0), \varphi_k)$$

Sostituendo in α_j i valori di u_a si ottiene di conseguenza la soluzione approssimata. Il metodo dei pesi residui parte dalla soluzione approssimata e tenta di minimizzare l'errore tra soluzione vera e soluzione approssimata:

$$R = T_{true} - T_{approx}$$

$$L(u) = q$$

$$R(\tilde{u}) = L(\tilde{u}) - q \neq 0$$

$$\int_{\Omega} w_i(\vec{x}) R(\tilde{u}) d\Omega = 0$$

$$\int_{\Omega} w_i(\vec{x}) L(\tilde{u}) d\Omega = \int_{\Omega} q w_i(\vec{x}) d\Omega$$

La soluzione approssimata nella notazione di Galerkin viene pertanto espressa nella seguente forma:

$$\tilde{u}(\vec{x}, t) = \sum_I u_I(t) N_I(\vec{x}) \quad (I = 1, \dots, M)$$

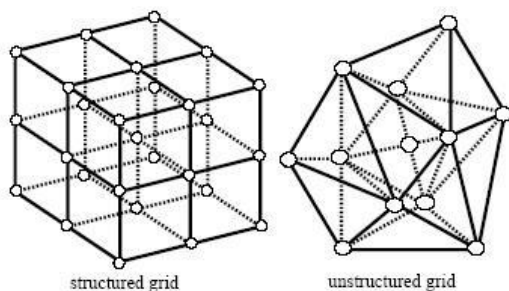
APPENDICE C – LA MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE**Simulation of Sediment movements in water intakes with MULTIBLOCK OPTION****PREMESSA**

Il programma SSIIM è stato sviluppato a partire dagli inizi degli anni '90 dal dipartimento di Ingegneria Idraulica all'Istituto di Tecnologia Norvegese di Trondheim.

L'abbreviazione SSIIM deriva da "Simulazione di movimenti di sedimenti in opere di presa (intakes) con l'opzione multiblock". Attualmente il programma è oggetto di continui adeguamenti e revisioni finalizzati all'introduzione di nuovi moduli di calcolo e all'aggiornamento dell'interfaccia grafica.

Il programma è nato come supporto alla modellazione idraulica in problemi ingegneristici quali le problematiche della sedimentazione in fiumi e bacini artificiali. Inizialmente il programma è nato per la simulazione dei movimenti dei sedimenti al fondo in geometrie riconducibili a fiumi e canali artificiali. L'uso di tale programma è stato accoppiato alla modellazione fisica dei processi di sedimentazione in laboratorio dimostrandone ampiamente l'utilità tecnica di tale supporto alla progettazione. In seguito l'uso di tale modello è stato esteso ad altri problemi progettuali quali i manufatti di scarico negli invasi artificiali, la perdita di carico in condotte, problemi di torpidità nelle correnti e problemi di qualità.

La principale caratteristica del modello SSIIM, confrontandolo con altri modelli computazionali di fluidodinamica, è la capacità di modellare il trasporto solido delle correnti con letto mobile in geometrie complesse. Il modello permette di studiare differenti granulometrie contemporaneamente, sia per i sedimenti depositati che per quelli in sospensione, con la possibilità di includere gli effetti delle forme di fondo. Le ultime versioni del modello premettono di includere la modellazione di parziali asciugamenti della maglia di calcolo e di simulare morfologie complesse in griglie di tipo "non strutturato".



Negli ultimi anni, SSIIM è stato utilizzato anche per modellare alcuni parametri biotici per alcuni studi sugli habitat dei fiumi (concentrazione di ossigeno per impianti di allevamento ittici, fitoplancton, crescita algale, ecc.).

IL MODELLO

Il programma utilizza le equazioni di Navier-Stokes discretizzate spazialmente ai nodi di una maglia di tipo tridimensionale non ortogonale⁴.

La discretizzazione del dominio è condotta all'interno di un cosiddetto volume di controllo mentre la risoluzione numerica si basa su di uno schema numerico a legge di potenza oppure del secondo ordine. Il metodo SIMPLE⁵ è utilizzato per il calcolo della pressione mentre un risolutore di tipo implicito è utilizzato per definire la velocità nel dominio in esame. Le velocità vengono utilizzate dal modello per risolvere poi le equazioni di diffusione-convezione per le differenti granulometrie di sedimenti dati in ingresso al programma. Il programma è anche in grado fornire un'analisi dell'efficienza della capacità di trattenuta dei sedimenti (trap efficiency) e l'andamento del deposito all'interno della maglia di calcolo.

L'interfaccia utente del programma permette di rappresentare il campo di moto (vettori delle velocità) e le variabili scalari (pressioni, viscosità di Eddy, ecc.) in una rappresentazione bidimensionale (planimetrica o lungo sezioni verticali, trasversali o longitudinali). Il modello include inoltre dei moduli di preprocessing per la realizzazione della maglia di calcolo e la

⁴ Olsen, N. R. B. (1999) "Class notes: CFD in Hydraulic and Sedimentation Engineering" Norwegian Univ. of Science and Technology

⁵ "Solution to two-dimensional Incompressible Navier-Stokes Equations with SIMPLE, SIMPLER and Vorticity-Stream Function Approaches. Driven-Lid Cavity Problem: Solution and Visualization.", Maciej Matyka, University of Linköping, CFD Project Report #3, 6.V.2003

creazione del modello digitale del terreno e l'interpolazione dell'informazione topologica derivante dai rilievi.

Nei paragrafi successivi si riporta una descrizione generale delle basi teoretiche e delle ipotesi modellistiche contenute nel codice SSIIM. Si rimanda alla bibliografia richiamata nelle note per ogni ulteriore approfondimento.

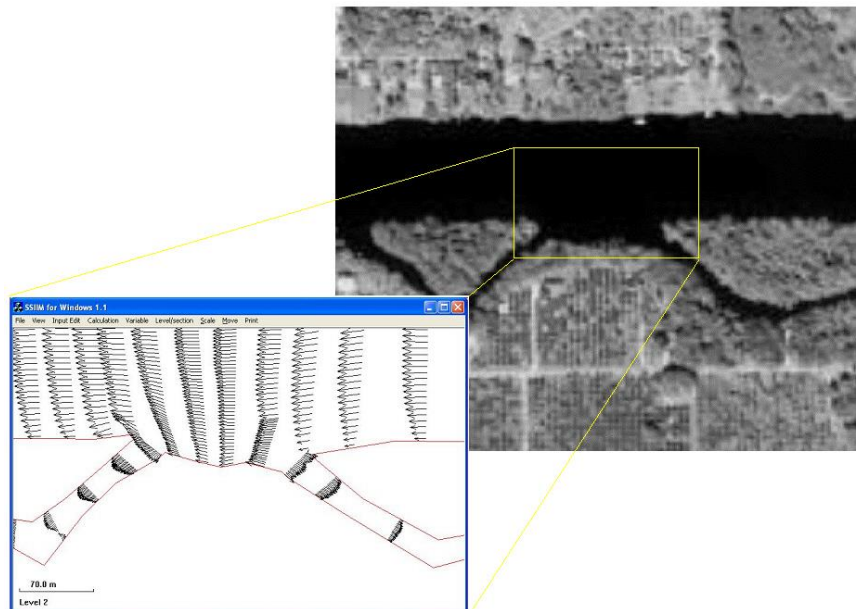


Fig. C.1 – Esempio di modellazione tramite SSIIM - da Caloosahatchee River Oxbows Research Project , A. Pagani (2003)

MODELLO NUMERICO

Le equazioni di Navier-Stokes

Il calcolo delle velocità all'interno della maglia viene svolto risolvendo le equazioni di Navier-Stokes per correnti di tipo turbolento. Il modello utilizzato per il calcolo dello sforzo di taglio in corrente ass. turbolenta è quello denominato $k-\epsilon$; è comunque possibile utilizzare a tal fine un modello. La formulazione è stata stabilita da Navier nel 1822 e da Poisson nel 1829 sulla base di alcune considerazioni concernenti le forze intermolecolari. Successivamente Saint-Venant nel 1843 e Stokes nel 1845 la ristabilirono supponendo la linearità tra sforzi e velocità di deformazione conformemente alla relazione di Newton⁶. Le equazioni di Navier-

⁶ Citrini, D., Nosedà, G. (1975) IDRAULICA.

Stokes per fluidi non comprimibili e a densità costante possono venire descritte dalla seguente formula:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \rho \overline{u_i u_j})$$

dove il primo termine della parte sinistra dell'equazione è denominato termine di moto vario o transitorio, dipendente dal tempo, mentre il termine successivo è detto termine convettivo. Nella parte destra dell'equazione compaiono invece termini detti di pressione e di sforzo di Reynolds.

L'equazione viene discretizzata secondo la nota rappresentazione del volume di controllo applicato alle tre dimensioni i,j e k (in figura). Un risolutore di tipo implicito viene utilizzato, in particolare viene utilizzato anche nel caso di griglie multiblock.

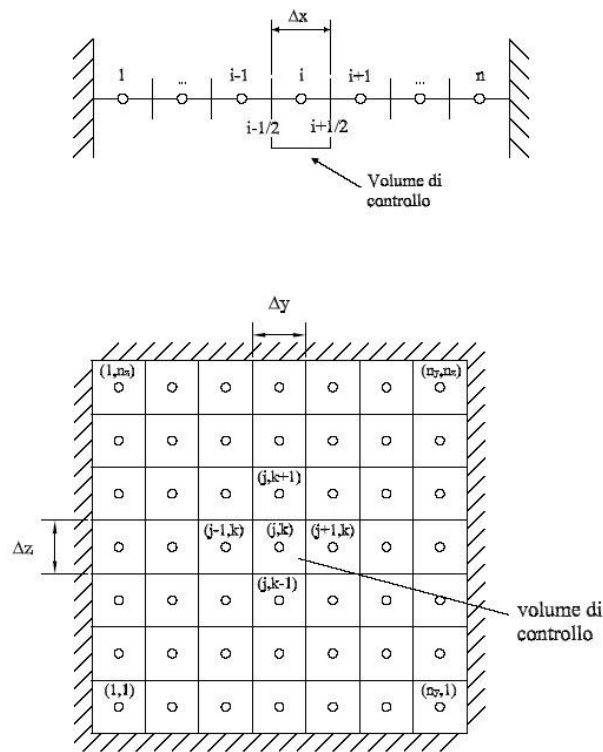


Fig. C.2 – Volume di controllo nel caso monodimensionale e bidimensionale

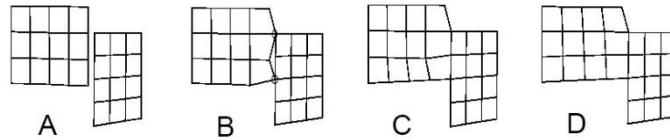


Fig. C.3 – Creazione di una maglia multiblock

Il modello $k-\varepsilon$

Il termine dato dallo sforzo di Reynolds viene descritto attraverso un modello di turbolenza denominato $k-\varepsilon$ che tiene conto della viscosità di Eddy.

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_T \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) + \frac{2}{3} k \delta_{ij}$$

Il primo termine a destra dell'equazione costituisce il termine diffusivo dell'equazione di Navier-Stokes. Il secondo termine di destra è invece spesso omissso nel calcolo, ma può comunque essere incluso modificando opportunamente il file control in cui l'utente del programma definisce ogni parametro per la risoluzione del problema. Il terzo termine include come grandezza la pressione, quest'ultima è di solito sufficientemente piccola da permettere di considerarlo nullo.

La viscosità di Eddy, parametro rappresentativo delle dissipazioni energetiche tra i filetti di fluido della corrente, segue il modello $k-\varepsilon$:

$$\nu_T = c_\mu \frac{k}{\varepsilon}$$

K è il termine di energia cinetica definito nella seguente formula:

$$k \equiv \frac{1}{2} \overline{u_i u_i}$$

il termine K viene modellato nella seguente forma differenziale:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon$$

dove P_k è dato da:

$$P_k = \nu_T \frac{\partial U_i}{\partial x_i} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_i} \right)$$

La dissipazione del termine di energia cinetica k segue la seguente equazione:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_T}{\sigma_k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k}$$

In quest'ultima equazione i termini C sono da intendersi costanti e non modificabili dall'utente. Come premesso il modello $k-\varepsilon$ è quello predefinito dal motore di calcolo.

Influenza della variazione della densità

L'effetto della variazione di densità all'interno del campo di moto è tenuto in conto introducendo un valore variabile della viscosità di Eddy, ottenuto moltiplicando per un opportuno termine⁷ dipendente dalla velocità e dai gradienti di concentrazione dei sedimenti.

$$v_T = v_{T,0} \left[1 + \beta \left(-\frac{g}{\rho} \frac{\frac{\partial \rho}{\partial z}}{\left\langle \frac{\partial U}{\partial z} \right\rangle^2} \right) \right]^\alpha$$

In questa formulazione β è una costante pari a 10, ρ è la densità della miscela acqua/sedimenti, U è l'avelocità, z è la variabile geometrica nella direzione verticale, g è la costante gravitazionale e α è una costante pari a -0.5 . Le due costanti α e β contenute nella formula possono venire opportunamente cambiate per tenere conto di un valore minore di viscosità, ad esempio per modellazioni di differenti tipi di fluidi.

Legge alle pareti

La legge al contorno del dominio segue la modellazione di una parete a contatto con un fluido secondo la formulazione di Schlichting⁸:

$$\frac{U}{u_x} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{30y}{k_s} \right)$$

il termine k_s è la scabrezza individuata dal diametro delle particelle al fondo definite dall'utente. Il modello è in grado di tener conto di una variazione di tale scabrezza all'interno del dominio di calcolo.

Influenza della concentrazione dei sedimenti e qualità

Per quanto riguarda la modellazione del trasporto solido si è scelto di rifarsi alle due seguenti ipotesi, generalmente accettate in ambito scientifico:

⁷ Rodi, W. (1980) "Tulence models and their application in hydraulics", IAHR State of the art paper.

⁸ Schlichting, H. (1979) "Boundary layer theory", McGraw-Hill

si ipotizza un moto al fondo dato da una movimentazione a salti delle particelle. Questo implica una locale variazione della velocità della corrente in quanto parte dell'energia del filetto di fluido viene trasmesso alla particella per muoverla. Il processo di dissipazione energetico viene modellato in termini di un aumento della scabrezza secondo la formulazione proposta da Einstein e Ning Chen⁹, a seguito delle loro sperimentazioni sulla misura delle distribuzioni delle velocità in funzione della concentrazione dei sedimenti. Tale formula è data dalla seguente espressione.

$$\kappa = \kappa_0 \frac{1}{(1 + 2.5c)}$$

Il processo di aumento della densità del fluido in funzione della concentrazione dei sedimenti sospesi viene modellata introducendo un termine aggiuntivo nell'equazione di Navier-Stokes:

$$\rho_s g \frac{\partial c}{\partial z}$$

Il modello SSIIM, come premesso, è in grado di simulare processi convettivi-diffusivi per lo studio di problemi di qualità dell'acqua.

L'equazione utilizzata è la seguente:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_j \frac{\partial c}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j} \right)$$

L'obiettivo originario perseguito dagli implementatori del modello era quello di fornire all'utente un modello il più flessibile possibile in modo da poter definire le singole costanti di reazione e decadimento della grandezza in esame (ad es. temperatura, concentrazione dell'ossigeno e dell'azoto, ...). Si rimanda al manuale utente per maggiori dettagli in merito¹⁰.

Il trasporto dei sedimenti

Il calcolo del trasporto di sedimenti avviene separatamente per ciascuna frazione granulometrica. I parametri richiesti all'utente sono, per ciascuna frazione, la dimensione della particella e la velocità di caduta. Esistono due differenti modi per definire la portata solida in ingresso: un modo è quello di definire una portata solida [kg/s] per ciascuna frazione granulometrica, il modello utilizza poi la notazione di Hunter-Rouse per determinare la

⁹ Einstein, H. A. and Ning Chien (1955) "Effects of heavy sediment concentration near the bed on velocity and sediment distribution", UCLA – Berkeley, Inst. Eng. Research

¹⁰ Olsen, N. R. B. (2002) "A three-dimensional numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with Multibloc Option", Norwegian Univ. of Science and Technology

concentrazione de sedimenti nella direzione verticale. Il metodo alternativo è quello di specificare in un opportuno dataset la concentrazione in un tratto del contorno del dominio modellato in termini di frazione volumetrica.

Il trasporto solido viene tradizionalmente diviso in trasporto al fondo e sospeso. Il carico sospeso viene calcolato con l'equazione di convezione-diffusione:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_j \frac{\partial c}{\partial x_j} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j} \right)$$

dove w è la velocità di caduta della particella sospesa. Il coefficiente di diffusione Γ è desunto dal modello $k-\epsilon$.

$$\Gamma = \frac{v_T}{Sc}$$

Sc è il cosiddetto numero di Schmidt, di solito posto pari a 1 ma eventualmente modificabile dall'utente.

Per il carico sospeso Van Rijn¹¹ (1987) ha sviluppato una formulazione per la determinazione della concentrazione di equilibrio dei sedimenti, c_{bed} , in prossimità del fondo:

$$c_{bed} = 0.015 \frac{d^{0.3} \left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{a \left[\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2} \right]^{0.1}}$$

Il diametro della particella è dato dal termine d , a è pari all'altezza della scabrezza, τ è lo sforzo di taglio al fondo, τ_c è lo sforzo critico per la movimentazione dei sedimenti secondo la curva di Shield, ρ_w e ρ_s sono pari alla densità dell'acqua e dei sedimenti, ν è la viscosità dell'acqua e g è la costante gravitazionale.

Per tenere conto dell'effetto di riduzione dello sforzo di taglio critico su fondo inclinato si ricorre al fattore K secondo la teoria di Brooks¹²:

$$K = -\frac{\sin \phi \sin \alpha}{\tan \theta} + \sqrt{\left(\frac{\sin \phi \sin \alpha}{\tan \theta} \right)^2 - \cos^2 \phi \left[1 - \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} \right)^2 \right]}$$

¹¹ van Rijn, L. C. (1987) "Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport", Ph. D Thesis, Delft Univ. of Technology

¹² Brook, H. N. (1963), discussion of "Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels", by A. T. Ippen and P. A. Drinker, ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 89, No. HY3.

dove α è l'angolo tra la linea di flusso della corrente e la normale al piano inclinato. ϕ è l'inclinazione del piano mentre θ è un parametro funzione della pendenza.

In aggiunta al carico sospeso, il carico al fondo, q_b , viene calcolato con la formula empirica di Van Rijn:

$$\frac{q_b}{D_{50}^{1.5} \sqrt{\frac{(\rho - \rho_g)g}{\rho}}} = 0.053 \frac{\left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{D_{50}^{0.3} \left[\left(\frac{(\rho - \rho_g)g}{\rho v^2} \right) \right]^{0.1}}$$

L'altezza delle forme di fondo Δ è data dalla seguente espressione:

$$\frac{\Delta}{d} = 0.11 \left(\frac{D_{50}}{d} \right)^{0.3} \left(1 - e^{\left[\frac{\tau - \tau_c}{2\tau_c} \right]} \right) \left(25 - \left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right] \right)$$

dove d è il tirante idrico e la scabrezza effettiva K_s è calcolata nel seguente modo:

$$k_s = 3D_{90} + 1.1\Delta \left(1 - e^{\frac{25\Delta}{\lambda}} \right)$$

dove λ è la lunghezza della forma di fondo.