

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
FACOLTÀ DI AGRARIA
Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-Forestali

Dottorato di Ricerca in:

Idronomia Ambientale
- XX Ciclo -

**ANALISI DINAMICA-MORFOLOGICA DEI CORSI D'ACQUA
PSEUDO-MEANDRIFORMI MEDIANTE MODELLI A FONDO
MOBILE**

Dottoranda: MÓNICA MARÍA MONTOYA CARDONA

Coordinatore: Ch.mo Prof. Mario Aristide Lenzi

Supervisore: Ch.mo Prof. Ing. Sergio Fattorelli

Correlatore: Ch.mo Ing. Carlo Gregoretti

Legnaro, Gennaio 2008

INDICE

ABSTRACT	v
SOMMARIO.....	vii
ELENCO DELLE FIGURE	ix
ELENCO DELLE TABELLE.....	xv
1 STATO DELL'ARTE DELLA RICERCA	1
1.1 IL TRASPORTO SOLIDO IN SOSPENSIONE	3
1.2 IL TRASPORTO SOLIDO DI FONDO	7
1.3 IL TRASPORTO SOLIDO AL FONDO IN CORSI D'ACQUA MEANDRIFORMI	17
1.4 MODELLI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO	19
2 IL BACINO DI STUDIO: TORRENTE TORRE.....	31
2.1 CARATTERISTICHE DEL BACINO	31
2.2 REPERIMENTO DEI DATI	32
3 IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI	35
3.1 MODELLO BIDIMENSIONALE IDROMORFOLOGICO: MIKE 21C	35
3.1.1 Generatore di griglia curvilinea	37
3.1.2 Modello idrodinamico	37
3.1.3 Numero di Courant dei sedimenti	39
3.1.4 Flusso elicoidale	40
3.1.5 Trasporto solido	42
3.1.6 Pendenza trasversale dell'alveo	44
3.1.7 Resistenza a fondo mobile	45
3.1.8 Erosione di sponda	47
3.1.9 Morfologia a grande scala	48
3.1.10 Verifiche dei risultati con MIKE 21C	49
3.1.11 Applicazione Standard	50
3.2 MODELLO BIDIMENSIONALE IDROMORFOLOGICO: CCHE2D.....	62
3.2.1 Modello Idrodinamico	62
3.2.2 Trasporto solido	63
3.2.3 Formulazione del modello di trasporto solido al fondo a partire dalle condizioni di moto incipiente	65
3.2.4 Resistenza a fondo mobile	68
3.2.5 Procedura di calcolo	68
3.3 MODELLO MONODIMENSIONALE: HEC-RAS.....	69
3.3.1 Definizione dei parametri fondamentali	69
3.3.2 Procedure di calcolo per simulazioni in moto permanente	72
3.3.3 Procedure di calcolo per simulazioni in moto vario	73
3.3.4 Capacità di trasporto di sedimento	74

4	ANALISI DI SENSIBILITÀ DEL MODELLO MIKE 21C.....	79
4.1	RISOLUZIONE DELL'INFORMAZIONE TOPOGRAFICA	80
4.1.1	Metodi di studio	81
4.1.2	Risultati	84
4.2	FORMULAZIONE DI TRASPORTO SOLIDO.....	118
4.2.1	Metodi di studio	118
4.2.2	Risultati	119
4.3	COEFFICIENTE DI INTENSITÀ DEL FLUSSO ELICOIDALE.....	126
4.3.1	Metodi di studio	126
4.3.2	Risultati	127
4.4	FATTORE ED ESPONENTE DELLA PENDENZA TRASVERSALE (BED TRANSVERSE SLOPE).....	133
4.4.1	Metodi di studio	133
4.4.2	Risultati	134
4.5	COEFFICIENTE DI SCABREZZA.....	140
4.5.1	Metodi di studio	141
4.5.2	Risultati	141
4.6	DIAMETRO MEDIO DEL SEDIMENTO	147
4.6.1	Metodi di studio	147
4.6.2	Risultati	147
4.7	VISCOSITÀ TURBOLENZA.....	153
4.7.1	Metodi di studio	154
4.7.2	Risultati	154
4.8	SENSIBILITÀ DELLA FUNZIONE DI SENSIBILITÀ DEL MODELLO	163
5	CONFRONTO TRA MODELLI.....	165
5.1	CONFRONTO TRA I MODELLI MIKE 21C E HEC-RAS	165
5.1.1	Metodi di studio	166
5.1.2	Risultati	167
5.2	CONFRONTO TRA I MODELLI MIKE 21C E CCHE2D.....	172
5.2.1	Metodi di studio	172
5.2.2	Risultati	173
6	CONCLUSIONI.....	179
7	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	183
	RINGRAZIAMENTI	197

ABSTRACT

In the last years in river engineering, the numerical models that simulate both fluvial hydraulics and sediment transport, have been used and developed in order to provide an accurated representation of morphological phenomena (mobile bed models). These models allow the simulation of the bed level change, the hydraulic profile, the mean velocity and the streaming lines corresponding to a short flood wave. These models, if used in long-term hydrological events, can provide useful information about fluvial morphological tendency and its temporal variation for different boundary conditions.

In the present thesis work, several numerical simulations of a short flood wave (return period equal to 20 years) on the Torre river are performed to obtain a sensibility analysis by using the hydro-morphological bi-dimensional MIKE 21C model. The sensibility analyses have been carried out in order to establish the dependency of the model from the main parameters.

Moreover a comparison between the simulations of MIKE 21C with those carried out using other two models, HEC-RAS (1D model) and CCHE2D (2D model), is carried out. The results show the better performance of the 2D model in the computation of the morphological variation of gravel bed rivers.

SOMMARIO

Da alcuni anni, nel campo dell'ingegneria idraulica, si sono sempre più sviluppati e utilizzati, i modelli matematici in grado di simulare le correnti fluviali insieme al trasporto solido per fornire una adeguata rappresentazione dei fenomeni morfologici (modelli a fondo mobile). Questi modelli permettono di simulare, anche per piene di breve durata, i cambiamenti del fondo alveo, consentendo un calcolo corretto del profilo idraulico, del campo di velocità e dell'eventuale spostamento della corrente principale. Se utilizzati per la simulazione dei fenomeni idrologici in un periodo di lungo termine, questi modelli possono fornire utili indicazioni circa la tendenza evolutiva fluviale e la sua possibile variazione nel tempo al variare delle condizioni morfologiche al contorno assegnate.

Con il presente lavoro si è voluto analizzare, sulla base del caso di studio del torrente Torre, il comportamento del modello matematico MIKE 21C, nell'intento di verificare, da un lato, la sua ai principali parametri da cui dipende e, dall'altro, l'influenza delle ipotesi fondamentali assunte e dello schema generale di funzionamento del modello. A tal fine il suo comportamento è stato messo a confronto con quello di un altro modello funzionante in ipotesi di moto bidimensionale (2D) e di un secondo modello funzionante in ipotesi di moto uni-dimensionale (1D).

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.1	Suddivisione del trasporto solido in base al meccanismo e origine del sedimento.	2
Figura 1.2	Indicazioni sul diagramma di Shields modificato dei limiti d'incipiente trasporto in sospensione proposti da diversi autori (Fiorillo, 2005).....	5
Figura 1.3	Possibilità di movimento delle particelle (Fiorillo, 2005).	7
Figura 1.4	Diagramma di Shields.	8
Figura 1.5	Schema della definizione del flusso in curva in un canale a pelo libero e la circolazione della corrente in una sezione tipica (Blanckaert & Vriend, 2004).	17
Figura 1.6	Schema di flusso in una curvatura del canale meandriforme (Ruther & Olsen, 2005).....	18
Figura 2.1	Bacino del Torrente Torre e tratto di studio.....	31
Figura 2.2	Tratto di studio: esempi di erosione nelle sponde e scalzamento alla base del ponte all'altezza di Gottardo.	33
Figura 2.3	Area coperta dal rilievo laser altimetrico nel bacino del torrente Torre. In magenta chiaro il rilievo della parte bassa del torrente Torre; in magenta scuro il rilievo della parte alta del bacino (BETA Studio srl, 2006d).....	34
Figura 3.1	Griglia usata nel modello idrodinamico di MIKE21C.	38
Figura 3.2	Schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale, responsabile del differente comportamento morfologico del fondale in curva.....	41
Figura 3.3	Componenti della forze di "trascinamento" al fondo ed in sospensione nel calcolo del trasporto solido in MIKE 21C. (DHI, 2005).	44
Figura 3.4	Sviluppo della geometria dei fondali all'aumentare della velocità di corrente (DHI, 2005).	46
Figura 3.5	Definizione dell'indice di erosione di sponda E, che in questo modello dipende dai cambiamenti del livello del fondo, della variazione del trasporto solido e dalla profondità in prossimità delle sponde (DHI, 2005).	48
Figura 3.6	Dati per la caratterizzazione plano-altimetrica dell'area da modellare (BETA Studio srl, 2006c).....	50
Figura 3.7	La batimetria curvilinea.	51
Figura 3.8	Idrogramma in ingresso al modello in corrispondenza a Zompitta (BETA Studio srl, 2006e).	52
Figura 3.9	Idrogramma dei livelli imposto come condizione al contorno di valle del modello (BETA Studio srl, 2006e).....	52
Figura 3.10	Distribuzione dei diametri caratteristici lungo il corso d'acqua e suddivisione in tratti omogenei (BETA Studio srl, 2006a).....	53
Figura 3.11	Idrogrammi di portata liquida a monte e a valle del tratto.	57
Figura 3.12	Idrogrammi di portata solida e liquida nella sezione di valle (sezione 43).....	57
Figura 3.13	Mappe della batimetria iniziale, dei tiranti idraulici massimi e delle velocità massime in un tratto rappresentativo del corso d'acqua.	59
Figura 3.14	Mappe della variazione del fondo alveo, della batimetria iniziale e finale, del flusso elicoidale e del trasporto solido totale unitario.	60
Figura 3.15	Volume eroso e depositato e media mobile del volume movimentato(ogni 20) lungo il tratto.	60
Figura 3.16	Mappe di erosione - deposito: variazioni batimetriche del fondo, stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione in un tratto rappresentativo del torrente Torre: a) con tipologia A, b) transizione e c) tipologia B. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.	61
Figura 3.17	Configurazione del trasporto di sedimento (Wu, 2001).....	63
Figura 3.18	Schema del volume solido di controllo associato ad ognuna sezione trasversale.....	76
Figura 4.1	Griglie curvilinee costruite con diverse dimensioni di celle, da sinistra a destra in ordine decrescente di risoluzione.	82

Figura 4.2	Idrogrammi calcolati dal modello per la serie ventennale nelle sezioni a monte e a valle usando la batimetria 'b' con differenti griglie.....	85
Figura 4.3	Idrogrammi calcolati dal modello per la serie ventennale nelle sezioni a monte e a valle usando la batimetria 'd' con differenti griglie.....	85
Figura 4.4	Confronto, per diverse griglie di calcolo, dei valori di: (a) portata di picco liquida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena $T_R = 20$ anni.	86
Figura 4.5	Confronto, per diverse griglie di calcolo, dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena.	86
Figura 4.6	Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 1.	88
Figura 4.7	Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 2.	88
Figura 4.8	Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 3.	89
Figura 4.9	Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 4.	89
Figura 4.10	Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 5.	90
Figura 4.11	Tiranti idraulici massimi simulati con la batimetria 'a' e tutte le griglie.....	90
Figura 4.12	Planimetria delle profondità per le diverse griglie e batimetrie.	91
Figura 4.13	Indice di performance F_H relativi alla profondità ottenuti con le diverse batimetrie considerando differenti livelli d'acqua raggiunto (soglia da 0.50 m, 0.70 m, 1.00 m, 1.50 m)....	92
Figura 4.14	Indice di performance F_H , considerando la batimetria originata da: a) dati LiDAR (batimetria 'a') e b) sezioni trasversali (batimetria 'b'). In azzurro le aree allagate per ciascuna soglia.	93
Figura 4.15	Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 1. ...	96
Figura 4.16	Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 2. ...	96
Figura 4.17	Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 3. ...	97
Figura 4.18	Velocità massima calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 4. ...	97
Figura 4.19	Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 5. ...	98
Figura 4.20	Velocità massime simulate con la batimetria 'a' e tutte le griglie.	98
Figura 4.21	Confronto dell'indice di performance RMSE della velocità massima per tutte le batimetrie.....	99
Figura 4.22	Mappe degli errori quadrati medi (MSE) dei valori di velocità in un tratto rappresentativo: griglie 1, 3 e 5.	99
Figura 4.23	Idrogrammi di portata solida e liquida, in corrispondenza alla sezione 43, usando la Griglia 2 con la batimetria 'a'.	100
Figura 4.24	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 1.	101
Figura 4.25	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 2.	101
Figura 4.26	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 3.	102
Figura 4.27	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse diverse batimetrie usando la Griglia 4.....	102
Figura 4.28	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 5.	103
Figura 4.29	Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per tutte le griglie usando la batimetria 'a'.	103
Figura 4.30	Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 1.....	105
Figura 4.31	Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 2.....	105
Figura 4.32	Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 3.....	106
Figura 4.33	Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 4.....	106
Figura 4.34	Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 5.....	107
Figura 4.35	Volume eroso e depositato lungo il tratto per tutte le griglie usando la batimetria 'a'.	107

Figura 4.36	Variazioni batimetriche con l'uso della griglia 1 e diverse batimetrie: stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione di medio periodo ($T_R = 20$ anni) in un tratto rappresentativo con forte attività. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.....	110
Figura 4.37	Variazioni batimetriche con l'uso della griglia 1 e diverse batimetrie in corrispondenza della sezione 50: stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione, in un tratto con scarsa attività. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.	111
Figura 4.38	Flusso elicoidale medio, usando la griglia 1.	112
Figura 4.39	Variazione della geometria di una sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica con l'uso della griglia 4 (riferimento batimetria 'a'): in blu viene rappresentata la geometria iniziale mentre in rosso la geometria finale.	113
Figura 4.40	Variazione della geometria di una sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a lieve attività morfologica con l'uso della griglia 1 (riferimento batimetria 'a'): in blu viene rappresentata la geometria iniziale mentre in rosso la geometria finale.	114
Figura 4.41	Variazione della geometria della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti (a valle) a lieve attività morfologica, viene rappresentata la geometria iniziale e finale con l'uso della batimetria 'a' in corrispondenza alle diverse griglie.....	115
Figura 4.42	Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua ottenute per le griglie 1, 3, 5, e batimetrie 'a'-'d'.	116
Figura 4.43	Indice di performance calcolato con le diverse griglie e batimetrie prendendo come riferimento la batimetria 'a' e griglia 1 (la più fitta).....	117
Figura 4.44	Tempi di calcolo della simulazione morfologica.....	117
Figura 4.45	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.	119
Figura 4.46	Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse simulazione con variazioni della formula del trasporto solido.....	120
Figura 4.47	Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.....	120
Figura 4.48	Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.	121
Figura 4.49	Idrogrammi di portata solida in corrispondenza alla sezione 43 per tutte le formulazioni di trasporto solido.	122
Figura 4.50	Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.	122
Figura 4.51	Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.	123
Figura 4.52	Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni....	123
Figura 4.53	Confronto tra il profilo longitudinale del fondo alveo all'inizio e alla fine della simulazione per ciascuna delle espressioni di trasporto solido considerate.	124
Figura 4.54	Variazioni della quota fondo alveo (Bed Level Change) simulate, con le diverse espressioni di trasporto solido considerate.....	124
Figura 4.55	(a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.	125
Figura 4.56	Schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale, responsabile del differente comportamento morfologico del fondale in curva.....	126
Figura 4.57	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.	128
Figura 4.58	Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni del coefficiente di taratura α	128
Figura 4.59	Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.....	129
Figura 4.60	Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.	129
Figura 4.61	Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.	130
Figura 4.62	Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni....	130

Figura 4.63	Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.	131
Figura 4.64	Variazione della intensità del flusso elicoidale medio, IHF (a) e quota fondo alveo, BLC (b), della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica.	131
Figura 4.65	(a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.	132
Figura 4.66	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.	135
Figura 4.67	Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni del coefficiente di pendenza trasversale.	135
Figura 4.68	Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.	136
Figura 4.69	Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.	136
Figura 4.70	Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.	137
Figura 4.71	Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.	138
Figura 4.72	Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.	138
Figura 4.73	Variazione della intensità del flusso elicoidale medio (a) e quota fondo alveo (b), della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica.	139
Figura 4.74	(a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.	140
Figura 4.75	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.	142
Figura 4.76	Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni di scabrezza.	142
Figura 4.77	Restituzione grafica dal modello della planimetria delle aree allagate per le diverse simulazioni.	143
Figura 4.78	Restituzione grafica dal modello della planimetria della velocità media per le diverse simulazioni.	143
Figura 4.79	Confronto tra idrogrammi di portata solida al variare di K_s nella sezione 43.	144
Figura 4.80	Variazioni di quota fondo alveo per tutte le simulazioni.	144
Figura 4.81	Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.	145
Figura 4.82	(a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F; ottenute per le diverse percentuale di variazione di scabrezza.	146
Figura 4.83	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.	148
Figura 4.84	Confronto tra valori del tempo di ritardo per differenti diametri medi del sedimento.	148
Figura 4.85	Restituzione grafica dal modello della planimetria delle aree allagate per le diverse simulazioni.	149
Figura 4.86	Restituzione grafica dal modello della planimetria della velocità media per le diverse simulazioni.	149
Figura 4.87	Confronto degli idrogrammi di portata solida per le diverse variazione della scabrezza nella sezione 43.	150
Figura 4.88	Restituzione grafica dal modello della planimetria della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.	150
Figura 4.89	Restituzione grafica dal modello della planimetria del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.	151
Figura 4.90	Restituzione grafica dal modello della planimetria del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.	151
Figura 4.91	(a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.	152

Figura 4.92	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) portata di picco solida nella sezione di valle.	155
Figura 4.93	Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di(a) percentuale di laminazione (b)tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni della viscosità turbolenta	155
Figura 4.94	Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).....	157
Figura 4.95	Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).....	159
Figura 4.96	Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2 3 (figure a, b, c).....	160
Figura 4.97	Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).....	161
Figura 4.98	Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).....	162
Figura 4.99	Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).....	162
Figura 4.100	Indice di performance, F; ottenuto con diversi valori della viscosità turbolenta.	163
Figura 4.101	Sensibilità della funzione di modello M, ai vari parametri.....	164
Figura 5.1	Confronto dell'idrogramma di portata solida in uscita a valle del tratto con le diverse formulazioni considerati per entrambi modelli.....	168
Figura 5.2	Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Engelung & Hansen.....	170
Figura 5.3	Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Meyer - Peter & Müller	171
Figura 5.4	Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Yang (ghiaia).	171
Figura 5.5	Batimetria base e batimetrie ottenuti dopo la semplificazione fatta per entrambi modelli MIKE 21C e CCHE2D nel rappresentare le quote e la forma di fondo alveo, per le diverse griglie.....	173
Figura 5.6	Confronto dell'indice di performance RMSE della batimetria ottenuta con entrambi modelli per tutte le griglie.....	174
Figura 5.7	Tempi di calcolo della simulazione morfologica.....	175
Figura 5.8	Zone di erosione-deposito in una porzione del corso d'acqua ottenute per tutte le griglie con il modello MIKE 21C e CCHE2D.	176
Figura 5.9	Confronto dell'indice di performance F ottenuto con entrambi modelli per tutte le griglie.	177

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1.1	Metodi per il calcolo della velocità di caduta (USACE, 2002).....	3
Tabella 1.2	Valori limite d'incipiente trasporto in sospensione (in Fiorillo, 2005).	4
Tabella 1.3	Principali formule per il calcolo della capacità di trasporto di fondo.....	15
Tabella 1.4	Modelli matematici comuni per la valutazione del trasporto solido.	21
Tabella 2.1	Caratteristiche dei rilievi topobatimetrici reperiti (BETA Studio srl, 2006d).	34
Tabella 2.2	Sezioni trasversali considerate nel presente studio.	34
Tabella 3.1	Caratteristiche granulometriche medie dei tratti omogenei in cui è stato suddiviso il corso d'acqua (BETA Studio srl,2006e).	54
Tabella 3.2	Diametri medi (D_{50}) delle frazioni di sedimento considerati nel presente studio.	54
Tabella 3.3	Sub-tratti omogenei del torrente Torre caratterizzati da un valore medio del D_{90} e del coefficiente di Gauckler-Strickler (BETA Studio srl., 2006a).	55
Tabella 3.4	Altri parametri considerati nell'impostazione della simulazione con MIKE 21C.	56
Tabella 3.5	Rango di variazione delle variabili idrauliche calcolate con il modello.	58
Tabella 3.6	Campo di variazione delle variabili morfologiche calcolate con il modello.....	59
Tabella 3.7	Criteri per definire la lunghezza di adattamento di non equilibrio per il trasporto di fondo, L_b , in accordo alla forma di fondo alveo o alla geometria del canale dominante, per diversi autori (Wu, 2001).	67
Tabella 4.1	Numero e dimensioni medie delle celle.	82
Tabella 4.2	Analisi statistico descrittivo delle dimensioni delle diverse griglie con un livello di confidenza del 95.0%.	82
Tabella 4.3	Analisi statistica descrittiva delle velocità massime per le cinque griglie con un livello di confidenza del 95.0%.	94
Tabella 4.4	Valori delle portate solide al colmo in corrispondenza alle sezione 43 (a valle del tratto) per le diverse griglie e batimetrie ottenuti con la piena di T_R 20 anni:	100
Tabella 4.5	Volumi massimi erosi (negativi), depositati (positivi), e totali (netti) movimenti....	104
Tabella 4.6	Elenco delle formule del trasporto solido disponibili nel MIKE 21C.	118
Tabella 4.7	Valori massimi, medi e minimi delle variabili usate per il calcolo del flusso elicoidale.	127
Tabella 4.8	Coefficienti d'intensità del flusso elicoidale e direzione dello sforzo tangenziale al fondo.	127
Tabella 4.9	Valori massimi, medi e minimi delle variabili usate per il calcolo dell'angolo di deviazione dovuto al flusso elicoidale.	134
Tabella 4.10	Valori del coefficienti di scabrezza K_s , standard e varianti del ± 10 e ± 20	141
Tabella 4.11	Valori di partenza del diametro medio (D_{50} standard) e gli equivalenti considerando gli incrementi del ± 10 e ± 20	147
Tabella 4.12	Elenco dei valori di viscosità turbolenta considerati MIKE 21C.....	154
Tabella 5.1	Subtratti omogenei del torrente Torre caratterizzati da un valore, del coefficiente di scabrezza (BETA Studio srl, 2006a).	167
Tabella 5.2	Numero e dimensioni medie delle celle.	172

1 STATO DELL'ARTE DELLA RICERCA

Osservando un corso d'acqua dalle sorgenti alla foce, si possono distinguere una successione di tratti caratteristici in accordo alla loro localizzazione all'interno del bacino. Una prima suddivisione porta a distinguere un tratto montano (parte alta del bacino, da cui proviene la maggior parte del materiale solido), un tratto pedemontano (pendenza moderata, morfologia del tipo *braided* e sedimenti generalmente delle dimensioni di ciottoli o ghiaie) ed un tratto vallivo (pendenza molto bassa, andamento planimetrico meandriforme e sedimenti sabbiosi, limosi, argillosi). Seppur questi tratti caratteristici siano generalmente sempre presenti, non vi è mai una precisa separazione tra di essi, in quanto la transizione dipende dalle caratteristiche geologiche, litologiche ed orografiche dell'area nonché dal regime fluviale e dall'assetto del territorio circostante. Per quanto concerne l'ultimo dei sopraccitati tratti caratteristici, le tipologie fluviali predominanti sono la pseudo-meandriforme (*wandering*) e la meandriforme.

Un corso d'acqua è definito pseudo-meandriforme quando assume una configurazione intermedia tra i sistemi a canali intrecciati (*braided*) e quelli meandriformi. Presentano una sinuosità bassa o medio bassa (fra 1.3 – 1.5). Presentano barre laterali alternate, generalmente dalla forma di mezza luna, che si spostano verso valle, e da un solo canale attivo principale. Possono essere presenti canali secondari aderenti ad una delle due sponde: attivi (canale di taglio) o inattivi (canale di morta). Sulle barre si hanno inoltre canali secondari trasversali. Presentano granulometria eterogenea, dalla ghiaia alla sabbia. La caratteristica principale di questi corsi è la variazione di sinuosità al variare della portata. Questi fiumi sono considerati una forma di "evoluzione" dei corsi d'acqua *braided* derivante dalle influenze antropiche (Lenzi et. al., 2000).

I corsi d'acqua a canale intrecciati (*braided*) hanno una configurazione a canali multipli, intrecciati tra loro, separati da piccole isole (*braid bar*) e sono generalmente localizzati nella fascia pedemontana. Questi corsi d'acqua presentano una pendenza moderata (2-4%), bassa sinuosità (<1.5) ed un rapporto larghezza/profondità elevato ($w/h > 40$). Caratterizzati da elevati valori di trasporto solido di fondo e della *power stream* che li rendono instabili e soggetti a cambiamenti. Presentano inoltre una notevole differenza di estensione trasversale della superficie bagnata, tra condizioni di magra e di piena.

I fiumi meandriformi sono corsi d'acqua che presentano un tracciato planimetrico a tipologia curvilinea (detta appunto meandro) che si susseguono in modo più o meno ripetitivo e regolare. Questi sistemi fluviali hanno sinuosità alta (fra 1.5 e 3) che non risentono delle variazioni del livello idrometrico della corrente. Generalmente presentano una granulometria sabbiosa o sottile, essendo la pendenza molto bassa. Una caratteristica peculiare di questi fiumi è la migrazione delle barre alterne ed il taglio dei meandri. Questo può avvenire durante gli eventi di piena in concomitanza di un meccanismo di erosione della sponda esterna (estradosso) e di deposito all'interno della curva (intradosso).

Le modalità di trasporto sono diverse a seconda del tipo di sedimenti (coesivi o meno), delle loro caratteristiche fisiche (dimensione dei granelli, forma, densità) e delle caratteristiche della corrente. Il trasporto solido in seno alla corrente può essere suddiviso in trasporto di fondo, in sospensione e *wash load* (Figura 1.1). La distinzione avviene:

- in base al tipo di sedimenti: *Wash load*: materiali provenienti dai versanti; e *Bed material load*: trasporto di materiali presenti in l'alveo;

- in base al modalità del trasporto del materiale d'alveo: in sospensione (*Suspended load*), interessa la frazione più fine dei sedimenti (argille, limi, sabbie); e di fondo (*Bed load*), interessa le granulometrie più grandi.

Per *wash load* si intende il materiale più fine di quello presente nel letto o che si trova nel letto in quantità insignificante, minore del 10%. La portata di *wash load* dipende dalla portata di alimentazione che proviene dall'erosione superficiale del bacino. Essa non è correlata con le caratteristiche idrauliche della corrente e non è coinvolta nei fenomeni di modificazione morfologica (Fiorillo, 2005).

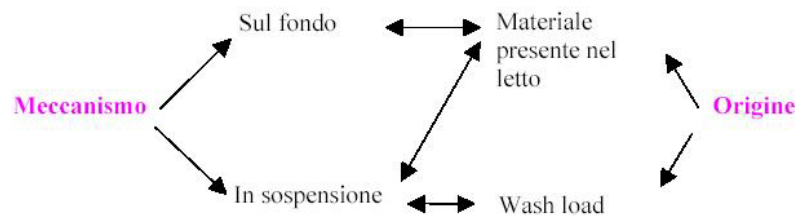


Figura 1.1 Suddivisione del trasporto solido in base al meccanismo e origine del sedimento.

Il trasporto di fondo può avvenire per strisciamento, rotolamento o saltellamento del materiale sulla superficie del letto, e la turbolenza della corrente contribuisce solo indirettamente a determinare questa forma di trasporto, nel trasporto in sospensione è invece proprio l'intensità della turbolenza della corrente (vortici) a determinarne la magnitudine.

La distinzione tra trasporto di fondo ed in sospensione può essere assunta solo se la concentrazione di sedimenti è inferiore al 10% in modo da poter considerare il fluido come Newtoniano (Graf, 1998), in caso contrario la reologia del fluido è più complessa, trattandosi di colate detritiche o *debris flow*.

In realtà non vi è un criterio definito e generalmente riconosciuto per la distinzione quantitativa tra trasporto in sospensione e trasporto di fondo e, qualunque sia la modalità di trasporto, è definibile una portata solida volumetrica Q_s , espressa in $m^3 s^{-1}$, pari al volume di particelle solide che attraversano una fissata sezione nell'unità di tempo, ed una portata solida ponderale G_s uguale al peso di materiale solido che attraversa la sezione nell'unità di tempo. La portata solida ha una maggiore variabilità rispetto alla portata liquida, poiché è rilevante durante i periodi di piena e le morbide mentre è praticamente trascurabile nei periodi di magra.

Il fenomeno del trasporto solido nei corsi d'acqua meandriformi è principalmente influenzato dal movimento a spirale del moto, direzionato verso la parte interna al fondo e verso la parte esterna in superficie. Le particelle del sedimento tendono a deviare dalla direzione della corrente in presenza della pendenza trasversale a causa della forza di gravità sulle particelle. L'effetto di questo fenomeno sulla formazione dell'alveo aumenta con piccoli rapporti raggio di curvatura/larghezza del canale e può essere trascurato quando la pendenza trasversale è piccola.

Un certo numero di studi sono stati effettuati sui canali meandriformi per determinare la pendenza trasversale in funzione della geometria e dallo stato del moto (Engelund, 1974). Inizialmente, per la mancanza di capacità di calcolo, questi modelli non sono stati sviluppati. Tuttavia, grazie gli sviluppi recenti della tecnologia è diventata fattibile la simulazione del

moti complessi ed dei meccanismi di trasporto del sedimento vario in 3D. Demuren e Rodi (1986) hanno usato un modello tridimensionale in cui la turbolenza è stata prevista dal modello del $k-\varepsilon$ per calcolare il flusso ed il trasporto di un elemento tracciante neutro in un canale meandriforme. Demuren (1989, 1991) come pure Wu et. al. (2000), hanno modellato numericamente il trasporto dei sedimenti sul fondo ed in sospensione in una curva ad U. Olsen (2003a, b) ha presentato un modello numerico tridimensionale in grado di riprodurre le caratteristiche principali di un flusso libero, la formazione di canali alluvionali con passaggio dell'alveo da rettilineo a meandriforme.

1.1 IL TRASPORTO SOLIDO IN SOSPENSIONE

Il contributo del trasporto solido in sospensione alla produzione di sedimento totale è fortemente variabile, potendo assumere proporzioni di rilevante entità comprese fra l'80% ed il 95% per i corsi d'acqua fluviali (Mao, 2004). Il trasporto dei materiali in sospensione avviene quando la velocità d'attrito:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (1.1)$$

che esprime il rapporto tra la densità del fluido ρ e lo sforzo tangenziale τ , è molto più elevata della velocità di caduta w delle particelle solide.

Il calcolo del trasporto di sedimento in sospensione dipende fortemente della velocità di caduta della particella. Alcuni metodi per il calcolo della velocità di caduta sono stati proposti da Rubey (1933), Toffaleti (1968) e Van Rijn (1993) e riportati in Tabella 1.1. Le ultime due formulazioni tengono conto del parametro di forma della particella:

$$sf = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \quad (1.2)$$

dove a è la dimensione dell'asse maggiore della particella, b è la dimensione dell'asse intermedio della particella e c è la dimensione dell'asse minore della particella.

Tabella 1.1 Metodi per il calcolo della velocità di caduta (USACE, 2002)

Autori	Formula	Limiti e considerazioni
Rubey (1933)	$w = F_1 \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d}$ $F_1 = 0.79 \quad \text{per } d > 1mm$ $F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot v^2}{g \cdot d^3 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho}\right)}} - \sqrt{\frac{36 \cdot v^2}{g \cdot d^3 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho}\right)}} \quad \text{per } d < 1mm$	<p>Legge di Stokes per particelle fini.</p> <p>Formula 'impatto per particelle fuori della regione di Stokes</p> <p>$T = 16^\circ C$</p>
Toffaleti (1966)	<ul style="list-style-type: none"> • $sf = 0.9$. Diametri da sabbia fina a ghiaia media ($\rho_s / \rho = 2.65$) • $T = 35^\circ F \div 94^\circ F$ 	

Autori	Formola	Limiti e considerazioni
Van Rijn (1993)	$w = \frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d}{18 \cdot \nu} \quad \text{per } 0.001 \leq d \leq 0.1 \text{ mm}$ $w = \frac{10 \cdot \nu}{d} \left[\left(1 + \frac{0.01 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d^3}{\nu^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad \text{per } 0.1 \leq d < 1 \text{ mm}$ $w = 1.1 \cdot \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d \right]^{0.5} \quad \text{per } d \geq 1 \text{ mm}$	<ul style="list-style-type: none"> • Particelle non sferiche • $sf = 0.7$ • $T = 20^\circ C$

La condizione di incipiente trasporto in sospensione è definita da un valore limite del rapporto u_*/w , proporzionale al rapporto fra la forza di galleggiamento causata dalla turbolenza della corrente ed il peso sommerso della particella (Fiorillo, 2005). I valori limite d'incipiente trasporto in sospensione, proposti da alcuni autori, sono riportati nella Tabella 1.2.

Tabella 1.2 Valori limite d'incipiente trasporto in sospensione (in Fiorillo, 2005).

Autori	Limiti	
Lane & Kalinske (1941)	$(u_*/w) > 1$	$(u_*/w) < 1$
Bagnold (1966)	$(u_*/w) > 1.3$	$(u_*/w) < 0.77$
Engelund (1966)	$(u_*/w) > 0.25$	$(u_*/w) < 4$
Van Rijn (1984)	$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{u_*}{w}\right) \geq \left(\frac{4}{D_*}\right) \quad \text{per } 1 \leq D_* \leq 10 \\ \left(\frac{u_*}{w}\right) \geq 0.4 \quad \text{per } D_* \geq 10 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{u_*}{w}\right) \leq \left(\frac{D_*}{4}\right) \quad \text{per } 1 \leq D_* \leq 10 \\ \left(\frac{u_*}{w}\right) \leq 2.5 \quad \text{per } D_* \geq 10 \end{array} \right.$
Con: $D_* = \left(\frac{d \cdot g \cdot \Delta}{\nu^2}\right)^{1/3}$ e $\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)$		

Il numero di mobilità, numero di Froude sedimentologico, o sforzo tangenziale adimensionale, può essere espresso in funzione del rapporto u_*/w :

$$Fr_* = \tau_* = \frac{u_*^2}{g \cdot \Delta \cdot d} = \left(\frac{4}{3}\right) \cdot \left(\frac{1}{C_D}\right) \cdot \left(\frac{u_*^2}{w^2}\right) \quad (1.3)$$

I valori limiti in Tabella 1.2 possono essere disegnati sul diagramma di Shields (Figura 1.2). Il trasporto in sospensione è reso possibile dalla turbolenza della corrente la quale, grazie alle componenti fluttuanti di velocità verticali v_z , riesce ad equilibrare il flusso verso il basso, con velocità pari a quella di caduta w , delle particelle solide. La turbolenza della corrente causa il mescolamento delle particelle con quelle circostanti ed un flusso diffusivo di sedimenti, in aggiunta a quello convettivo, dalle zone a concentrazione maggiore a quelle con minore. Il flusso diffusivo è tanto maggiore quanto più elevato il gradiente di concentrazione, nella

direzione del moto, ed è diretto dalla zona a concentrazione maggiore a quella minore (Fiorillo, 2005).

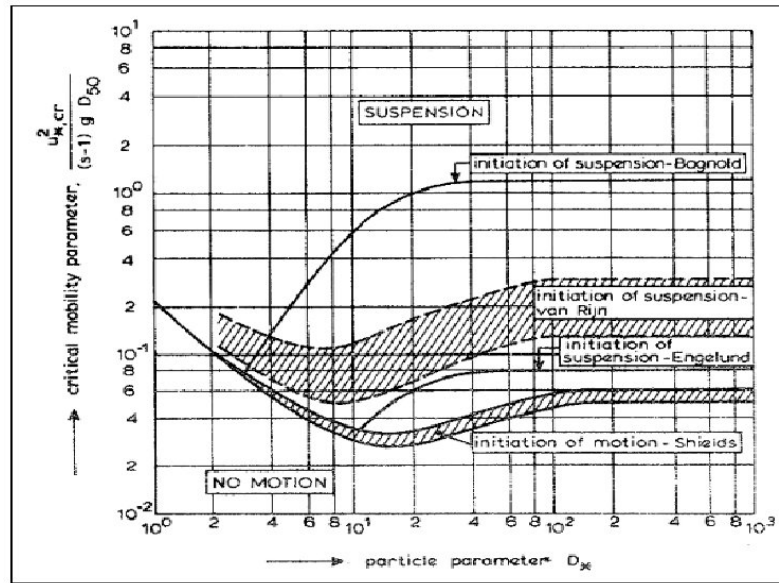


Figura 1.2 Indicazioni sul diagramma di Shields modificato dei limiti d'incipiente trasporto in sospensione proposti da diversi autori (Fiorillo, 2005).

Il sedimento in sospensione è altamente variabile sia nel tempo che nello spazio, con una ulteriore difficoltà nell'ottenere le misure esatte e rappresentative. Il sedimento in sospensione è modellato usando un'equazione convettiva-diffusiva. La portata solida in sospensione, q_{ss} , è determinata, conoscendo la distribuzione verticale di velocità $v(z)$ e di concentrazione $c(z)$, mediante l'integrale:

$$q_{ss} = \int_a^h c(z) \cdot v(z) \cdot dz \quad (1.4)$$

Einstein ha utilizzato la distribuzione di concentrazione di Rouse e la distribuzione di velocità logaritmica, assumendo $a = 2D$:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^{\left(\frac{w}{\beta \cdot k \cdot u_*} \right)} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{2 \cdot D}{(h-2) \cdot D} \right)^{\left(\frac{w}{\beta \cdot k \cdot u_*} \right)} \quad (1.5)$$

dove h è il tirante idrico, β è una costante e k è la costante di von Karman.

Lane & Kalinske (1941) hanno invece usato la distribuzione di concentrazione ricavata integrando l'equazione convettiva-diffusiva in condizioni di equilibrio che esprime la condizione di equilibrio tra il flusso diretto verso il basso, dovuto alla velocità di caduta, ed il flusso diffusivo diretto verso l'alto, dovuto alle fluttuazioni turbolente. La distribuzione assume la forma:

$$w \cdot c + \varepsilon_s \cdot \frac{\partial c}{\partial z} = 0 \quad (1.6)$$

dove ε_s è il coefficiente di diffusione della fase solida che assume un valore costante medio pari a:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{6} k \cdot u_* \cdot h \quad (1.7)$$

La distribuzione verticale della concentrazione, espressa dalla:

$$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{w}{\bar{\varepsilon}}(z-a)} \quad (1.8)$$

può essere scritta, inserendo il valore medio $\bar{\varepsilon}$ (equazione 1.7), nella forma:

$$\frac{c}{c_a} = e^{-6 \left(\frac{w}{k \cdot u_*} \right) \left(\frac{z-a}{h} \right)} \quad (1.9)$$

Questa distribuzione fornisce, a differenza di quella di Rouse, un valore di c non nullo in superficie ed un valore finito al fondo ($z = 0$).

Van Rijn (1984) ha, invece, integrato l'equazione convettiva-diffusiva in condizioni d'equilibrio considerando una distribuzione verticale di ε parabolica-costante, giustificando quest'assunzione sulla base dei dati sperimentali di Coleman (1970, 1986). Per $z/h \leq 0.5$ vale:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^{Z_*} \quad (1.10)$$

essendo Z_* il parametro del trasporto in sospensione:

$$Z_* = \frac{w}{\beta \cdot k \cdot u_*} \quad (1.11)$$

che fornisce, per $z = 0.5 \cdot h$:

$$c \cdot \left(\frac{h}{2} \right) = c_a \cdot \left(\frac{a}{h-a} \right)^{Z_*} \quad (1.12)$$

Per $z/h \geq 0.5$, Van Rijn utilizza la distribuzione ottenuta integrando l'espressione 1.6 con ε costante pari a:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{4} k \cdot u_* \cdot h \quad (1.13)$$

e

$$\frac{c}{\left(\frac{h}{2} \right)} = e^{-\frac{w}{\varepsilon_{\max}}(z-0.5h)} \quad (1.14)$$

Quindi sostituendo il valore $c \cdot (h/2)$, della 1.12 ed il valore ε_{\max} da 1.13, Van Rijn ottiene, dunque, per $z > 0.5 \cdot h$:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{a}{h-a} \right)^{Z_*} \cdot e^{-4 \cdot \frac{w}{k \cdot u_*} \left(\frac{z}{h} - 0.5 \right)} \quad (1.15)$$

Questa parte del trasporto solido non è argomento della presente tesi di dottorato.

1.2 IL TRASPORTO SOLIDO DI FONDO

L'analisi del trasporto solido di fondo prende origine dallo studio sulle condizioni d'inizio del moto delle particelle solide disposte sul fondo d'alveo. Le indagini su questa condizione d'equilibrio limite, detta anche di moto incipiente, possono essere condotte ricorrendo ad equazioni in cui figura un parametro critico d'inizio del movimento (velocità, pendenza, sforzo di tangenziale, portata). Come caratteristica cinematica della corrente si fa spesso riferimento alla velocità critica V_c , definita come il valore medio della velocità della corrente che discrimina lo stato fisico di non-movimento del materiale solido da quello di trasporto. A parità di altre condizioni, all'aumentare della velocità le azioni idrodinamiche riescono a vincere le azioni stabilizzanti, mettendo in movimento la particella. Il tipo di movimento di una particella trasportata al fondo può essere ricondotto ad una dei seguenti tre schemi (Figura 1.3):

- strisciamento (attrito): La particella striscia sul fondo; le forze idrodinamiche devono superare la reazione vincolare d'attrito radente;
- ribaltamento (senza attrito): La particella è parzialmente incastrata sul fondo; le forze idrodinamiche devono farla ruotare rispetto al punto d'appoggio;
- saltellamento: La particella è parzialmente incastrata sul fondo; le forze idrodinamiche devono sollevarla rispetto al fondo.

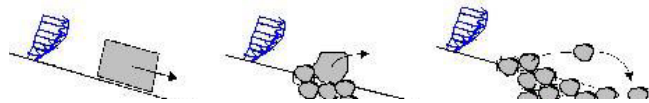


Figura 1.3 Possibilità di movimento delle particelle (Fiorillo, 2005).

Un grano isolato, soggetto alla forza esercitata dalla corrente, si trova in una condizione di equilibrio tra le forze destabilizzanti dovute alla portanza ed al trascinamento, e la forza di attrito stabilizzante. Dal punto di vista dinamico, il movimento della particella è considerato funzione di un parametro denominato tensione di trascinamento τ , il cui valore minimo τ_c affinché abbia luogo il moto, individua la condizione critica. La rappresentazione del fenomeno del trasporto solido di fondo, relativamente alla condizione di moto incipiente, proposta da Shields (1936) si fonda sulla teoria della velocità in corrispondenza delle particelle che viene stimata utilizzando un profilo logaritmico. Shields, eseguendo un bilancio di forze sulla singola particella, giunse al seguente legame funzionale (valido nel caso di fondo orizzontale e particelle di ugual diametro):

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = f\left(\Re_{e_*}, \frac{h}{d}\right) \quad (1.16)$$

dove: τ_c^* è la tensione di trascinamento critica adimensionale; τ_c è la tensione critica di trascinamento; γ e γ_s sono i pesi specifici del fluido e delle particelle; d è il diametro caratteristico delle particelle; h/d è la sommergezza relativa dato come il rapporto tra il tirante di moto uniforme ed il diametro caratteristico delle particelle. Il numero di Reynolds di parete \Re_{e_*} è definito dal rapporto:

$$Re_* = \frac{d \cdot u_*}{\nu} \quad (1.17)$$

dove ν è la viscosità cinematica del fluido.

L'esatta forma matematica del legame funzionale è comunemente denominato Diagramma di Shields (Figura 1.4). Nel diagramma di Shields si distinguono tre regioni a comportamento distinto. Per valori del numero di Reynolds minori dell'unità, vi è una proporzionalità inversa tra il parametro di Shields ed il numero di Reynolds della corrente di fondo (flusso laminare). Per valori di $Re_* > 400 - 500$ il parametro di Shields è costante e pari a 0.056 - 0.06 (flusso turbolento), mentre per i punti della curva intermedi si ha la transizione tra i due andamenti. La curva rappresenta lo stato di equilibrio limite, ovvero le situazioni in cui la tensione tangenziale della corrente τ misurata al fondo, è pari al calore critico τ_c ; nei punti al di sopra della curva sussistono le condizioni di trasporto ($\tau > \tau_c$), al di sotto invece le condizioni di deposito ($\tau < \tau_c$). Nel caso di corsi d'acqua naturali, potendo ipotizzare un regime turbolento di parete scabra della corrente ($Re_* > 400 - 500$), il numero di Reynolds non interviene nella definizione delle condizioni di moto incipiente ed il parametro di Shields assume il valore costante di 0.056:

$$\tau_c = 0.056 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d \quad (1.18)$$

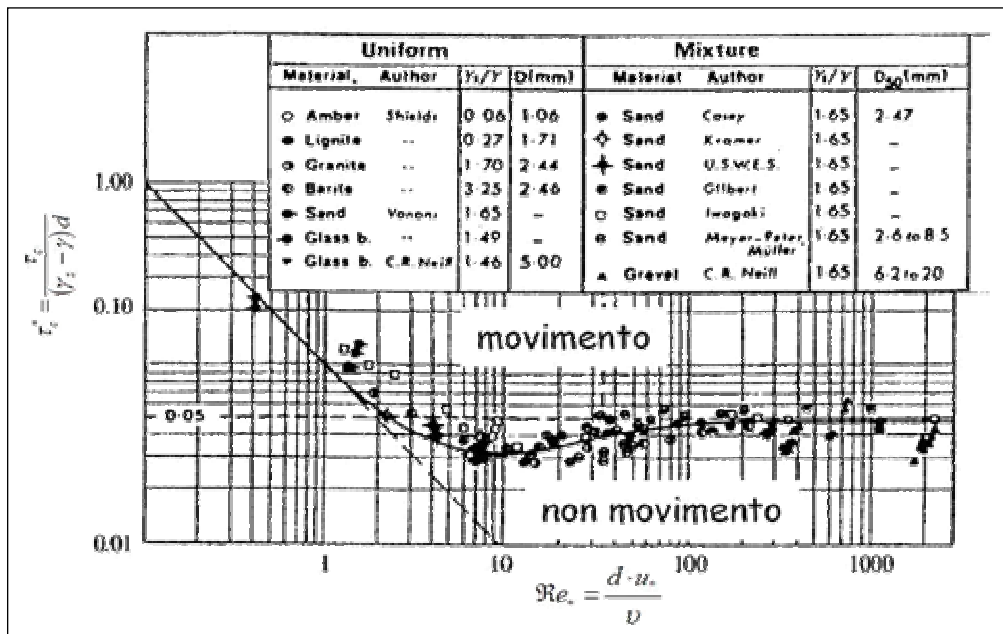


Figura 1.4 Diagramma di Shields.

La determinazione della tensione critica di trascinamento è stata inizialmente condotta quasi esclusivamente per via empirica. Meyer - Peter & Müller (1948) ha proposto, la seguente equazione:

$$\tau_c = 0.047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d \quad (1.19)$$

Un modo per unificare i due approcci (cinematico e dinamico) alla determinazione per la condizione di moto incipiente, è definire *critico* quel valore che compete alla velocità media della corrente quando la tensione di trascinamento al fondo è pari proprio alla del suo valore

critico τ_c . Nelle ipotesi di alveo piano, materiale incoerente, campo di moto bidimensionale, moto uniforme della corrente, moto puramente turbolento e condizione idraulica di microscabrezza ($h \gg d$), si ottiene (in Mao, 2004):

$$V_c = 5.71 \cdot R^{1/6} \cdot d^{1/3} \quad (1.20)$$

Per quanto riguarda la valutazione della portata solida per trascinamento di fondo vi sono tre tipi di approccio (Mao, 2004): equazioni del tipo *Du Boys*, che considerano la differenza tra la tensione tangenziale e quella critica τ_c ; equazioni del tipo *Schoklitsch*, che fanno riferimento alla differenza di portata rispetto alla portata unitaria critica q_c ; equazioni del tipo *Einstein*, che si basano su considerazioni statistico - probabilistiche.

Il modello di trasporto proposto da Du Boys (1879) si basa sulle seguenti ipotesi:

- il materiale del fondo è suddiviso in n strati di spessore d (dello stesso ordine di grandezza della dimensione media dei grani che lo costituiscono);
- la sezione è larga;
- i diversi strati, soggetti alla tensione tangenziale di trascinamento, si muovono con una velocità che varia linearmente (di Δv) verso il basso; lo strato in superficie si muove con velocità $(n-1) \Delta v$, mentre quello più profondo è fermo;
- esiste una condizione di equilibrio tra la tensione tangenziale esercitata dalla corrente e quella resistente, dato che l'ultimo strato è immobile.

Ne risulta che:

$$\tau = \gamma \cdot S \cdot \gamma = \varepsilon (\gamma_s - \gamma) \cdot n \cdot d \quad (1.21)$$

dove S è la pendenza ed ε è il coefficiente di attrito (supposto costante per tutti gli strati).

La portata solida volumetrica per unità di larghezza dell'alveo q_s ($m^3 s^{-1} m^{-1}$) si ottiene dal prodotto della sezione trasversale del gruppo di n strati per la velocità media:

$$q_s = v_s (0 + 1 + 2 + 3 + \dots + n - 1) d = d \cdot v_s \cdot \left(\frac{n-1}{2} \right) \cdot n \quad (1.22)$$

La portata solida ponderale per unità di larghezza ($kg s^{-1} m^{-1}$) si può agevolmente ricavare dalla q_s :

$$g_s = \gamma_s \cdot q_s \quad (1.23)$$

La condizione critica, corrispondente alle condizioni di moto incipiente, si realizza in corrispondenza dello strato più profondo ($n = 1$):

$$g_s = \left[\frac{v_s \cdot d}{2 \cdot \tau_c} \right] \cdot \gamma_s \cdot \tau \cdot (\tau - \tau_c) \quad (1.24)$$

Considerando il termine $\psi = v_s \cdot d / 2 \tau_c^2$ come un coefficiente dipendente dalle caratteristiche del materiale:

$$g_s = \gamma_s \cdot \psi \cdot \tau \cdot (\tau - \tau_c) \quad (1.25)$$

Dall'equazione 3.21 si evince con chiarezza che la portata solida risulta proporzionale al superamento della tensione di trascinamento rispetto al valore critico. Vari studi ed esperimenti hanno mostrato che nonostante il movimento del fondo di un corso d'acqua non

sia in realtà schematizzabile secondo lo schema fisico proposto da Du Boys, la formula da lui proposta interpreta abbastanza bene i risultati di molte prove di laboratorio e di campagna. Donat (1929) dimostrò inoltre che la formula di Du Boys può essere formalmente giustificata anche senza ipotesi sulla cinematica delle particelle. Naturalmente l'utilizzazione appropriata dell'equazione di Du Boys richiede una corretta valutazione del coefficiente ψ . Schoklitsch (1914) ha proposto:

$$\psi = \frac{0.54}{\gamma_s - \gamma} \quad (1.26)$$

Ad una formulazione del tipo Du Boys è riconducibile analiticamente anche la formula di Schoklitsch (1914). Assumendo per la tensione critica di trascinamento l'espressione $\tau_c = \gamma \cdot h_c \cdot S$ ed applicando l'equazione di Gauckler-Manning, dalla formula di Du Boys si ottiene:

$$g_s = \gamma_s \cdot \psi \cdot i^{1.4} \cdot \gamma^2 \cdot n^{1.2} \cdot (q - q_c) \quad (1.27)$$

in cui n è l'indice di scabrezza di Manning e q_c la portata critica unitaria.

Sperimentalmente Schoklitsch (1934) ottenne una nuova espressione per la quantificazione della portata solida ponderale per unità di larghezza:

$$g_s = \frac{7000 \cdot i^{3/2} \cdot (q - q_c)}{d^{1/2}} \quad (1.28)$$

Meyer-Peter & Müller (1948) sulla base di un gran numero di prove di laboratorio effettuate con materiali a granulometria non uniforme (diametro medio variabile tra 0.4 e 29 mm) e pendenze variabili tra 0.04 e 2%, ricavarono una formula per la valutazione del trasporto solido che ha la seguente espressione:

$$\frac{\gamma \cdot R \cdot S \cdot \left(\frac{K_s}{K_g} \right)^{3/2}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} - 0.047 = 0.25 \cdot \rho^{1/3} \cdot \frac{q_s^{2/3}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (1.29)$$

dove ρ è la densità dell'acqua, R_H è il raggio idraulico, K_s è il coefficiente di Strickler relativo al complesso delle resistenze al moto della corrente, K_g è il coefficiente di Strickler imputabile alla sola resistenza dovuta alle particelle solide e d è il diametro medio. Nel caso di fondo piano K_s coincide con K_g , mentre in presenza di forme di fondo il rapporto K_s / K_g assume valori inferiori all'unità.

La formula di Einstein (1950) va considerata a parte rispetto a quelle precedentemente illustrate infatti, il principio su cui si basa non è il superamento di un valore critico per l'inizio del movimento, ma la probabilità che tale evento si verifichi. La teoria si basa sulle seguenti assunzioni (Mao, 2004):

- nel moto di una corrente vi è un intenso scambio di particelle tra il fondo e la corrente solida;
- le particelle solide si muovono su di un letto costituito da materiale dello stesso tipo; il materiale è completamente definito dal suo diametro d e dal peso specifico γ_s ;

- il movimento della corrente solida è molto più lento rispetto a quello della corrente liquida; tale movimento avviene attraverso rapidi spostamenti delle particelle, intervallati da periodi di riposo relativamente lunghi;
- la lunghezza media degli spostamenti delle particelle non dipende dalle caratteristiche della corrente liquida o dalla composizione del letto, ma dalle sole dimensioni della particella;
- le velocità medie di trasporto delle singole particelle sono condizionate dalle diverse durate dei periodi di riposo, legate alle condizioni idrauliche della corrente.

Sulla base di queste considerazioni, il moto incipiente venne definito da Einstein come una condizione dinamica, in cui il numero di particelle che si depositano nell'unità di tempo su una superficie di fondo con area unitaria, è uguale a quello di particelle che nello stesso tempo vengono asportate, dalla stessa superficie, dalla corrente. Einstein espresse il numero di particelle depositate su una superficie unitaria nell'unità di tempo come:

$$N_1 = \frac{g_s \cdot i_s}{(A_L \cdot d) \cdot (\gamma_s A_2 \cdot d^3)} \quad (1.30)$$

dove g_s è la portata solida secca in peso per unità di larghezza dell'alveo ($\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-3}$); i_s è la percentuale di particelle di g_s con diametro d misurato in metri; A_L e A_2 sono due costanti; $A_L d$ rappresenta la lunghezza dello spostamento medio (m).

La velocità di erosione del fondo nell'unità di tempo è proporzionale al numero di particelle esposte alla corrente nell'unità di area, moltiplicata per la probabilità p_s che ha una particella di essere erosa. Il numero di particelle erose dal fondo nell'unità di tempo e di area è:

$$N_2 = \frac{i_s' \cdot p}{A_1 \cdot A_3 \cdot d^2} \cdot \sqrt{\frac{g(\rho_s - \rho)}{d \cdot \rho}} \quad (1.31)$$

in cui i_s' è la percentuale della superficie con area unitaria occupata da particelle di diametro d , e p è la probabilità che avvenga l'erosione. Uguagliando il numero di particelle depositate e quello delle particelle erose si ottiene la condizione di equilibrio:

$$\frac{g_s \cdot i_s}{A_L \cdot A_2 \cdot \gamma_s \cdot d^4} = \frac{i_s' \cdot p}{A_3 \cdot A_1 \cdot d^2} \cdot \sqrt{\frac{g(\rho_s - \rho)}{d \cdot \rho}} \quad (1.32)$$

La probabilità di erosione p è dunque legata alla lunghezza dello spostamento $A_L d$, che a sua volta risulta essere la somma di una serie di salti elementari in rapida successione di lunghezza media λd , con λ costante. Dopo una serie di manipolazioni della formula di equilibrio, si arriva a dire che:

$$\frac{p}{(p-1)} = A_* \left(\frac{i_s}{i_s'} \right) \cdot \Phi \quad (1.33)$$

dove: A_* è il raggruppamento delle costanti definito dall'espressione:

$$A_* = \frac{A_1 \cdot A_3}{A_2 \cdot \lambda} \quad (1.34)$$

e Φ è la intensità di trasporto valutata mediante la seguente equazione:

$$\Phi = \frac{g_s}{g \rho_s} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho}} \cdot \sqrt{\frac{1}{g d^3}} \quad (1.35)$$

Denominando $\Phi_* = \Phi (i_s/i_s')$, si giunge all'equazione:

$$p = \frac{A_* \cdot \Phi_*}{1 + A_* \cdot \Phi_*} \quad (1.36)$$

Considerando che la probabilità p che la particella venga erosa viene definita come la frazione di tempo durante la quale in un punto della superficie è possibile il verificarsi delle condizioni per cui il flusso abbia la forza sufficiente a spostare la particella, Einstein, adottando una distribuzione delle velocità di tipo Keulegan, arrivò a definire un altro parametro adimensionale di mobilità Ψ :

$$\Psi = \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{d}{y' \cdot j} \right] \quad (1.37)$$

in cui y' è la frazione di tirante idraulico che soddisfa l'equazione di resistenza idraulica originata esclusivamente dalla scabrezza delle particelle del fondo.

Engelund & Hansen (1967) calcola il trasporto totale di fondo in forma adimensionale Φ_t , come:

$$\Phi_t = \frac{q_t}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d^3}} \quad (1.38)$$

$$\Phi_t = 0.1 \cdot \left(\frac{C^2}{2 \cdot g}\right) \cdot \theta^{2.5} \quad (1.39)$$

essendo C il numero di Chezy, q_t il trasporto totale di sedimento sul fondo e g è l'accelerazione di gravità. Lo sforzo tangenziale adimensionale al fondo θ , è definito come:

$$\theta = \frac{U_f^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d} \quad (1.40)$$

dove il U_f è la velocità di attrito totale, la d è il diametro del grano e ρ_s/ρ è la densità relativa del material di fondo. Questa formula suppone che lo sforzo di tangenziale adimensionale al fondo θ sia molto più grande del parametro critico di Shields per l'inizio del trasporto θ_c .

Ackers & White (1973) basandosi sul concetto di *Stream Power* descritto da Bagnold (1966) formulano il trasporto totale adimensionale di fondo, G_{gr} :

$$G_{gr} = C \left[\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right]^m \quad (1.41)$$

in cui C , m e A sono parametri del modello che dipendono del diametro delle particella adimensionale, D_{gr} , definito come:

$$D_{gr} = d \cdot \frac{g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)}{v^2} \quad (1.42)$$

dove v è la viscosità cinematica dell'acqua. Il numero generale di mobilità del sedimento, F_{gr} , è definito come:

$$F_{gr} = \frac{U_f^n}{\sqrt{g \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)}} \cdot \left[\frac{V}{\sqrt{32 \cdot \log \left(\frac{10 \cdot h}{d} \right)}} \right]^{(1-n)} \quad (1.43)$$

dove il U_f è la velocità di attrito totale, h è la profondità dell'acqua, V è la velocità media, n è una costante che dipende da D_{gr} che varia da 0 per materiale granulare ad 1 per materiale fine.

Il parametro di trasporto G_{gr} è definito come:

$$F_{gr} = \frac{X \cdot h}{\frac{\rho_s}{\rho} \cdot d} \cdot \left(\frac{U_f}{V} \right)^n \quad (1.44)$$

dove X è la massa unitaria di trasporto di sedimento.

Engelund & Fredsøe (1976) calcolano il trasporto di sedimento totale q_t come la somma del trasporto di fondo q_b e trasporto in sospensione, q_s . Si suppone che il trasporto di fondo avvenga in uno singolo strato di spessore uguale ad un diametro d del grano. Il trasporto di fondo, q_b , è calcolato come:

$$q_b = 5 \cdot p \cdot (\sqrt{\theta} - 0.07 \cdot \sqrt{\theta_c}) \cdot \sqrt{g \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)} \Rightarrow \text{se } \theta > \theta_c \quad (1.45)$$

dove p è la probabilità che tutte le particelle in un singolo strato siano in movimento, θ è lo sforzo tangenziale adimensionale al fondo θ o parametro di Shields e θ_c è quello critico per l'inizio del movimento. La probabilità p si conosce come:

$$p = \left[1 + \left(\frac{\frac{\pi}{6} \cdot \beta}{\theta - \theta_c} \right) \right] \quad (1.46)$$

in cui β è il coefficiente d'attrito dinamico. La formulazione del trasporto di Engelund & Fredsøe è stata sviluppata in base ai dati ottenuti dagli esperimenti con il materiale di fondo costituito da sabbie di granulometria non uniforme.

Smart e Jäeggli (1983) hanno esteso la formula di Meyer – Peter & Müller a corsi d'acqua con elevate pendenze, svolgendo indagini sperimentali nello stesso laboratorio di Zurigo. Essi hanno sperimentato con pendenze variabili tra 3 e 20%. La formulazione di Smart e Jäeggli ha conto degli effetti sia dei sedimenti non -uniformi sia delle pendenze che inducono all'inizio del moto, ottenendo la seguente formula:

$$\Phi = 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot S_f^{0.6} \cdot \theta^{0.5} \cdot (\theta - \theta_{cr}) \cdot \left(\frac{u}{u_*} \right) \quad (1.47)$$

dove D_{90} e D_{30} sono il 90% e 30%, rispettivamente, del passante al setaccio dei sedimenti; S_f è la pendenza della linea dell'energia. Il termine $(D_{90}/D_{30})^{0.2}$ vale mediamente 1.05, mentre il θ_{cr} è posto pari a 0.056. Questa formulazione è idonea per corsi d'acqua con il fondo costituito da ghiaia di distribuzione non uniforme. Il campo d'applicazione della formulazione sono i corsi d'acqua di montagna con pendenza da 0.0004 e superiori ad 0.2 (DHI, 2005).

Wu et al. (2000) hanno proposto la seguente formulazione per il calcolo del trasporto solido di fondo:

$$\frac{q_{bk}}{p_{bk} \cdot \sqrt{(\gamma_s/\gamma - 1)} \cdot g \cdot d_k^3} = 0.0053 \cdot \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{0.2} \cdot \frac{\tau_b}{\tau_{ck}} - 1 \right]^{2.2} \quad (1.48)$$

dove q_{bk} è la capacità di trasporto al fondo relativo ai sedimenti della classe k-esima per unità di larghezza del canale (m^2/s); p_{bk} la percentuale del materiale d'alveo relativo ai sedimenti della classe k-esima; n il coefficiente di scabrezza del fondo alveo e n' il coefficiente di scabrezza dovuta alla particella del fondo alveo, espresso con $n' = d_{50}^{1/6}/20$; τ_b lo sforzo tangenziale totale sull'alveo, $\tau_b = \gamma \cdot R_b \cdot S_f$; R_b è il raggio idraulico per il fondo del canale determinato come $R_b = (n \cdot U)^{3/2} / S_f^{3/4}$; S_f la pendenza della linea di energia; U la velocità media della corrente; τ_{ck} lo sforzo tangenziale critico per l'inizio del moto del fondo alveo relativo ai sedimenti della classe k-esima. Lo sforzo tangenziale critico per i sedimenti non-uniformi è diverso da quello per i sedimenti uniformi. Preso in considerazione il fenomeno del corazzamento e dell'esposizione di materiale non-uniforme dell'alveo, τ_{ck} è:

$$\tau_{ck} = 0.03 \cdot \left(\frac{p_{hk}}{p_{ek}} \right)^{0.6} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_k \quad (1.49)$$

dove p_{hk} e p_{ek} sono le probabilità che la particella della frazione k-esima del materiale di fondo appartenga al corazzamento oppure sia movimentabile per le sue esposizione alla corrente e sono definite come segue:

$$p_{hk} = \sum_{j=1}^N p_{bj} \cdot d_j / (d_k + d_j) \quad e \quad p_{ek} = \sum_{j=1}^N p_{bj} \cdot d_k / (d_k + d_j). \quad (1.50)$$

Nella letteratura internazionale, le formule proposte per la valutazione del trasporto solido di fondo sono numerosissime. Molte di queste sono basate su prove realizzate in laboratorio su canalette sperimentali, ed in questo caso non possono essere applicabili pedissequamente per la determinazione del trasporto solido in un corso d'acqua naturale, in quanto risentono delle condizioni sperimentali con cui sono state ricavate (pendenze, granulometria, forme di fondo, portate, ecc). Nella Tabella 1.3 viene presentato un riassunto delle formule maggiormente citate, segnalando i loro limiti di applicabilità.

Tabella 1.3 Principali formule per il calcolo della capacità di trasporto di fondo.

Autore	Formula	Limiti
Du Boys (1879)	$q_s = \left(\frac{\varepsilon \cdot V_s}{2 \cdot \tau_{cr}^2} \right) \cdot (\tau - \tau_{cr}) \cdot \tau$	<ul style="list-style-type: none"> • Variazione lineare della velocità. • Sforzo Coulombiano • Valori della costante proposti da Schöcklitsch e Straub sviluppati in laboratorio con diametri uniformi di varie tipi di sabbia e porcellana.
Schöcklitsch (1914)	$\Phi = S_f^{1.5} \cdot \left(\frac{2.5}{\Delta + 1} \right) \cdot \left(\frac{q - q_{cr}}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> • $0.3 < d < 7.0 \div 44.0mm$ • $5\% < S < 9\%$ • Per granulometria non uniformi, $d = d_{40}$. • Basato in risultati di laboratorio.
Shields (1936)	$q_s = 10 \cdot \tau^{1.5} \cdot (\tau - \tau_{cr}) \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_s} \right) \cdot \left(\frac{V}{u_*} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> • $1.56 < d < 2.47mm$ • $1.06 < \rho_s / \rho < 4.25$
Meyer-Peter & Müller (1948)	$\frac{Ri_f}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \cdot d_{50}} \cdot \left(\frac{k_s}{k_s^1} \right)^{\frac{3}{2}} - 0.047 = 0.25 \cdot \frac{G_s^{2/3}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \cdot \rho^{2/3} \cdot g \cdot d_{50}}$	<ul style="list-style-type: none"> • $\rho_s / \rho = 1.25 \div 4.0$ • $\theta_{cr} = 0.047$ (Zeller) • $V = 0.366 \div 2.867 [m^3/s]$ • $S = 0.0004 \div 0.02$ • k_s' stimato • $0.4 < d < 28.6mm$
Einstein (1950)	$\Phi^* = \varepsilon_p \cdot y_p \cdot \left[\frac{\log 10.6}{\log \left[10.6 \cdot \left(\frac{X}{d_{65}} x_c \right) \right]} \right]^2 \cdot \frac{1}{\phi_\phi'}$	<ul style="list-style-type: none"> • Risultati uguali a M-P & M per $F > 10$. • $0.8 < d < 28.6mm$ (oltre sottostima) • $1.25 < \rho_s / \rho < 4.25$ • Formula per miscele di sabbia ottenuta in laboratorio.
Laursen (1958)		Formula in campo <ul style="list-style-type: none"> • $0.08 < d_m < 0.7[mm]$ • $V = 0.0207 \div 2.379 [m^3/s]$ • $S = 0.0000021 \div 0.0018$ • $T = 0 \div 33.89 [^\circ C]$
		Formula in laboratorio <ul style="list-style-type: none"> • $0.011 < d_m < 29[mm]$ • $V = 0.2135 \div 2.867 [m^3/s]$ • $S = 0.00025 \div 0.025$ • $T = 7.78 \div 28.33 [^\circ C]$
Bagnold (1966)	$\Phi = 3.1 \cdot \theta^{0.5} \cdot (\theta - \theta_{cr})$	<ul style="list-style-type: none"> • Sviluppata teoricamente dalla teoria del potenziale della corrente. • Risultati molto simili a Smart e Jäeggi.

Autore	Formula	Limiti
Engelund & Hansen (1967)	$\Phi = 0.1 \cdot \left(\frac{C^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \theta^{2.5} \quad \dot{\Phi}_l = \frac{q_l}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \cdot g \cdot d^3}}$	<ul style="list-style-type: none"> • $\theta > \theta_{cr}$ • $0.19 < d_m < 0.93mm$ • $V = 0.1983 \div 1.9337 [m^3/s]$ • $F < 0.8$ Corrente lenta • $S = 0.000055 \div 0.019$ • $T = 7.22 \div 33.89 [^\circ C]$
Toffaleti (1968)		Formula in campo <ul style="list-style-type: none"> • $0.062 < d < 4[mm]$ • $0.095 < d_m < 0.76[mm]$ • $V = 0.2135 \div 2.379 [m^3/s]$ • $S = 0.000002 \div 0.0011$ • $T = 0 \div 33.89 [^\circ C]$
		Formula in laboratorio <ul style="list-style-type: none"> • $0.062 < d < 4[mm]$ • $0.45 < d_m < 0.91[mm]$ • $V = 0.2135 \div 1.9215 [m^3/s]$ • $S = 0.00014 \div 0.019$ • $T = 4.44 \div 33.89 [^\circ C]$
Ashida & Michiue (1971)	$\Phi = 17 \cdot \tau^{0.5} \cdot \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau}} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> • $0.3 < d < 7.0mm$
Ackers & White (1973)	$G_{gr} = C \left[\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right]^m e$ $q_{st} = v \cdot d \cdot \left(\frac{C}{\sqrt{g}} \right)^n \cdot c \cdot \left[\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right]^m$	<ul style="list-style-type: none"> • $0.04 < d < 7.0[mm]$ • $\rho_s / \rho = 1.0 \div 2.7$ • $V = 0.0214 \div 2.1655 [m^3/s]$ • $F < 0.8$ Corrente lenta • $S = 0.00006 \div 0.037$ • $T = 7.78 \div 31.66 [^\circ C]$
Yang (1973)		Formula in campo per sabbia <ul style="list-style-type: none"> • $0.15 < d < 1.7[mm]$ • $V = 0.244 \div 1.952 [m^3/s]$ • $S = 0.000043 \div 0.028$ • $T = 0 \div 34.44 [^\circ C]$
Yang (1984)		Formula in campo per ghiaia <ul style="list-style-type: none"> • $2.5 < d < 7.0[mm]$ • $V = 0.427 \div 1.5555 [m^3/s]$ • $S = 0.0012 \div 0.029$ • $T = 0 \div 34.44 [^\circ C]$
Engelund & Fredsøe (1976)	$q_b = 5 \cdot p \cdot (\sqrt{\theta} - 0.07 \cdot \sqrt{\theta_c}) \cdot \sqrt{g \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)}$	<ul style="list-style-type: none"> • $\theta > \theta_c$ • Trasporto di fondo in uno singolo strato di spessore uguale ad un diametro del grano, d. • Ottenuti con materiale di fondo di frazioni di sabbia
Smart & Jæggi (1983)	$\Phi = 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot S_f^{0.6} \cdot \theta^{0.5} \cdot (\theta - \theta_{cr}) \cdot \left(\frac{u}{u_*} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> • $(d_{90}/d_{30})^{0.2} = 1.05$ • $\theta_{cr} = 0.05$ e $d_{50} > 0.04mm$ • $3\% < S < 20\%$

Autore	Formula	Limiti
Van Rijn (1984)	$\frac{q_s}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}} = 0.053 \cdot \left(\frac{\theta - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right)^{2.1} \cdot D_{*ad}^{-0.3}$	
Rickenmann (1989,1991)	$\Phi = 3.1 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot S_f^{0.6} \cdot \theta^{0.5} \cdot (\theta - \theta_{cr}) \cdot F^{1.1} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)$	<ul style="list-style-type: none"> • Derivata con apporto continuo di materiale. • $0.07 < S < 0.2$

1.3 IL TRASPORTO SOLIDO AL FONDO IN CORSI D'ACQUA MEANDRIFORMI

L'andamento delle linee di corrente ed i conseguenti processi del trasporto solido nei tratti ad elevata curvatura, rappresentano una componente della morfodinamica fluviale di particolare importanza, specie per la dinamica evolutiva dei corsi d'acqua meandriiformi. Il movimento del sedimento in un alveo di questo tipo, è principalmente influenzato dalle correnti secondarie a spirale che causano la sopraelevazione del pelo libero all'estradosso e creano delle celle di circolazione all'interno di una stessa sezione (Figura 1.5).

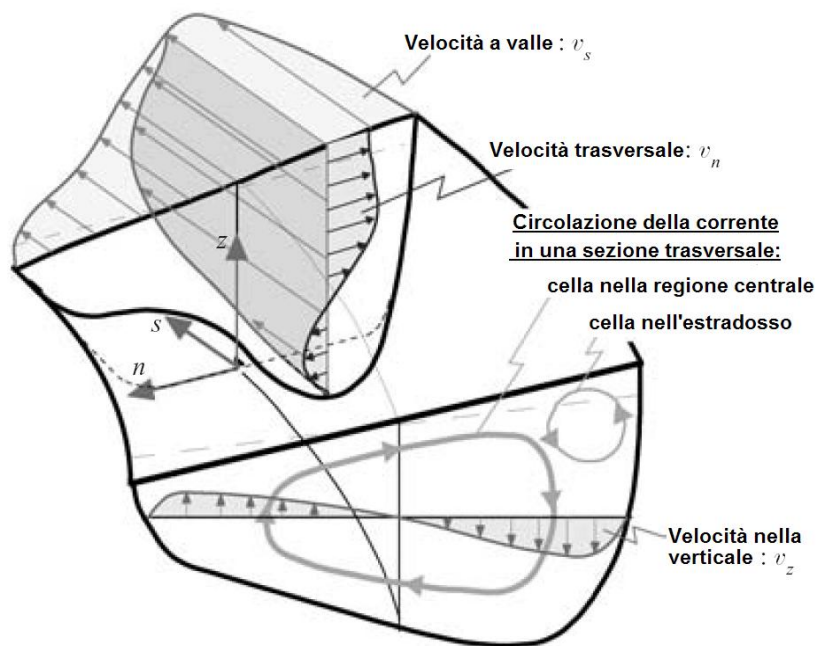


Figura 1.5 Schema della definizione del flusso in curva in un canale a pelo libero e la circolazione della corrente in una sezione tipica (Blanckaert & Vriend, 2004).

La corrente secondaria copre gran parte della sezione nella regione centrale ed è spesso lieve entità verso l'estradosso della sponda. Questo movimento è causato dalle forze centrifughe che accelerano le particelle d'acqua dal fondo verso la superficie, spingendole verso la parte esterna della curva (estradosso); la differenza di pressione così prodotta fra la linea di corrente l'intradosso e l'estradosso del campo del moto, viene equilibrata per continuità dalla migrazione delle particelle d'acqua prossime al fondo verso la parte interna della curva. La sovrapposizione di questa corrente secondaria con la direzione principale di flusso produce il

ben noto movimento a spirale, caratteristico dei tratti meandriiformi. In conseguenza di questo movimento a spirale, le particelle solide movimentate in prossimità del fondo si dirigono verso la parte interna della curva, dove si depositano per via della bassa velocità locale della corrente, dando origine alla formazione di una barra (*point bar*). Questo processo destabilizza l'equilibrio della distribuzione del sedimento lungo la sezione trasversale, causando l'erosione della sponda esterna della curva. La pendenza trasversale cresce con l'aumento della profondità di scavo e l'altezza della barra di meandro fino ad un determinato angolo di inclinazione della barra, in corrispondenza del quale la forza di gravità assume un ruolo non più trascurabile, deviando la direzione dei sedimenti verso l'esterno. In questa situazione, le particelle non seguono più la direzione dello sforzo di tangenziale al fondo, essendosi equilibrate le spinte fornite dalla corrente secondaria, verso l'alto, e dalla forza di gravità, verso il basso. Questo processo è illustrato nella Figura 1.6, nella quale viene schematizzato il meccanismo che governa il campo di moto in un tratto curvilineo di un alveo meandriiforme.

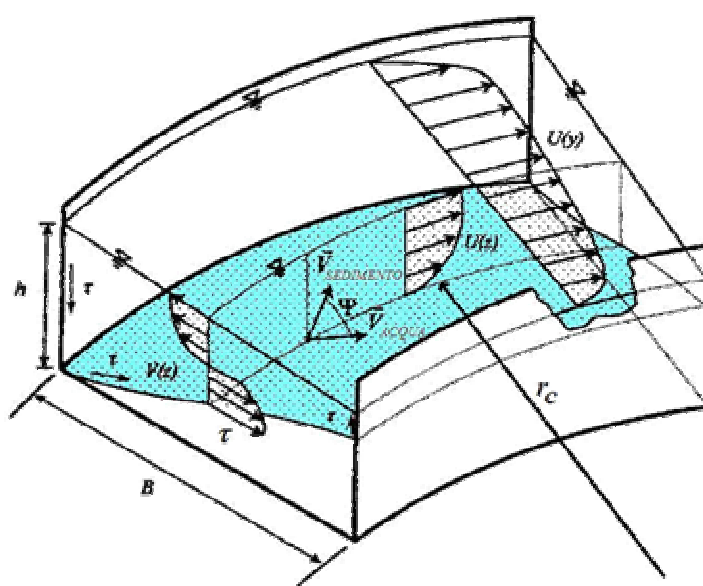


Figura 1.6 Schema di flusso in una curvatura del canale meandriiforme (Ruther & Olsen, 2005).

Il processo sopraccennato e la sua influenza sul trasporto del sedimento sono stati osservati e studiati durante le cinque decadi scorse. Dopo il lavoro di Van Bedegom (1947), un certo numero di ricerche si sono rese disponibili in letteratura per correlare il trasporto trasversale con la pendenza del fondo. Da quanto emerso dagli studi del movimento caratteristico delle particelle su fondali inclinati, si è appurato che il criterio che determina lo stato di movimento incipiente delle particelle solide nel presente caso differisce da quello valido per fondali piani. Concomitante al trasporto di sedimento per il moto secondario, è quello dovuto alla pendenza trasversale dell'alveo. Quest'ultimo in genere ha una influenza minore sull'evoluzione dell'alveo e sulla sua curvatura.

Nei corsi d'acqua, il processo principale nello sviluppo di un meandro è rappresentato dalla redistribuzione dello squilibrio della quantità di moto generata dalla forza centrifuga (Ikeda et al. 1981). Come già evidenziato, la quantità di moto presenta valori elevati in corrispondenza della sponda esterna, favorendo lo sviluppo di fenomeni erosivi, e di deposito sulla sponda interna, che portano allo sviluppo della barra. La redistribuzione di quantità di moto ed il flusso secondario conseguente forniscono una spiegazione sufficiente per la formazione del

meandro (Ikeda et. al. 1981; Blondeaux & Seminara, 1985). Ancora, Blondeaux & Seminara (1985) e Seminara & Turbino (1992) hanno dimostrato che le barre alternate possono innescare la formazione delle curvature di meandro nelle fasi iniziali del suo sviluppo .

Il trasporto di materiale solido di fondo è sempre accompagnato da fluttuazioni del fondo dell'alveo. Tali fluttuazioni si presentano in una varietà di scale, in conseguenza a fenomeni di scavo e di deposito in curve, che danno origine a forme morfologiche come *pool – riffles*, *ripples – dunes* e barre laterali, e consentono la loro migrazione ed interazione. Alla scala più bassa, anche in assenza di forme d'alveo chiaramente definite, fluttuazioni di altezza del fondo sono osservate alla scala del diametro D_{90} del materiale che lo costituisce. Gruppi di particelle grossolane si formano, si disaggregano e si bloccano per lo scavo, la rimozione degli elementi grossolani genera fori in cui i grani più fini sono intrappolati, ecc. I cambiamenti nell'altezza del fondo sono collegati tipicamente alle variazioni della portata solida al fondo. Queste formazioni sono una caratteristica interessante del trasporto di sedimenti, in forma singola o raggruppata, e sono essenziali per la comprensione della loro distribuzione.

1.4 MODELLI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO

La comprensione dei principi fisici che governano l'interazione tra il moto della corrente ed il trasporto di sedimento in canali, corsi d'acqua e zone costiere è, attualmente, uno dei principali obiettivi dell'ingegneria idraulica, per la sempre maggiore consapevolezza delle ripercussioni ambientali collegate all'erosione ed al deposito dei sedimenti. Il mantenimento dei canali di navigazione con una sezione di profondità adeguata, la protezione le sponde dall'erosione, gli effetti di predizione delle esondazione e gli effetti connessi alla costruzione ed al funzionamento di strutture idrauliche, sono alcuni dei campi di applicazione dei codici di calcolo idrodinamici (*Computational Fluid Dynamics*, CFD) con i quali si predice, non soltanto le caratteristiche del moto della corrente, usando i modelli avanzati di turbolenza, ma anche il cambiamento morfologico associato al trasporto del sedimento. Metodi molto efficaci sono a disposizione per simulare l'idrodinamica della corrente, anche per numeri Reynolds realistici ed in presenza di geometrie complesse; per esempio, i metodi ibridi basati sulla combinazione dell'equazioni di Navier-Stokes e Reynolds-media (*Reynolds-Averaged Navier-Stokes*, RANS) e la simulazione della viscosità completamente (*Large Eddy Simulation*, LES) come la simulazione della viscosità attraverso il distacco (*Detached Eddy Simulation*, DES), ed, i metodi basati sull'equazioni di RANS a moto permanente / vario che utilizzano modelli avanzati di turbolenza senza limitazioni introdotte per l'uso del comune approccio della funzione di parete (*wall-function*). Tuttavia quando la previsione del trasporto del sedimento fa parte della soluzione, è difficile proporre modelli esatti a causa delle interazioni tra il moto della corrente, il trasporto di sedimento ed il fondo l'alveo. Inoltre esistono le incertezze e l'empirismo relativo alla valutazione della componente del trasporto al fondo e dell'ingresso del sedimento (*entrainment*). Alcuni dei modelli più conosciuti per la valutazione del trasporto solido sono presentati in Tabella 1.4.

I sistemi completamente accoppiati, che risolvono in modo rigoroso il sistema di equazioni che governano la corrente liquida e quella solida, permettono la valutazione dei cambiamenti del fondo indotti da processi di deposito/erosione che a loro volta influenzano, non soltanto il trasporto del sedimento in sospensione, ma anche la distribuzione degli sforzi tangenziali sul fondo, il trasporto al fondo e, infine, la topografia. Esistono molti modelli 1D e 2D che sono stati usati con successo per predire la componente di trasporto del sedimento. Tuttavia, questi

modelli sono limitati dal fatto che in presenza di correnti secondarie non trascurabili, non riescono a rappresentarne gli effetti. Neppure un modello 3D a distribuzione idrostatica delle pressioni potrà predire esattamente i fenomeni di trasporto e delle correnti secondarie nelle regioni dove il flusso è fortemente 3D e dove sono presenti elevati gradienti avverso di pressione e/o separazione dello stato limite (per esempio, corso d'acqua con strutture idrauliche trasversali). Negli ultimi anni, sono stati proposti diversi modelli 3D che comprendono il trasporto del sedimento ed in alcuni casi, hanno la possibilità di predire l'evoluzione topografica e la stabilizzazione del fondo. Van Rijn (1987) ha proposto un modello quasi 3D in cui il trasporto del sedimento è calcolato in 3D mentre per la corrente risolve le equazioni 2D integrate sulla profondità media della corrente. Per il calcolo di trasporto del sedimento 3D si presuppone un profilo logaritmico verticale di velocità in tutti i punti. Lin e Falconer (1996) hanno proposto un modello 3D a strati usando le griglie cartesiane per predire i cambiamenti continui.

Gessler et. al. (1999) hanno elaborato un modulo più completo a fondo mobile adattando le idee originalmente sviluppate per i codici 2D, in un codice 3D a distribuzione idrostatica delle pressioni, CH3D, il quale usa la tecnica di estensione (σ -stretching) in direzione verticale. Il modulo è stato sviluppato per i corsi d'acqua a fondo sabbioso e sono stati considerati molti processi, come il deposito (*aggradation*) e lo scavo (*scour*), la selezione differenziata del materiale d'alveo e la rappresentazione del trasporto delle miscele di sedimento non-uniformi, sia di fondo sia in sospensione. Per la loro ricerca hanno utilizzato griglie costituite da un numero di circa 70.000 celle. Olsen (2003) ha usato un modello 3D completamente non-idrostatico per predire la formazione di un meandro in un canale alluvionale inizialmente rettilineo. Il suo algoritmo alle differenze finite è stato usato con griglie non strutturate che potevano rappresentare le celle bagnate (*wetting*) e asciutte (*drying*). Wu et. al. (2000) hanno proposto un modello 3D (CCHE 3D) completamente non-idrostatico alle differenze finite, che include i moduli sia per il sedimento di fondo che per quello in sospensione. La loro modellazione del trasporto di fondo è più specializzata ed è basata sul metodo del non-equilibrio proposto da Van Rijn (1987). I modelli di più largo utilizzo, specialmente ai fini applicativi ingegneristici, accettano alcune semplificazioni del fenomeno al fine di produrre moduli di calcolo di utilizzo meno oneroso. Normalmente i codici di calcolo più diffusi sono accomunati dall'assunzione delle seguenti ipotesi semplificative:

- la concentrazione di sedimento è sufficientemente bassa da poter considerare trascurabile l'effetto dell'interazione tra la corrente liquida e quella solida; di conseguenza l'equazione idrodinamica che governa il flusso di acqua chiara (*clear-water*) e quella che governa il movimento della frazione solida, possono essere risolte separatamente;
- le variazioni del fondo alveo avvengono in modo sufficientemente lento, rispetto alle variazioni idrometriche, ad all'interno di un singolo passo temporale di calcolo le caratteristiche della corrente possono essere valutate assumendo l'ipotesi di fondo fisso (modelli non accoppiati);
- gli effetti di corazzamento e di esposizione del materiale in alveo vengono considerati attraverso l'uso di fattori di correzione nelle formule di trasporto solido per sedimento non uniforme; l'interazione tra particelle di differenti dimensioni nel loro reciproco movimento vengono ignorate e, di conseguenza, il trasporto solido viene valutato per ogni singola classe di diametri, separatamente.

Le approssimazioni sui risultati dovute a queste ipotesi semplificative possono talvolta risultare più sensibili alle approssimazioni indotte dall'utilizzo di un modello uni-dimensionale piuttosto che ad uno 2D o 3D.

Tabella 1.4 Modelli matematici comuni per la valutazione del trasporto solido.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
<p>HEC RAS Versione Beta 4.0 (US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center) 1D</p>	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'energia (moto permanente) Equazione dell'onda dinamica (De Saint Venant), in 1D (moto vario). Equazione della velocità di caduta (per trasporto in sospensione). Equazioni di continuità della frazione solida (associata al moto permanente). 	<ul style="list-style-type: none"> Metodo implicito alle differenze finite (moto vario). Metodo esplicito del trasporto di sedimento parallelo alla soluzione dell'idrodinamico. Metodo di Exner 5 e <i>Active Layer</i> per calcolare la distribuzione verticale dei sedimenti in alveo. Modello disaccoppiato (trasporto solido ed equazioni del moto). 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto in sospensione e di fondo di sedimento coesivo e non coesivo. Fondo mobile e fisso. Equazioni: Ackers & White, Engelung & Hansen, Laursen modificata da Copeland, Meyer - Peter & Müller, Wilcock, Toffaleti, Yang (sabbia e ghiaia). Simula selezione (<i>sorting</i>) e corazzamento (<i>armoring</i>). 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (sezioni trasversali, opere idrauliche, spessore strato erodibile). Condizioni al contorno (portata, livelli, temperatura). Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> Processi di erosione e deposito. Tendenza evolutiva (simulazioni a lungo termine). Effetti localizzati intorno alle strutture in alveo. 	<ul style="list-style-type: none"> Tuttora in versione Beta

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
SOBEK (DELWAQ) WL Delft Hydraulics 1D- 2D	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'energia (moto permanente). Equazioni di De Saint Venant, in 1D e 2D accoppiati (moto vario). Equazione convettiva-diffusiva (per trasporto in sospensione). Equazioni di continuità della frazione solida. 	<ul style="list-style-type: none"> Metodo implicito alle differenze finite (moto vario). Metodo del gradiente coniugato ed il algoritmo del minimo grado. Restrizione con il metodo di Courant per il "time step". 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto in sospensione e di fondo di sedimento coesivo e non coesivo. Fondo mobile e fisso. Equazioni: Engelung & Hansen, Van Rijn, Fijlink. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (sezioni trasversali, opere idrauliche, DEM griglia a celle quadrate). Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc.). Parametri (scabrezza, diametro delle particelle, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> Processi di erosione e deposito. Tendenza evolutiva (simulazioni a lungo termine). Fenomeni localizzati presso le confluenze. Processo di "digging". Flusso attraverso vegetazione. Effetti localizzati intorno alle strutture. Intrusione salina. 	<ul style="list-style-type: none"> Fiume Adige. Zone delle coste di Bangladesh Megh Estuario. Alfufera, Spagna

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
MIKE 11 (DHI, Water & Environment) 1D	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'energia (moto permanente) Equazione dell'onda cinematica Equazione dell'onda diffusiva Equazione dell'onda quasi-dinamica. Equazione dell'onda dinamica (De Saint Venant). Equazione convettiva-diffusiva (per trasporto in sospensione). Equazioni di continuità della frazione solida. 	<ul style="list-style-type: none"> Metodo esplicito del trasporto di sedimento parallelo alla soluzione dell'idrodinamico. Scala spaziale <i>Lumped</i>. Considera il livello superficiale dell'acqua orizzontale. Non simula le perdite d'energia per brusche variazioni geometriche. Sedimento: Exner. 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto in sospensione e di fondo di sedimento coesivo e non coesivo. Fondo mobile e fisso. Equazioni: Ackers & White, Engelung & Hansen, Engelung & Fredsøe, Smart & Jäeggi, Meyer - Peter & Müller, Yang, Sato Kikkawa, Ashida, Lane & Kalinske. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (sezioni trasversali, opere idrauliche). Condizioni al contorno (portata, livelli, temperatura). Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> Processi di erosione e deposito. Funzionamento di serbatoi. Drenaggi superficiali. Studi di maree in zona foce. Influenza della vegetazione nella resistenza sotto condizioni di flusso variabile. 	

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
CCHE (NCCHE) 2D	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'onda dinamica (De Saint Venant), in 2D. Equazione convettiva-diffusiva (per trasporto in sospensione). Equazioni di continuità della frazione solida (a partire dalle condizioni di moto incipiente). 	<ul style="list-style-type: none"> Modello di viscosità turbolenta ($k - \varepsilon$). Include teoria del mixing layer multistrato. Considera la lunghezza di adattamento. Schema esponenziale di differenze finite. Modello disaccoppiato (trasporto solido ed equazioni del moto). 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto in sospensione e di fondo di sedimento coesivo e non coesivo. Fondo mobile e fisso. Equazioni: Ackers & White, Sedra, Engelung & Hansen, Van Rijn, Wu & Wang & Jia. Stratificazione di sedimenti. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (opere idrauliche, DEM griglia curvilinea, spessore degli strati erodibili). Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc.). Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> Processi di erosione e deposito. Tendenza evolutiva (simulazioni a lungo termine). Interrimento e formazione di barre puntuali e alternate. 	<ul style="list-style-type: none"> Fiume Skawa. Analisi di erosione in Ward Creek, California.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
FLOW 2D (FEMA)	<ul style="list-style-type: none"> • Equazione dell'onda diffusiva o cinematica (per i conoidi). • Equazione dell'onda diffusiva o dinamica (per aree golenali di pianura). • Equazione dell'onda dinamica o diffusiva o cinematica (per canali ad elevata pendenza). • Equazione dell'onda dinamica o diffusiva (per canali a media pendenza). • Equazione dell'onda dinamica (per canali a bassa pendenza). 	<ul style="list-style-type: none"> • Metodo esplicito alle differenze finite. 	<ul style="list-style-type: none"> • Trasporto in sospensione e di fondo. • Fondo mobile e fisso. • Equazioni: Ackers & White, Engelung & Hansen, Zeller & Fullerton, Yang, Lausen, Meyer-Peter & Müller modificata da Woo. • Ampio campo di pendenze. • Stratificazione di sedimenti. • Simula corazzamento (<i>armoring</i>). 	<ul style="list-style-type: none"> • Geometria (DEM griglia a celle quadrate, opere idrauliche). • Condizioni al contorno (portata, livelli, pioggia di progetto, ecc) • Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc). 	<ul style="list-style-type: none"> • Processi di erosione e deposito. • Coni di deiezione. • Colata detritica e di fango. Flussi iper - concentrati. • Fenomeni di erosione rimontante. • Propagazione entro centri abitati. 	<ul style="list-style-type: none"> • Telluride, Cornet Creek, Cono Alluviale, Colorado, USA. • Fiume Grande, Chama Rive, New Mexico. • Red Arroyo, New Mexico. • Fiume Rogue, Oregon, USA. • North Fork Cache Creek, Landslide Dam.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
<p>SMS</p> <p>Version 9.2</p> <p>(Environmental Modelling Research Laboratory EMRL, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station USACE-WES, US Federal Highway Administration FHWA)</p> <p>2D</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Equazioni di Navier Stokes integrata sulla verticale (Modulo RMA2) • Equazione convettiva-diffusiva (per trasporto in sospensione). • Equazioni di continuità della frazione solida (Modulo SED2D). 	<ul style="list-style-type: none"> • Metodo implicito alle differenze finite di elementi triangolari o quadrilaterali con Newton Raphson non lineare. • Metodo Galerkin dei residui pesati. • Modello di viscosità turbolenta ($k - \varepsilon$). • Modello disaccoppiato (trasporto solido ed equazioni del moto). 	<ul style="list-style-type: none"> • Trasporto in sospensione, di fondo e totale di sedimento coesivo (argilla) e non coesivo (sabbia). • Equazioni: Ackers - White. • Considerazioni di forme dell'alveo come: <i>Riffles – Pools, Runs</i>, e piccole <i>cascade</i>. 	<ul style="list-style-type: none"> • Geometria (DEM a elementi triangolari o quadrilaterali, opere idrauliche). • Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc). • Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> • Processi di erosione e deposito. • Tendenza evolutiva (simulazioni a medio termine). • Variazione spaziale e combinazione di condizioni di flusso. • Studi d'ambientali ed ecologici. 	<ul style="list-style-type: none"> • North Fork, California USA. • Analisi di concentrazione sedimento in sospensione nel fiume Hudson. • Fiume Colorado, USA.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
MIKE 21C (DHI, Water & Environment) 2D	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'onda quasi-dinamica. Equazione dell'onda dinamica (De Saint Venant). Equazione convettiva-diffusiva (per trasporto in sospensione). Equazioni di continuità della frazione solida. 	<ul style="list-style-type: none"> Solutore implicito della parte idrodinamica ed esplicito nella parte morfologica. Equazioni differenziali in sistema ellittico. Modello disaccoppiato (trasporto solido ed equazioni del moto). 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto di sedimento in sospensione (coesivo) e di fondo (non coesivo). Fondo mobile. Equazioni: Ackers & White, Engelung & Hansen, Engelung & Fredsøe, Meyer – Peter & Müller, Smart & Jäeggli, Van Rijn, Yang. Stratificazione di sedimenti. Flusso secondario in curve di fiume. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (DEM griglia curvilinea, opere idrauliche, spessore degli strati erodibili). Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc). Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc.). 	<ul style="list-style-type: none"> Processi di erosione e deposito. Tendenza evolutiva (simulazioni a medio termine). Permette calcolare i flussi di colata di fango con un codice addizionale. Considera forme morfologiche d'alveo (dune, alveo piano, antidune). 	<ul style="list-style-type: none"> Disegno <i>Outfall</i>, Turquia. Confluenza Fiume Dora e Fiume Po, Italia. Golfo di Trieste Nord Adriatico. Fiume Sesia e Torrenti Cervo ed Elvo, Italia. Fiume Hong Kong. Fiume Jamuna, Bangladesh.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
<p>TELEMAC (Electricité de France Laboratoire National di Hydraulique) EDF e LNH 2D – 3D</p>	<ul style="list-style-type: none"> Equazione dell'onda dinamica (De Saint Venant), in 2D. Equazioni di Navier Stokes, in 3D. 	<ul style="list-style-type: none"> Modello di viscosità turbolenta ($k - \varepsilon$); Elementi finiti usati con griglie triangolare non strutturata. Considera turbolenza orizzontale. Metodo delle caratteristiche e soluzioni con il gradiente coniugato. 	<ul style="list-style-type: none"> Trasporto in sospensione di sedimento coesivo (SUBIEF). Trasporto di sedimento sabbioso con combinazione corrente-moto ondoso (SISYHE). Equazioni: Engelung & Hansen, Einstein Brown, Bjiker. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometria (DEM elementi triangolari, opere idrauliche, spessore degli strati erodibili). Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc). Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc). 	<ul style="list-style-type: none"> Effetti degli interventi di dragaggio. Progetto di scarichi Dispersione di contaminanti. Canali navigabili. Progettazione di porti (propagazione moto ondoso). Collasso di dighe, briglie e argini. 	<ul style="list-style-type: none"> Harwich, UK Firth of Forth, UK. Foness Harbour Iveland. Gulf of Khambat, India. Parachi, Pakistan. Sangai Udang, Malasia Hong Kong

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
<p>STREMR (US Army Corps of Engineers, Water ways Experimental Station) 2D – 3D</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Equazioni di Navier Stokes. • Equazioni di continuità della frazione solida. • Correzione di flusso, in 3D, per interazione tra la curvatura laterale e la non uniformità verticale. 	<ul style="list-style-type: none"> • Modello di viscosità turbolenta ($k - \varepsilon$) per moti ondosi (Boussinesq). • Integrazione su griglie curvilinee usando volumi finiti. • Elementi finiti usati in una griglia quadrata non strutturata. 	<ul style="list-style-type: none"> • Trasporto in sospensione e di fondo. • Fondo mobile. • Considera erosione di sponde e di versante. 	<ul style="list-style-type: none"> • Geometria (DEM griglie curvilinee, opere idrauliche, spessore degli strati erodibili). • Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc). • Parametri (scabrezza di Manning, diametro delle particelle, coefficiente di viscosità turbolenta, ecc). 	<ul style="list-style-type: none"> • Sfiatore. • Flusso attraverso strutture idrauliche. • Fenomeni a grande scala (corsi d'acqua meandriforme). • Problemi d'evoluzioni fluvio - morfologica. 	<ul style="list-style-type: none"> • Embarras river, Champaign Urbana, Illinois, USA. • Sugar Creek, Illinois, USA. • Big Creek, Illinois, USA. • Kickapoo Creek, Illinois, USA.

Modello	Equazioni	Metodo Soluzioni	Trasporto Solido	Informazioni di ingresso	Applicazioni	Ambiti di applicazione
<p>FLOW 3D (Flow Science, Inc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> Equazioni di Navier Stokes. 	<ul style="list-style-type: none"> Modello di viscosità turbolenta ($k - \varepsilon$). Metodo delle differenza finite di volumi finiti. Elementi finiti usati in una griglia Euleana rettangolare. Renormalization Group theory, RNG e large eddy simulation, LES). Numero di Reynolds (RANS), include teoria del mixing. Metodo FAVOR (Fractional Area Volume Obstacle Representation) 		<ul style="list-style-type: none"> Geometria (DEM, posizione dell'opere idrauliche). Condizioni al contorno (portata, livelli, ecc). Parametri. 	<ul style="list-style-type: none"> Analisi degli effetti localizzati in strutture idrauliche. Previsione di zone di separazione di flusso. Analisi di coalizioni di materiale in alveo: tronchi, colata detritica, ecc, attraverso il modulo GMO (General Moving Objects). 	<p>Bend ways in Southern, Illinois, USA.</p>

2 IL BACINO DI STUDIO: TORRENTE TORRE

2.1 CARATTERISTICHE DEL BACINO

Il torrente Torre (Figura 2.1) nasce nella piana dei Musi (situata a nord-est di Gemona del Friuli), ai piedi di un versante montuoso di dolomie calcaree, che separa la suddetta valle dalla valle del Resia, in corrispondenza della sorgente di Tanatavie che ha una portata media di $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Il bacino montano del torrente Torre, chiuso in corrispondenza della traversa di Zompitta a circa 170 m s.l.m., ha un'estensione di poco superiore a 160 km^2 (Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino, 2004).

Il limite del bacino è costituito a nord dalla catena dei Monti Musi, ad est si snoda in direzione nord-sud dalla Punta di Montemaggiore alla cima del M. Làuer. Da qui piega verso S-O fino al Passo di Monte Croce e proseguendo sulle colline raggiunge la zona di Zompitta e Savognano. Il limite occidentale si snoda dalla cima del M. Chiampon attraverso il M. Cuarnan fino al M. Campeon poi corre a S-O di Tarcento sulle colline moreniche dell'antico ghiacciaio del Tagliamento fino alla sezione di chiusura.

A valle di Zompitta le acque sono assorbite, eccetto che nei periodi di intense precipitazioni, nell'ampio alveo alluvionale che attraversa in direzione N-S la pianura friulana, lambendo ad E della città di Udine, per riemergere nella zona di Campolongo-Ruda dove defluiscono nel fiume Isonzo. Il sistema idrografico del bacino del Torre, che alla confluenza con l'Isonzo sottende una superficie di 1060 km^2 , è complesso ed articolato ed è caratterizzato, oltre che dall'asta principale del Torre, dalle aste degli affluenti di sinistra: il Malina, il Natisone e lo Iudrio e dalle aste dei loro principali contribuenti: l'Ellero per il Malina, l'Alberone il Cosizza e l'Erbezzo per il Natisone, il Corno ed il Versa per lo Iudrio.

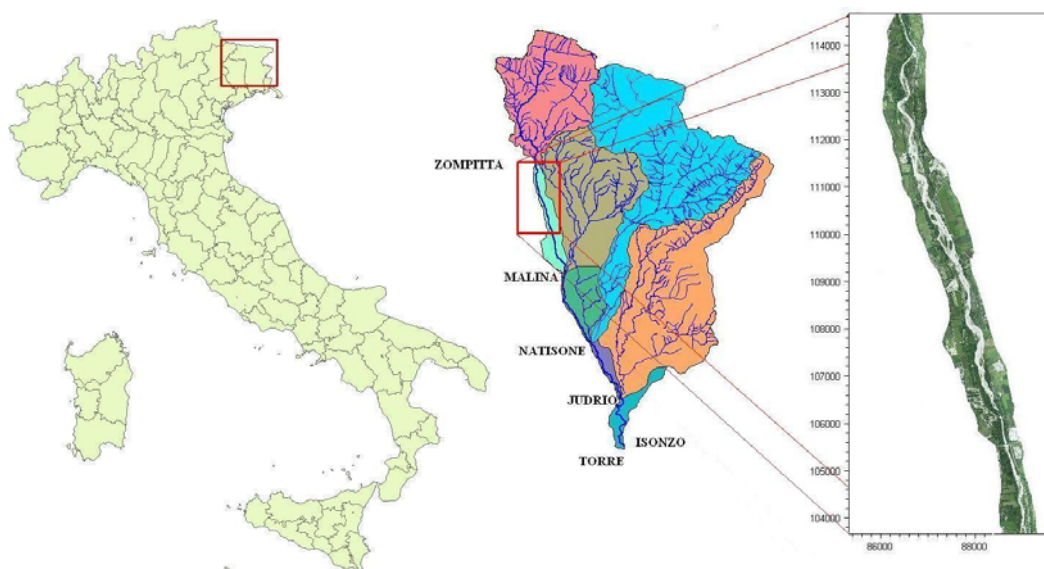


Figura 2.1 Bacino del Torrente Torre e tratto di studio.

Il sistema nel suo complesso è caratterizzato da due peculiarità:

- l'assenza di una vera continuità idraulica tra Torre e Natisone e tra Torre Natisone ed Isonzo;
- uno sviluppo pressoché totale del bacino in sinistra idrografica, in quanto l'asta dello stesso Torre, che corre principalmente in direzione nord-sud nella valle friulana orientale, è a diretto contatto con i bacini della valle friulana centrale (Tagliamento, Stella, Corno, ecc...) e costituisce essa stessa la linea di demarcazione dei territori di spaglio del Tagliamento e del sistema Torre-Malina-Natisone.

L'asta fluviale, nella parte superiore del corso d'acqua, attraversa dopo la zona delle sorgenti una forra fortemente incisa nelle formazioni del Gran Monte, per poi allargarsi in prossimità di Pradelis con un fondo valle detritico e i lati costituiti da flysh. In questa zona nel Torre confluiscono numerosi tributari, in più, oltre al bacino del Torre in senso stretto ad Ovest è presente quello del Cornappo ad Est. In prossimità del nucleo calcareo della Bernadia il Torre attraversa una valle nuovamente molto incassata, anche se abbastanza larga, non priva di manifestazioni carsiche per poi riportarsi in territorio arenaceo ed allargarsi notevolmente fino a sboccare nella piana di Tarcento. A valle di questo centro abitato fino a Molinis il Torre scorre in una valle alquanto stretta per poi ricevere il Cornappo nella piana di Nimis. Riguardo alla zona a valle di Zompitta, salvo la parte collinare che costituisce il bacino del Malina, essa è costituita essenzialmente dalla pianura, un'uniforme distesa di ghiaie ricoperte da humus di scarso spessore e solcata dall'alveo frequentemente secco del Torre.

Il fenomeno delle risorgive è una delle caratteristiche maggiormente distintive del territorio regionale. Il Torre, infatti, al suo sbocco in pianura si trova a scorrere sui terreni alluvionali molto permeabili e l'acqua in questo modo va ad alimentare il più importante sistema acquifero sotterraneo della regione; nella bassa pianura, invece, incontrando gli strati argillosi impermeabili, riemerge in superficie creando una vasta rete di corsi d'acqua di risorgiva e in generale una più vasta zona umida della bassa pianura friulana.

Il regime idrologico è tipicamente torrentizio, con onde di piena impulsive, per le quali si è stimata una portata di picco simulata di 2599 m³/s ($T_R = 100$ anni), conseguente ad una precipitazione di 12 ore (BETA Studio srl, 2006b). Il diametro medio del materiale in alveo (D_{50}) varia fra 10 e 90 mm. Si prende in esame un tratto lungo 12 km con pendenza $S=0.0046$, la cui portata di picco per un tempo di ritorno centenario, è stata stimata in 670 m³/s (BETA Studio srl, 2006b). Nel tratto in esame, il torrente presenta un andamento a canali intrecciati (*braided*) con isole centrali parzialmente coperte da vegetazione e con ampie aree golenali spesso utilizzate a scopi agricoli. Il fondo alveo si presenta principalmente ghiaioso ed il trasporto solido predominante è quello di trascinarsi al fondo. Sono presenti alcune strutture (ponti, briglie) che influenzano il comportamento idraulico e morfologico del torrente. Inoltre il tratto presenta condizioni critiche di erosione: abbassamento del fondo alveo di circa 1.5 m all'inizio del tratto (briglia di Zompitta), e che può raggiungere 3 -4 m), scalzamento alla base del ponte e briglie e fenomeni erosivi dinamici nell'alveo di magra dovuti alla notevole attività estrattiva (Figura 2.2).

2.2 REPERIMENTO DEI DATI

Nel presente studio sono state utilizzate le informazioni necessarie per la descrizione plano-altimetrica del corso d'acqua, della rete idrografica, delle opere idrauliche esistenti e delle caratteristiche di scabrezza dell'alveo e delle sponde. I dati raccolti (BETA Studio srl, 2006d) riguardano le informazioni cartografiche, l'andamento planimetrico dei corsi d'acqua, le

sezioni trasversali dei corsi d'acqua e delle opere idrauliche presenti lungo le aste fluviali, l'andamento altimetrico del piano campagna antistante i corsi d'acqua. Un quadro di sintesi dei dati utilizzati è descritto nei punti seguenti.



Figura 2.2 Tratto di studio: esempi di erosione nelle sponde e scalzamento alla base del ponte all'altezza di Gottardo.

- Il rilievo laser altimetrico utilizzato è stato realizzato nel 2005 da Helica s.r.l. su intrasporto della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia (BETA Studio srl, 2006c). L'area coperta dal rilievo è relativa all'intera asta del torrente Torre, dalle sorgenti alla confluenza con il fiume Isonzo (Figura 2.3).
- Il rilievo orto-fotografico utilizzato è stato acquisito sotto forma di file d'orto-immagini in formato TIFF (Tag Image File Format) a 24 bit (milioni di colori), con risoluzione pari a 0.20 m, georiferite alla proiezione Gauss-Boaga, fuso est, ellissoide Internazionale, Datum Monte Mario 1940. Il rilievo è stato realizzato nel 2005 da Helica s.r.l. su intrasporto della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Servizio prevenzione, controllo e pronto intervento. L'area coperta dal rilievo riguarda l'intera asta del torrente Torre, dalle sorgenti alla confluenza con il fiume Isonzo.
- Le sezioni trasversali d'alveo usate nello studio idraulico sono state ricavate dai rilievi eseguiti dall'Autorità di bacino Nazionale dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza Piave, Brenta-Bacchiglione nel 1997 e nel 2005 (Tabella 2.1). Nel rilievo del 2005, le sezioni trasversali tra Zompitta e la confluenza nell'Isonzo sono state posizionate in corrispondenza di quelle rilevate nel 1997, sia per poter effettuare un confronto multitemporale della topografia dell'alveo sia per poter integrare i dati delle sezioni con l'informazione dei manufatti (briglie, ponti) presenti nel rilievo del 1997. Le sezioni considerate in questo studio sono quelle del rilievo del 2005 e corrispondono alla parte alta

del torrente, dalla sezione 58 alla 43, tra le quali sono ubicati quattro ponti e due briglie, riportate in Tabella 2.2.

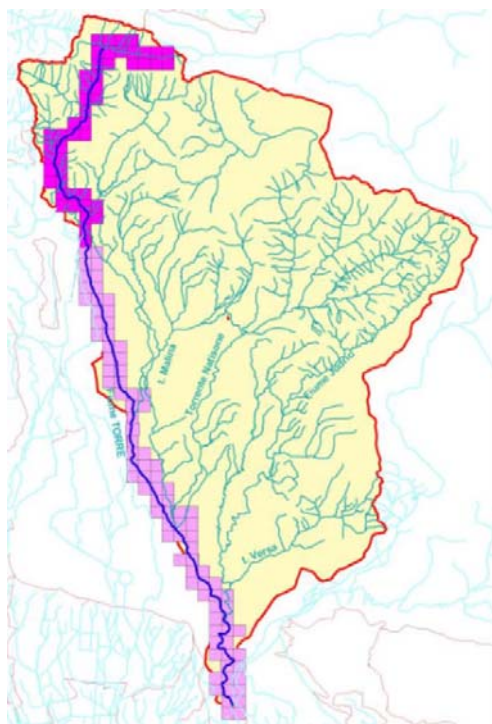


Figura 2.3 Area coperta dal rilievo laser altimetrico nel bacino del torrente Torre. In magenta chiaro il rilievo della parte bassa del torrente Torre; in magenta scuro il rilievo della parte alta del bacino (BETA Studio srl, 2006d).

Tabella 2.1 Caratteristiche dei rilievi topobatimetrici reperiti (BETA Studio srl, 2006d).

Rilievo	Anno	Tratto interessato	Lunghezza del tratto rilevato [m]	No. Sezioni	Distanza media tra le sezioni [m]
Autorità di bacino Nazionale dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza Piave, Brenta-Bacchiglione	1997	Torrente Torre dalla confluenza con il Fiume Isonzo all'abitato di Zompitta	47190	58	813
Autorità di bacino Nazionale dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza Piave, Brenta-Bacchiglione.	2005	Torrente Torre dalla confluenza con il Fiume Isonzo fino a monte dell'abitato di Zompitta.	48910	45	1086

Tabella 2.2 Sezioni trasversali considerate nel presente studio.

Codice opera	Sezione a monte	Sezione a valle	Quota 1 [m s.m.m.]
Soglia_09	51	50	127.44
Soglia_07	46	45	102.35
Codice opera	Sezione a monte	Sezione a valle	Ingombro totale pile [m]
Ponte_13	57	56	3.4
Ponte_12	52	51	5.82
Ponte_11	51	50	30.96

3 IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI

Nell'intento di evidenziare le differenze di comportamento tra modelli basati su differenti schematizzazioni del moto teorici e su differenti ipotesi semplificative, il tratto fluviale che costituisce il caso di studio è stato studiato mediante implementazione di tre diversi modelli matematici.

Il primo, MIKE 21C, è uno dei modelli presenti in commercio più conosciuti ed utilizzati, anche in ambito professionale, per simulazioni in regime di moto vario in un dominio bidimensionale. L'andamento plano-altimetrico dell'alveo viene rappresentato da una griglia di celle curvilinea su cui vengono integrate le equazioni di De Saint Venant a partire da uno stato di equilibrio morfodinamico. E' considerato un modello particolarmente attendibile per lo studio della dinamica fluviale e della morfologia di alvei anche fortemente meandriformi ed a canali intrecciati.

Il secondo, anch'esso funzionante in regime di moto vario in un dominio bidimensionale, è il modello CCHE2D, realizzato in ambito accademico a scopo di ricerca. Come nel precedente, l'andamento plano-altimetrico dell'alveo è rappresentato con una griglia di celle curvilinea sulla base delle equazioni di Navier-Stokes integrate. Questo modello simula il trasporto solido anche in condizioni di non - equilibrio, mediante la stima della lunghezza di adattamento.

Il terzo, HEC-RAS, è forse il più conosciuto, a livello internazionale, modello matematico utilizzato per la ricostruzione dei profili idraulici nell'ipotesi di correnti uni-dimensionali. Il modello, da quando è stato diffuso in origine con il nome HEC-2 limitatamente per le simulazioni in moto permanente, non ha mai cessato di essere sviluppato, includendo dapprima un modulo (UNET) per consentire le simulazioni in regime di moto vario e, recentemente, un ulteriore modulo (HEC-6) per le simulazioni a fondo mobile. Data la sua diffusione, il modello HEC-RAS viene considerato uno strumento particolarmente attendibile e significativo per un confronto con gli altri modelli più sofisticati, funzionanti nell'ipotesi bidimensionale del campo di moto.

3.1 MODELLO BIDIMENSIONALE IDROMORFOLOGICO: MIKE 21C

Il MIKE 21C del *Danish Hydraulic Institute* (DHI) è uno strumento all'avanguardia per la modellazione matematica della dinamica fluviale e della morfologia di alvei anche fortemente meandriformi. Il codice di calcolo MIKE 21C permette la simulazione bidimensionale del moto con trasporto solido, in sospensione e di fondo, nell'ipotesi di alveo a geometria variabile (fondo mobile), risolvendo le equazioni di De Saint Venant, su di una griglia di calcolo curvilinea, particolarmente idonea alla rappresentazione dei fenomeni morfologici. La stabilità e l'efficienza della soluzione numerica permettono di rappresentare, con un modello non accoppiato, il termine di flusso secondario (flusso elicoidale) ed il trasporto solido al fondo ed in sospensione dovuto all'effetto combinato del moto bidimensionale e del flusso secondario. Il modello è "morfologico" perché una volta risolta l'equazione idrodinamica ed il calcolo del trasporto solido, considera l'equazione di continuità del sedimento, aggiornando ad ogni passo di calcolo la geometria dei fondali sulla griglia curvilinea. MIKE 21C permette inoltre di rappresentare l'erosione delle sponde. In questo caso la griglia viene modificata non solo in riferimento alla batimetria del fondo ma anche in relazione allo sviluppo planimetrico del corso d'acqua. Il modello utilizza due passi di calcolo, uno idrodinamico e uno

morfologico. Ad ogni passo di calcolo morfologico la griglia è ricalcolata non solo per quanto riguarda il fondo ma anche in relazione allo sviluppo planimetrico del corso d'acqua.

Il MIKE 21C è un modello di calcolo per correnti idriche con trasporto di materiale incoerente che discretizza il dominio di calcolo con una griglia ad elementi curvilinei per meglio seguire le forme degli alvei naturali. Al termine di ogni passo temporale morfologico, il fondo alveo viene aggiornato in base al bilancio di continuità dei sedimenti per ogni cella prima di procedere al calcolo delle nuove condizioni idrauliche per il passo successivo. Dunque MIKE 21C è uno strumento completo per la simulazione idraulica e morfologica di un corso d'acqua.

Nei modelli a fondo mobile l'attenzione è rivolta al fenomeno del trasporto solido ed alla relativa modificazione delle forme di fondo. Il modello è in grado di calcolare la velocità dell'acqua, le portate solida-liquide ed il materiale trasportato, forme di fondo, in modo da effettuare comparazioni con la realtà od un prototipo di studio.

Il MIKE 21C viene usato per la simulazione del moto in ipotesi bidimensionale e del trasporto solido in corsi d'acqua dove la stratificazione risulta trascurabile e laddove risulti importante disporre di una descrizione accurata della corrente lungo le sponde e dove risulta importante tener conto del flusso elicoidale tridimensionale. Alcune applicazioni tipiche del modello prevedono:

- Applicazioni di idraulica fluviale, propagazione delle onde di piena e studio dei fenomeni di esondazione.
- Applicazioni di morfologia fluviale, trasporto di sedimenti nei corsi d'acqua e nelle aree golenali.
- Erosione arginale e in curva in corsi d'acqua meandriiformi misure per la manutenzione del fondo alveo per ridurre o gestire fenomeni di erosione o sovralluvionamento.
- Generici effetti di erosione e deposizione.
- Progettazione e verifica degli effetti di strutture esistenti o di nuovi canali, biforcazioni, barriere, sbarramenti mobili e pennelli.
- Valutazione dei processi erosivi in corrispondenza di strutture di attraversamento (ponti ecc.).
- Valutazione dei processi di sedimentazione in corrispondenza di opere di presa, paratoie, porti ed invasi naturali ed artificiali.
- Valutazione dell'impatto morfologico di lavori in alveo.
- Sistemi di monitoraggio per la previsione delle modificazioni morfologiche.
- Verifica e dimensionamento di canali navigabili per minimizzare le escavazioni principali e di manutenzione.
- Piani per la riqualificazione dell'habitat fluviale.

Il modello è costituito da una serie di moduli per lo studio dei sedimenti e della morfologia fluviale: idrodinamico, convettivo-diffusivo, trasporto solido, resistenza del flusso, erosione di sponda e morfologico a larga scala. Le caratteristiche dei diversi moduli sono descritte nei paragrafi seguenti. Le componenti del modello operano in moto concatenato, incorporando così un "feedback" dinamico derivante dal variare della resistenza idraulica, della geometria del fondo e delle linee di sponda.

3.1.1 Generatore di griglia curvilinea

Nei corsi d'acqua, è necessaria una risoluzione precisa del contorno ed è quindi necessario ricorrere all'impiego di griglie di calcolo curvilinee o non strutturate. Rispetto alle griglie non strutturate, le griglie curvilinee si avvalgono di schemi di calcolo assai più veloci. Il modello curvilineo fornisce una risoluzione decisamente migliore del deflusso vicino ai confini e quindi l'accuratezza della modellazione è superiore. Nel modello curvilineo possono essere usati passi temporali di calcolo più lunghi in quanto le linee della griglia seguono le linee di corrente.

MIKE 21C si basa su una cosiddetta griglia curvilinea ortogonale. Questa viene creata mediante un generatore di griglia di tipo grafico che risolve un sistema ellittico di equazioni parziali alle derivate differenziali. Il vantaggio offerto dal ricorso ad una griglia ortogonale consiste nel fatto che le equazioni alle differenze finite che descrivono il flusso bidimensionale diventano decisamente più semplici rispetto a quanto avviene con l'applicazione di una griglia curvilinea generica (non ortogonale). Ciò implica che lo schema numerico risulti più accurato con una griglia ortogonale e che la velocità di calcolo del sistema migliori.

La griglia curvilinea ortogonale utilizzata da MIKE 21C è ottenuta dalla soluzione delle seguenti equazioni ellittiche differenziali alle derivate parziali:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s} \left[g \frac{\partial x}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\frac{1}{g} \frac{\partial x}{\partial n} \right] &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial s} \left[g \frac{\partial y}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\frac{1}{g} \frac{\partial y}{\partial n} \right] &= 0 \end{aligned} \quad (3.1)$$

dove: x ed y sono le coordinate cartesiane; s ed n sono le coordinate curvilinee (sistema a senso antiorario); g è una funzione di "peso". La funzione di peso è una misura del rapporto tra la estensioni della cella rispettivamente nelle direzioni s ed n .

La condizione al contorno per questo sistema è la condizione di ortogonalità non lineare espresse da due espressioni:

$$\begin{aligned} \frac{\partial x_b}{\partial s} \frac{\partial x_b}{\partial n} + \frac{\partial y_b}{\partial s} \frac{\partial y_b}{\partial n} &= 0 \quad (a) \\ f(x_b, y_b) &= 0 \quad (b) \end{aligned} \quad (3.2)$$

La prima esprime la condizione di ortogonalità e la seconda esprime la posizione dei punti (x , y) su una curva del contorno. Un metodo implicito viene utilizzato per la soluzione delle equazioni differenziali alle derivate parziali con una speciale procedura Newton-Raphson per le condizioni al contorno.

La generazione di una griglia curvilinea ortogonale è un processo iterativo nel quale i confini vengono aggiustati e le funzioni di peso regolate fino a quando la griglia di calcolo viene ritenuta solida, ad esempio evitando gradienti troppo larghi nella spaziature delle celle e nella curvatura delle linee della griglia.

3.1.2 Modello idrodinamico

Il modello idrodinamico simula la variazione del livello dell'acqua e di portate in corsi d'acqua mediante la risoluzione dell'equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) integrate sulla verticale in due direzioni. Le equazioni

tengono conto della viscosità turbolenta tramite la formulazione di Smagorinsky, della curvatura planimetrica della corrente e del flusso elicoidale.

La curvatura delle linee di griglia origina termini addizionali nelle equazioni differenziali alle derivate parziali. Le equazioni risolte da MIKE 21C sono:

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{pq}{h} \right) + 2 \frac{pq}{hR_n} + \frac{p^2 - q^2}{hR_s} + gh \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{g}{C^2} \frac{p\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} &= RHS \\ \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{q^2}{h} \right) + 2 \frac{pq}{hR_s} + \frac{q^2 - p^2}{hR_n} + gh \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{g}{C^2} \frac{p\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} &= RHS \\ \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial q}{\partial n} - \frac{q}{R_s} + \frac{p}{R_n} &= 0 \end{aligned} \quad (3.3)$$

dove: s ed n sono le coordinate nel sistema di coordinate curvilinee; p e q sono le portate unitarie di massa nelle direzioni s ed n , rispettivamente; H è il livello dell'acqua; h è la profondità dell'acqua; g è l'accelerazione gravitazionale; C è il coefficiente di scabrezza di Chezy; R_s , R_n sono i raggi di curvatura, delle linee s ed n , rispettivamente; RHS è il termine che descrive le tensioni di Reynolds.

Le equazioni vengono risolte mediante tecniche implicite con le variabili definite su di una griglia di calcolo come appare nella Figura 3.1. In MIKE 21C esistono due algoritmi di soluzione. Il primo è il 'classico' schema ADI (iterazione a direzione alternata) che è utilizzabile in moto dinamico. L'altro schema si basa su ipotesi di quasi-stabilità ed è un algoritmo di predizione-correzione che ha origine da metodi per il moto di fluidi non comprimibili. Il solutore quasi-dinamico è adatto in particolare per condizioni di moto a lentamente variabilità in simulazioni a lungo termine.

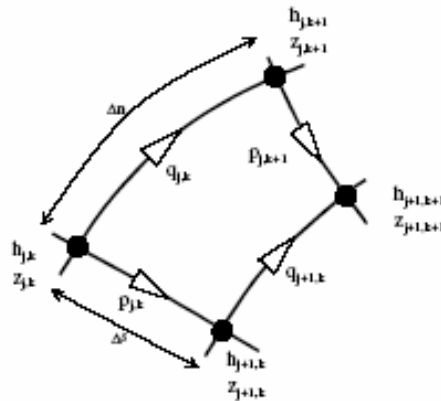


Figura 3.1 Griglia usata nel modello idrodinamico di MIKE21C.

La messa a punto di un modello fluviale idrodinamico tramite MIKE 21C prevede le seguenti tre fasi.

- Viene determinata l'estensione dell'area da modellare e viene realizzata la griglia di calcolo come descritto nella sezione precedente. La lunghezza del dominio di calcolo può variare da poche centinaia di metri fino ad oltre 100 km. Le dimensioni della cella dipendono dalla larghezza del canale e devono essere in numero non inferiore a 10 in direzione trasversale. Il lato della cella della griglia in direzione del flusso (longitudinale), ds , è frequentemente superiore, in genere il doppio o il triplo di quello trasversale, dn . Una condizione tipica presenta un passo di griglia di 100 m x 50 m per i fiumi più grandi e uno

di 30 m x 10 m per quelli più piccoli. Varie utilità nel generatore di griglia eseguono conversioni, interpolazioni, estrapolazioni, adattamenti, ecc.

- Viene programmato il periodo di simulazione e vengono specificate le condizioni al contorno, come ad esempio un idrogramma di portata a monte, e una curva di livelli a valle. La durata tipica dei periodi di simulazione varia da giorni a diversi mesi (soluzione completa, dinamica) e diversi anni (approccio quasi - stazionario).
- Vengono definite le condizioni iniziali in termini di livello idrometrico e di portata all'inizio della simulazione in tutto il campo di moto. Questo può realizzarsi in diversi modi:
 - a) avviamento di tipo *cold start* che prevede una pre-simulazione con livello e portata costanti, fissati dall'utente, per inizializzare le variabili idrauliche nelle celle; i valori delle variabili al termine di questa simulazione vengono considerati i valori iniziali della simulazione vera (tipo *hot start*).
 - b) avviamento tipo *warm-up period* in cui il modello esegue automaticamente una pre-simulazione per alcuni *time step*, definiti dall'utente, con i valori iniziali delle condizioni al contorno di monte e di valle.

Il procedimento di taratura del modello idrodinamico MIKE 21C implica la messa a punto di un certo numero di parametri, primo fra tutti la scabrezza dell'alveo (numero di Chezy o Manning) e la viscosità (valore costante, mappa 2D o formulazione di Smagorinsky). Tutti i parametri di taratura hanno un significato fisico e pertanto non si dovrebbero attribuire loro valori al di fuori dei rispettivi realistici campi di variabilità per ottenere una concordanza con i dati osservati.

Le serie di portate, livelli e velocità simulate dal modello in alcuni sezioni denominati di controllo sono disponibile per verificare il tirante e la larghezza medie idrodinamiche usando l'equazione di Chezy o quelle dell'equazione di Gauckler-Strickler:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{R_H \cdot S} \quad (3.4)$$

$$V = C \cdot \sqrt{R_H \cdot S} \quad (3.5)$$

o con:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{S_f} \quad (3.6)$$

$$V = k_s \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{S_f} \quad (3.7)$$

dove Q è la portata, k_s è il coefficiente di Gauckler-Strickler, C è il coefficiente di Chezy, A è l'area, R_H è raggio idraulico (approssimato alla profondità dell'acqua) e S_f è la pendenza dell'alveo. Si stabiliscono sezioni di controllo e mediante queste formule si controllano la profondità dell'acqua nel modello, verificando che il flusso calcolato sia coerente con le condizioni di valle e di monte delle stesse.

3.1.3 Numero di Courant dei sedimenti

Il test di verifica di stabilità per il *time step* morfologico è collegato con la celerità delle forme di fondo, che può essere valutato approssimativamente come (DHI, 2003):

$$C_{rBW} = \frac{5 \cdot S_t}{h} \quad (3.8)$$

dove la S_t è la capacità di trasporto di sedimento per unità di larghezza [m^2/s] e h è la profondità dell'acqua [m]. Così una valutazione del *time step* morfologico può essere effettuata come (DHI, 2003):

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{C_{rBW}} \quad (3.9)$$

Questa valutazione non sempre può essere la scelta migliore. Il problema è complicato data la dipendenza della simulazione idrodinamica sui cambiamenti morfologiche dell'alveo che possono destabilizzare il sistema.

Il *time step* di trasporto del sedimento può essere registrato automaticamente durante la simulazione in modo che il numero di Courant (C_{ST}) rimanga sotto questo valore specificato, se è zero la registrazione automatica del *time step* non è effettuata. Il numero di Courant per il trasporto di sedimento è dato dall'espressione (DHI, 2003):

$$C_{ST} = \frac{\Delta x}{\Delta t \cdot C_{rBW}} \quad (3.10)$$

Valori alti del numero massimo di Courant indicano che il modello non è stabile, e valori piccoli di Courant (dell'ordine di 0.01) corrispondono ad alcune instabilità secondarie.

In conclusione, le simulazioni possono essere fatte più velocemente assegnando un valore adeguato al numero massimo di Courant. La variazione del *time step* introduce una complessità supplementare nel modello che richiede una certa attenzione nel relativo uso. Per mantenere la stabilità numerica il numero di Courant per il trasporto di sedimento deve essere minore di uno. Nello schema esplicito, se il *time step* del modello convettivo-diffusivo (AD) è troppo alto, la simulazione può bloccarsi.

3.1.4 Flusso elicoidale

Il flusso elicoidale rappresenta un fenomeno di corrente secondaria che, sebbene non abbia un'influenza rilevante sull'andamento generale della corrente, almeno in canali di notevole larghezza, influisce notevolmente sulla direzione del trasporto solido e quindi sui mutamenti morfologici (Olsen, 1987). Il flusso elicoidale, pertanto, viene considerato quando l'obiettivo è quello di simulare i fenomeni morfodinamici su ampia scala. E' un elemento importante nello sviluppo dell'erosione in curva, in corrispondenza di confluenze e nella formazione di isole o di barre laterali.

I moti elicoidali si sviluppano quando le linee di flusso presentano elevata curvatura specialmente in presenza di un meandro. Il fenomeno ha origine dallo squilibrio tra il gradiente di pressione e l'accelerazione centripeta che agiscono su una particella d'acqua in movimento lungo una traiettoria curva. In prossimità del fondo alveo il flusso elicoidale origina una componente di moto diretta verso il centro di curvatura della corrente. Nei corsi d'acqua naturali, l'intensità del flusso elicoidale (i.e. la componente trasversale della velocità) raramente supera il 5÷10 % della velocità del moto principale. La Figura 3.2 mostra una schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale.

Ipotizzando una distribuzione logaritmica della velocità lungo la verticale ed una distribuzione parabolica della viscosità turbolenta, l'intensità del flusso secondario può dimostrarsi essere proporzionale alla velocità principale e la profondità media della corrente ed alla curvatura delle linee di corrente. In MIKE 21C, la curvatura delle linee di corrente viene calcolata esplicitamente dal campo di moto. L'adattamento graduale del flusso (elicoidale) secondario

al variare della curvatura viene tenuto in conto risolvendo un'equazione differenziale di primo grado lungo le linee di corrente avendo come variabile dipendente l'intensità del flusso elicoidale (De Vriend, 1981). L'intensità del flusso elicoidale viene usata per determinare la direzione sia del trasporto di fondo sia di quello in sospensione.

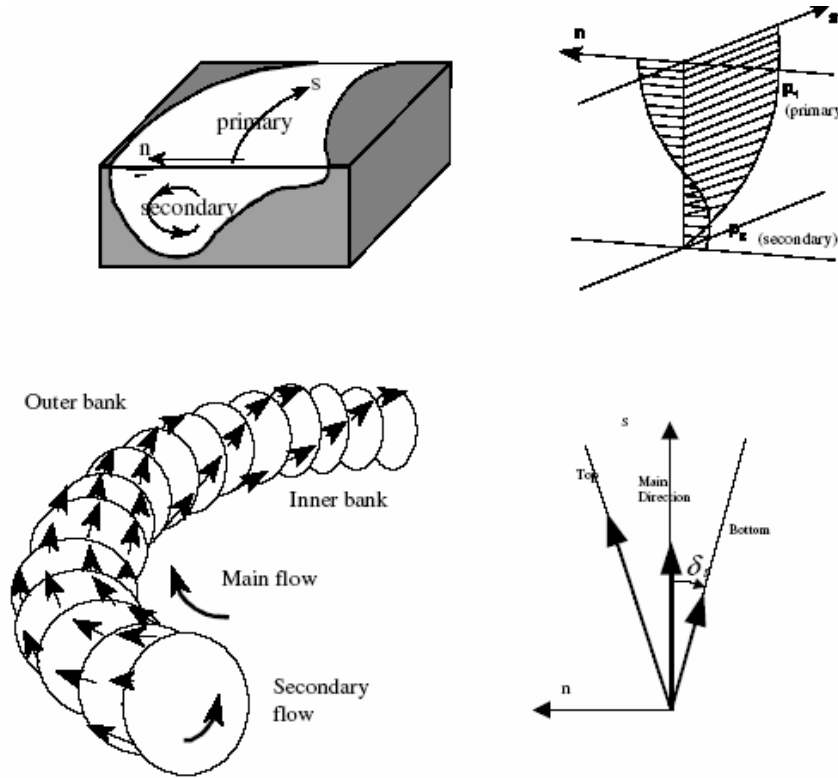


Figura 3.2 Schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale, responsabile del differente comportamento morfologico del fondale in curva.

Considerando un moto curvilineo di raggio R_s e profondità h , l'intensità del flusso elicoidale può essere espressa come:

$$i_s = \chi_e \cdot u \quad (3.11)$$

dove u è la velocità media del moto principale e χ_e è la forza del flusso elicoidale, derivata da Rozowsky, 1957 (DHI, 2005):

$$\chi_e = \frac{2}{\kappa^2} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa \cdot C} \right) \cdot \frac{h}{R_s} \quad (3.12)$$

dove C è il coefficiente di Chezy, κ è la costante di Von Karman ($\kappa = 0.40$) e g l'accelerazione di gravità.

La direzione dello sforzo tangenziale al fondo in presenza di curvature, gioca un ruolo importante nello stabilire la forma dell'alveo. Il modello logaritmico di Rozowsky indica, per tale grandezza (Figura 3.2), l'espressione:

$$\tan \delta_s = -\beta \cdot \frac{h}{R_s} \quad (3.13)$$

dove δ_s è l'angolo tra lo sforzo tangenziale al fondo e la direzione della corrente principale e β è un parametro di taratura, espresso dalla:

$$\beta = \alpha \cdot \frac{2}{\kappa^2} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa \cdot C} \right) \quad (3.14)$$

nella quale α è un ulteriore parametro di taratura che va posto tra 0.4 e 1.2.

Per il valore $\alpha = 1.0$, preimpostato dal modello MIKE 21C (DHI, 2005), la direzione dello sforzo tangenziale al fondo assume il valore:

$$\tan \delta_s = 10 \cdot \frac{h}{R_s} \quad (3.15)$$

Una volta nota la direzione dello sforzo tangenziale al fondo, l'intensità del flusso elicoidale può essere valutata come:

$$i_s = \frac{uh}{R_s} = \frac{-u}{\beta} \tan \delta_s \quad (3.16)$$

3.1.5 Trasporto solido

In presenza di una modellazione matematica bidimensionale del trasporto solido e della morfologia fluviale con significativo trasporto di sedimento in sospensione, è necessario fare una distinzione tra il trasporto di fondo e quello in sospensione, al fine di simulare lo sviluppo dinamico delle dimensioni delle forme presenti in alveo e per tener conto dell'effetto che il flusso elicoidale e della pendenza del fondo ha sulla direzione del trasporto solido (DHI, 2005).

Se il trasporto solido in sospensione è trascurabile rispetto al trasporto al fondo, si può escludere il modello per il trasporto in sospensione in modo da impiegare unicamente un modello per il trasporto di fondo (od un modello per il trasporto complessivo).

Una proprietà importante di MIKE 21C è la simulazione del trasporto solido con apporto limitato, ad esempio un alveo costituito da uno strato di materiale incoerente di spessore finito. Al di sotto di uno spessore di equilibrio predefinito (normalmente associato all'altezza delle dune di sabbia in corsi d'acqua sabbiosi), il trasporto solido viene ridotto in funzione della disponibilità di sedimento. L'erosione può aver luogo solo in presenza di sedimenti sul fondo dell'alveo. E' possibile definire una mappa bidimensionale dello spessore iniziale dello strato dei sedimenti. Questa proprietà viene usata, ad esempio, quando vengono rappresentate le opere di sistemazione idraulica presenti nel corso d'acqua (protezioni dei paramenti, pennelli, traverse, ecc) od il trasporto di sedimento a grana fine su di un letto roccioso.

MIKE 21C è in grado di simulare il trasporto solido di diverse frazioni di sedimento, ciascuna caratterizzata da un valore del diametro medio delle particelle. Il trasporto relativo ad ogni frazione viene simulato separatamente considerando opportunamente l'interazione tra le varie componenti presenti nel letto d'alveo (nascondimento, corazzamento). Il modello a diversi classi di sedimento viene quindi applicato in presenza di strati di sedimento definiti, ciascuno composto da determinate percentuali di ogni frazione di sedimento. Con questo modello è possibile simulare la distribuzione nello spazio e nel tempo delle classi di sedimento.

Nel MIKE 21C il sedimento trasportato al fondo viene calcolato in maniera esplicita per mezzo di una delle formule selezionate, ad es. Engelund & Fredsøe, Van Rijn o Meyer-Peter & Müller . Tali formule mettono in relazione la portata solida alla forza di trascinamento e

alla dimensione delle particelle. Nel MIKE 21C vengono inoltre effettuate correzioni nel trasporto solido di fondo calcolato in virtù della pendenza del fondo nella direzione principale della corrente.

I metodi standard per il calcolo del trasporto in sospensione non sono applicabili in caso di modellazione dettagliata (ad es. ad alta risoluzione) dei corsi d'acqua. È necessario infatti tener conto del ritardo spazio-temporale nella risposta del trasporto del sedimento ai cambiamenti delle condizioni idrauliche locali. Si consideri, ad esempio, un aumento di velocità di corrente in una strozzatura. All'aumentare della velocità di corrente corrisponderà un aumento del materiale eroso dell'alveo che però impiegherà del tempo (e quindi una certa distanza) per disperdersi lungo tutta la profondità. Ciò significa che il trasporto effettivo in sospensione non è solo una funzione delle condizioni idrauliche locali come viene normalmente supposto dalla maggioranza dei modelli matematici per il trasporto di sedimento, ma è anche una funzione di quello che avviene in precedenza a monte.

Una scala temporale significativa per il ritardo temporale (T) è il tempo di sedimentazione di una particella di sedimento nella colonna d'acqua:

$$T = h_* / w_s \quad (3.17)$$

dove h_* è l'altezza di caduta effettiva (dipende dalla forma della distribuzione verticale della densità di concentrazione di sedimento e, quindi, dalla velocità di caduta e dalla dispersione dei vortici) e w_s è la velocità di caduta. Allo stesso modo, un valore della distanza per il ritardo nello spazio è dato da:

$$L = T \cdot V \quad (3.18)$$

dove V è la velocità media di corrente. Ne risulta che il ritardo spaziale è il più importante nelle applicazioni sui corsi d'acqua naturali. In MIKE 21C l'effetto dovuto al ritardo spaziale viene modellato grazie ad uno schema mediato sulla profondità dal modulo convettivo-diffusivo, che rappresenta il trasporto e la distribuzione verticale del trasporto in sospensione e delle velocità. Questo modello è un'estensione del modello sviluppato precedentemente per una dimensione da Galappatti (1983) e successivamente per due dimensioni da Wang (1989). Nonostante Wang non prevede l'effetto del flusso elicoidale. Tale effetto è essenziale nel caso di applicazioni fluviali in quanto la direzione del trasporto in sospensione differirà dalla direzione della corrente principale proprio a causa del flusso elicoidale, come illustrato nella Figura 3.3. La forza di trascinamento sulle particelle di sedimento trasportato sul fondo è dato dalla composizione delle tre componenti di "trascinamento": la forza data dal flusso principale F_{bs} , la forza data dal flusso secondario F_{bn} , la forza dovuta alla gravità su un letto d'alveo pendente (DHI, 2005).

La composizione delle componenti di trasporto al fondo viene eseguita in ogni punto della griglia tenendo conto della componente di trasporto nella direzione di corrente, calcolata in relazione all'idrodinamica bidimensionale, della componente trasversale, calcolata sulla base del flusso elicoidale, e della forza di gravità che agisce perpendicolarmente alle curve isobatimetriche. Lo stesso approccio è seguito per il trasporto in sospensione, tenendo conto della distribuzione verticale della densità di concentrazione di sedimento.

In MIKE 21C il moto secondario viene utilizzato assieme al moto principale ed alla concentrazione per la stima del trasporto in sospensione sulla verticale. Poiché la concentrazione è più elevata vicino al fondo, il trasporto di sedimento in sospensione devierà verso il centro della curva. A differenza del trasporto di fondo, la pendenza trasversale del fondo alveo non influisce sulla direzione del trasporto di sedimento in sospensione.

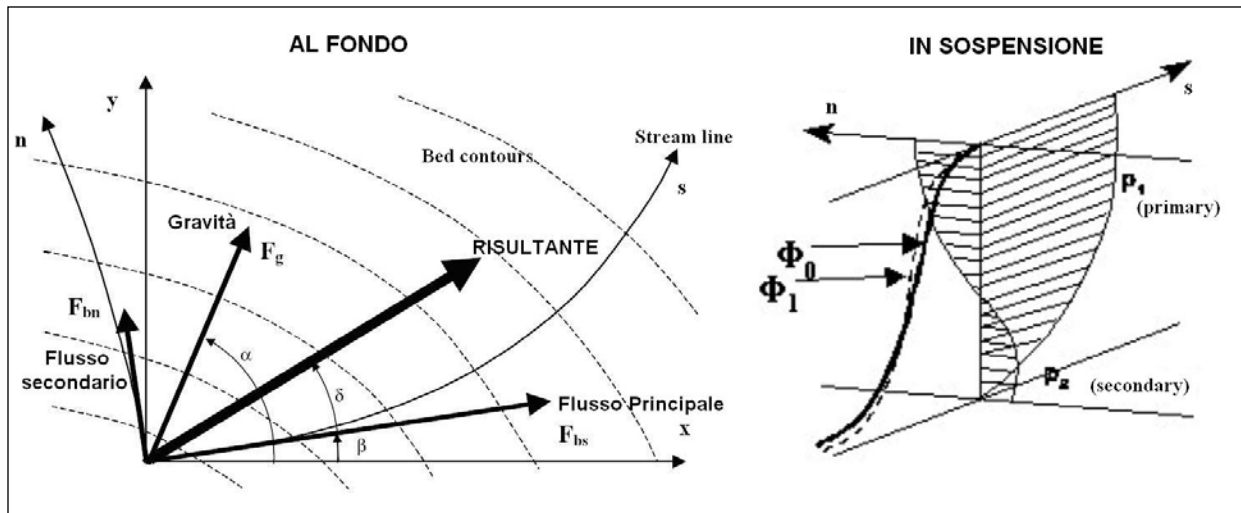


Figura 3.3 Componenti della forze di “trascinamento” al fondo ed in sospensione nel calcolo del trasporto solido in MIKE 21C. (DHI, 2005).

Il modello convettivo-diffusivo mediato sulla verticale richiede un'espressione per la concentrazione di equilibrio. I modelli quali quelli di Engelund & Fredsøe (1982) o Van Rijn (1984) possono essere utilizzati a tale scopo. E' possibile anche usare le formule empiriche implementate in MIKE 21C supponendo che la concentrazione di equilibrio sia pari al trasporto in sospensione diviso per il tirante idrico.

L'equilibrio fra il trasporto di fondo ed il trasporto in sospensione è un fattore importante nello sviluppo delle forme di fondo. Le seguenti osservazioni possono essere fatte, anche facendo i confronti in una simulazione dove si mescolano trasporto di fondo ed in sospensione:

- soltanto considerando il trasporto di fondo, lo scavo che si sviluppa all'inizio della curva è meno pronunciato e le oscillazioni a valle della curva sono abbassati;
- nel confronto considerando soltanto trasporto in sospensione la simulazione oscilla e non converge per elevati periodi di simulazione.

In accordo con questo si può suggerire quale è il meccanismo di trasporto di sedimento dominante nel sistema. Tuttavia, la componente in sospensione del trasporto genera dispersioni importanti nel sistema che contribuiscono alla formazione delle forme caratteristiche dell'alveo.

Possono essere impiegate diverse formulazioni per il calcolo delle componenti di trasporto solido al fondo ed in sospensione. Le formulazioni implementate nel modello sono quelle di Engelund & Fredsøe, Engelund & Hansen, Van Rijn, Smart & Jaeggi, Meyer-Peter & Müller .

3.1.6 Pendenza trasversale dell'alveo

La direzione della tensione tangenziale al fondo può deviare rispetto alla direzione della corrente principale, a causa del flusso elicoidale (secondario) e per effetto della gravità, a causa della pendenza trasversale del fondo. Il trasporto del sedimento lungo la direzione trasversale della corrente (S_n) è una componente essenziale per la corretta previsione dello sviluppo di forme di fondo nei corsi d'acqua, specialmente per quelli aventi carattere

meandriforme. Essa viene a dipendere dalla pendenza dell'alveo lungo la direzione normale alla direzione principale del moto e viene ottenuta dalla:

$$S_n = \left(\tan \delta_s - G \cdot \theta^{-a} \cdot \frac{\partial z^*}{\partial n} \right) \cdot S_{bl} \quad (3.19)$$

dove θ è il parametro di Shields (sforzo tangenziale di fondo, adimensionale), $\partial z^*/\partial n$ è la pendenza trasversale del fondo, G è il fattore di pendenza trasversale, a è l'esponente della pendenza trasversale, $\tan \delta_s$ è la deviazione dello sforzo tangenziale a causa del flusso elicoidale (calcolato dal modello dell'equazione convettiva-diffusiva) e S_{bl} è il trasporto di fondo.

Analogamente, la pendenza longitudinale dell'alveo influenza il trasporto del sedimento lungo la direttrice principale del flusso (S_s), come evidenziato dalla:

$$S_s = \left(1 - e \cdot \frac{\partial z^*}{\partial s} \right) \cdot S_{bl} \quad (3.20)$$

dove e è il fattore di pendenza longitudinale e $\partial z^*/\partial s$ è la pendenza longitudinale del fondo.

Nel MIKE 21C il sedimento trasportato al fondo viene calcolato in maniera esplicita per mezzo di una delle formule disponibili, ad es. Engelund & Fredsøe, Van Rijn o Meyer-Peter & Müller. Tali formule mettono in relazione la portata solida alla forza di trascinamento ed alla dimensione delle particelle. Se il fondo alveo assume giacitura piana, la direzione del trasporto coinciderà con la direzione della tensione tangenziale al fondo. Questa può deviare dalla direzione che la corrente assume alla profondità media (punto in cui si annulla la componente trasversale del flusso elicoidale) a causa del flusso elicoidale, come descritto nel paragrafo 3.1.4. Se δ_s è l'angolo di deviazione originato dal flusso elicoidale e χ_e è la forza del flusso elicoidale, sussiste la seguente relazione:

$$\tan \delta_s = \chi_e \quad (3.21)$$

Su fondi inclinati, la gravità influirà sulla direzione del trasporto come illustrato nella Figura 3.3. L'effetto della gravità e della pendenza del fondo alveo sulla direzione del trasporto, si traduce nella deviazione di un angolo α dato dalla:

$$\tan \alpha = G \cdot \theta^{-a} \cdot S_{ft} \quad (3.22)$$

dove S_{ft} è la pendenza del fondo, θ è la tensione tangenziale al fondo, G e a sono parametri di taratura.

Valori tipici per G e a sono, rispettivamente, 0.66 e 0.50. La maggior parte di queste relazioni tuttavia, sono state verificate solo confrontandole con dati derivati da test di laboratorio e quindi non sono con certezza applicabili a corsi d'acqua naturali con un notevole trasporto solido in sospensione (DHI, 2005). La relazione applicabile viene quindi spesso determinata tramite taratura del modello. Nel MIKE 21C vengono inoltre effettuate correzioni nel trasporto solido di fondo calcolato in virtù della pendenza del fondo nella direzione del flusso principale.

3.1.7 Resistenza a fondo mobile

E' decisamente più complesso definire la resistenza idraulica in corsi d'acqua a fondo mobile che ad fondo fisso. Questo perché una buona parte della resistenza a fondo mobile è originata

dalla resistenza dovuta alle forme di fondo (Figura 3.4). La topografia del fondo ha una configurazione determinata dal trasporto solido e dalla corrente. La resistenza idraulica pertanto presenterà variazioni sia spaziali che temporali.

In genere, la resistenza idraulica viene distinta in quella causata dalla resistenza delle forme di fondo (attrito di forma) e quella dovuta alla tensione tangenziale al fondo (attrito di superficie). L'attrito di superficie viene determinato con una buona precisione da un'equazione logaritmica per lo strato limite basata sul 50% del passante al settaccio dei sedimenti del fondo. L'attrito di forma, però, può essere determinato solo se sono note le dimensioni delle forme del fondo.

Sono stati proposti diversi modelli di predizione della resistenza idraulica per i corsi d'acqua a fondo mobile, tra i quali quelli di Engelund & Hansen e Ackers & White. Entrambi i modelli sono semi-empirici e mettono in relazione la resistenza idraulica con le condizioni istantanee della corrente locale.

In MIKE21C, lo sviluppo dinamico delle dimensioni delle forme di fondo (altezza e lunghezza) viene stimato utilizzando il modello di Fredsøe (1979). In una fase successiva, l'attrito di forma viene calcolato usando una formula tipo Carnot per la perdite di espansione. L'attrito di superficie è determinato per mezzo di un'equazione logaritmica del moto nello strato limite. Con moto quasi stazionario, questo modello suggerisce che all'aumentare della velocità della corrente corrisponda un aumento della dimensione delle dune e quindi della resistenza idraulica. Con l'ulteriore aumento della velocità della corrente, l'altezza della topografia del fondo e la profondità dell'acqua prima aumentano più o meno con la stessa velocità e quindi la resistenza idraulica varia più lentamente fino a quando le dune sabbiose vengono spianate piuttosto rapidamente e la resistenza idraulica diminuisce velocemente. Questo processo viene illustrato nella Figura 3.4.

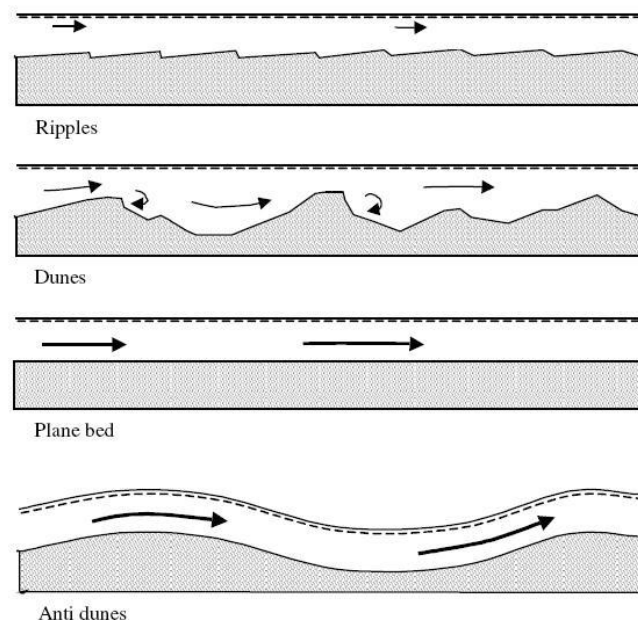


Figura 3.4 Sviluppo della geometria dei fondali all'aumentare della velocità di corrente (DHI, 2005).

Per alcune applicazioni, le differenze nella resistenza al fondo che derivano da cambiamenti rapidi delle quote del fondo stesso possono essere più rilevanti rispetto alle differenze nella resistenza dovute all'aumentare o al diminuire della portata. Pertanto nella maggior parte dei casi si è dimostrato funzionale l'uso di un modello semplice per la resistenza a fondo mobile. Tale modello è:

$$C = a \cdot h^b \quad (3.23)$$

dove C è il numero di Chezy, h è la profondità locale, a e b sono costanti di taratura. Per $b=1/6$ il modello eguaglia semplicemente la formula di Manning, mentre per $b=0$ il modello corrisponde alla formula di Chezy. Nel modello morfologico, la profondità h cambierà sia in relazione al cambiamento delle quote del fondo sia al variare dei livelli idrici.

3.1.8 Erosione di sponda

Un aspetto importante dei processi di morfologia fluviale è dato dall'erosione di sponda. Nei corsi d'acqua naturali senza protezione spondale, una descrizione accurata dell'erosione delle sponde può risultare fondamentale per ottenere un quadro esauriente della morfologia d'insieme dell'area. In MIKE21C, è possibile simulare l'erosione di sponda parallelamente al trasporto solido ed alle simulazioni idrodinamiche. Per ogni passo temporale della soluzione dell'equazione di continuità del sedimento, si tiene conto del materiale spondale eroso. L'erosione spondale viene stimata tramite la seguente equazione (DHI, 2005):

$$E_b = \alpha \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \beta \cdot \frac{S}{h} + \gamma \quad (3.24)$$

dove: E_b è l'indice o velocità di erosione spondale, in [m/s]; z è il livello locale del fondo dell'alveo, in [m]; t è il tempo, in [s]; S è il trasporto solido nei pressi delle sponde, in [m²/s]; h è la profondità locale dell'acqua; α , β , γ [m/s] sono i coefficienti di taratura che devono essere specificati nel modello prima della simulazione.

Il parametro α tiene conto della pendenza delle sponde ed è legato all'erosione del fondo, infatti $\partial z / \partial t$ indica la variazione del livello del fondo nel tempo; β è la frazione di portata solida legata all'erosione delle sponde; infine γ è la velocità di erosione delle sponde.

Il sedimento che si riversa nel corso d'acqua per la erosione spondale viene conteggiato nell'equazione di continuità del sedimento come un termine supplementare di "sorgente", ΔS , è:

$$\Delta S = E_b \cdot (h + h_b) \quad (3.25)$$

dove il h_b è l'altezza della sponda sopra il livello d'acqua (il modulo d'erosione di sponda ha bisogno di specificare le celle attive in cui sarà cambiato il livello dell'alveo e l'apporto di sedimento).

Quando si considera l'opzione di erosione nelle curve, il raggio del meandro può aumentare gradualmente col tempo. Le sponde esterne si erodono contribuendo al bilancio di sedimento nel sistema. L'erosione della sponda è inclusa come termine di "sorgente" di sedimento nella equazione di continuità di trasporto del sedimento attraverso l'equazione 3.25.

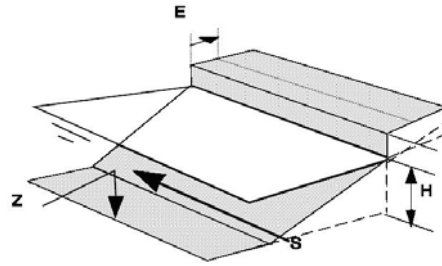


Figura 3.5 Definizione dell'indice di erosione di sponda E , che in questo modello dipende dai cambiamenti del livello del fondo, della variazione del trasporto solido e dalla profondità in prossimità delle sponde (DHI, 2005).

Oltre alla formula precedente, sono stati condotti diversi test con varie formulazioni alternative che sono disponibili come proprietà nascoste nel MIKE 21C.

La presenza d'erosione spondale modifica planimetricamente la posizione della linea di sponda e di conseguenza anche l'estensione dell'area modellata. MIKE 21C può tener conto di questi cambiamenti di sviluppo planimetrico rigenerando la griglia curvilinea durante la simulazione quando i mutamenti della linea di sponda superano una soglia predefinita. In questo modo il modello morfologico diventa un modello di forma planimetrica "plan form".

3.1.9 Morfologia a grande scala

In questo contesto, grande scala significa cambiamenti nel livello del fondo, così come modifiche planimetriche dovute all'erosione delle sponde entro i confini del modello.

I modelli di trasporto solido al fondo ed in sospensione precedentemente descritti prevedono la simulazione della direzione e della portata di trasporto solido. Un cambiamento del livello del fondo quindi viene facilmente determinato dal bilancio di massa entro il volume di controllo producendo un deposito od uno scavo. Tale integrazione è esplicita, a causa del carattere non lineare delle equazioni di trasporto solido applicate. Ciò implica che il modello morfologico a larga scala deve sottostare ad un criterio rigido di stabilità per il passo temporale. Comunque, è in genere possibile utilizzare un passo temporale considerevolmente superiore a quello del modello idrodinamico. Inoltre, MIKE 21C ha la capacità di simulare il moto della fase liquida supponendo un moto quasi-dinamico, e.g. l'integrazione di piccoli moti permanenti. Con tale proprietà, è possibile simulare serie temporali molto lunghe (anni) anche con modelli bidimensionali assai dettagliati. Infine, il passo temporale per la simulazione del trasporto solido può variare automaticamente specificando un valore accettabile del numero massimo di Courant di trasporto solido. Questa opzione risulta utile nella simulazione di serie temporali con condizioni assai variabili di portata di magra o di piena.

Per quanto riguarda il modello morfologico è possibile specificare tre tipi di condizioni al contorno di monte: trasporto solido totale, mutamenti del livello del fondo, o concentrazione del sedimento in sospensione (in questo caso, il trasporto di fondo viene calcolato esplicitamente dalle condizioni idrauliche al contorno). Le condizioni al contorno possono variare sia nello spazio che nel tempo. Gli effetti dell'erosione delle sponde sono rappresentati tramite l'equazione di continuità dei sedimenti, ovvero il materiale spondale eroso viene considerato come una condizione al contorno di un apporto laterale.

L'output del modello morfologico a grande scala è il valore della portata solida (trasporto di fondo e in sospensione), il livello del fondo e le variazioni batimetriche per ogni punto della griglia e ogni passo temporale. Se si attiva il modulo di aggiornamento dell'erosione di sponda e della griglia, il modello fornisce anche l'erosione spondale accumulata e le nuove coordinate di griglia.

3.1.10 Verifiche dei risultati con MIKE 21C

MIKE 21C è progettato in particolare per la modellazione della morfologia fluviale. Deve pertanto essere in grado di simulare lo sviluppo dell'erosione in curva, una delle caratteristiche principali dei corsi d'acqua sinuosi, nonché lo sviluppo di isole e barre laterali.

Durante la simulazione ed al termine della stessa, si devono controllare i valori d'alcuni parametri e d'alcune grandezze simulate in sezioni di controllo, per essere sicuri dall'affidabilità dei risultati.

In una simulazione idrodinamica si devono fare i seguenti controlli.

- Controllo del *Time Step*.
- Controllo dei valori iniziali della profondità d'acqua (*Initial Water Surface Elevation*) per bagnare tutte le celle corrispondenti al canale principale.
- Valori del tirante nelle condizioni al contorno. Nelle celle al contorno si devono avere almeno tre righe di celle con quote del fondo che assicurino la stabilità numerica. In particolare il gradiente della quota del fondo alveo (batimetria) in questa zona deve avere valori il più bassi possibili e lo sviluppo planimetrico del canale deve essere graduale.
- Controllo nei risultati ("*cold start*") dei valori di "*flood and dry*".
- Controllo dei valori nel layer *P flux* e *Q flux* in il file "*hot start*".
- Analisi simultanea dei risultati con la griglia curvilinea nel *MIKE 21 C grid generator*, verificando punti critici in corrispondenza delle celle critiche, dove si hanno valori di ortogonalità (rapporto "*Aspect ratio*") al di fuori del campo specificato dai criteri di costruzione della griglia.

Invece nella simulazione morfologica si devono controllare i seguenti punti.

- Controllo del *Time Step morfologico*.
- Spessore del "*layer*" erodibile, nel caso della presenza di opere idrauliche trasversali.
- Il numero di frazioni di sedimento inserite nel modello.
- Valori della concentrazione iniziale di sedimento (ad esempio, idrogrammi di portata solida) al contorno e in tutto il campo di moto.
- Controllo dei parametri corrispondenti sia per il trasporto solido che per il trasporto in sospensione, quando siano considerati entrambi.
- Controllo dei valori della scabrezza che possono aumentare o diminuire la componente del trasporto solido.
- Controllo della tendenza naturale dei corsi d'acqua meandriformi: deposito all'interno delle curve e erosione all'esterno, intensità del flusso elicoidale, direzione del trasporto di sedimento, controllo dei coefficienti della pendenza trasversale (*G* e *a*).

- Verificare localmente la velocità in presenza di strutture ed opere idrauliche (briglie, ponti, ecc).
- Controllo della griglia curvilinea nel *MIKE 21C Grid generator* con i risultati delle variabili simulate, a fine di identificare anomalie nell'entità delle stesse.

3.1.11 Applicazione Standard

Nel presente studio si è posta l'attenzione in un tratto di 12 km localizzato nella parte alta del bacino del Torre, compreso tra la traversa di Zompitta e il ponte di S. Gottardo che corrisponde alle sezioni trasversali (in senso decrescente) dalla 57 alla 43. Lungo questo tratto non si evidenziano fenomeni di sovralluvionamento o di deposito, per contro, in alcuni tratti, si segnalano fenomeni di approfondimento dell'alveo messi in evidenza dal parziale scalzamento delle base della traversa di Zompitta, delle soglie del ponte di Povoletto e dalle frequenti erosioni spondali, anche di grado elevato, che si registrano in particolare lungo le sponde che presentano forme concave (BETA Studio srl, 2006c).

La griglia curvilinea e la batimetria

Per la descrizione plano - altimetrica dell'area da modellare ci si è avvalsi del rilievo laser-altimetrico di elevato dettaglio, realizzato nel 2005 da Helica srl, e reso disponibile nell'ambito del presente studio (BETA Studio srl, 2006c). Il rilievo laser-altimetrico è caratterizzato da una densità, variabile da zona a zona, mediamente pari a 4 punti al metro quadro. Per la localizzazione del rilievo sul territorio ci si è avvalsi del supporto cartografico costituito dalle immagini fotografiche ortogonalizzate, restituite nel corso dello stesso rilievo laser-altimetrico, e dalla Carta Tecnica Regionale.

A partire dalle informazioni topografiche di base è stato generato un modello digitale del terreno (DTM e Hillshade) di 2 x 2m, che costituisce il tipo di informazione compatibile con gli strumenti di analisi e generazione automatica della griglia di cui è dotato il modello MIKE 21C (Figura 3.6).

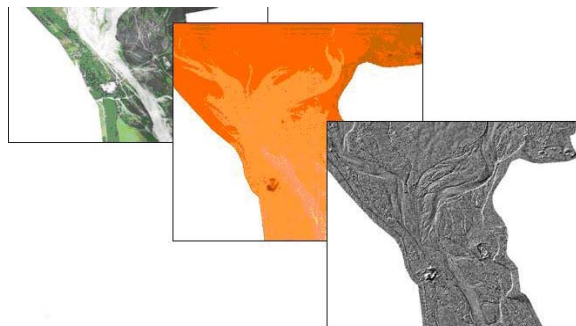


Figura 3.6 Dati per la caratterizzazione plano-altimetrica dell'area da modellare (BETA Studio srl, 2006c).

Per poter descrivere nel modo più accurato possibile l'area fluviale di indagine e, nel contempo, non appesantire eccessivamente il modello di calcolo, si è proceduto con un'analisi preliminare finalizzata alla delimitazione del dominio di calcolo mediante individuazione delle aree interessate dal deflusso di piena in conseguenza dell'onda di tempo di ritorno maggiore (BETA Studio srl, 2006e).

L'utilizzo della griglia curvilinea consente di simulare sia gli effetti dell'erosione che il moto secondario in curva. Per cogliere l'andamento dell'alveo e schematizzare con cura le variazioni di direzione e di larghezza del corso d'acqua, la griglia di calcolo è stata costruita per tratti successivi con dimensioni delle celle di calcolo variabili in funzione delle caratteristiche morfologiche del tratto stesso. La griglia è stata disegnata tenendo conto delle linee di sponda, della direzione del moto, degli argini, delle strutture idrauliche, ecc. inglobando anche tutte le aree golenali interessate dalle piene per gli eventi considerati (BETA Studio srl, 2006e). In definitiva, le dimensioni medie delle celle della griglia curvilinea sono 7m in direzione trasversale (dn) e 29m in direzione del moto (ds), rispettivamente.

Una volta costruita la griglia curvilinea di calcolo, si è proceduto ad associare ad ogni cella la relativa quota altimetrica: la quota di ciascuna cella è stata determinata attribuendo il valore medio delle quote della porzione del DTM entro la cella stessa (Figura 3.7). Nel seguito con il termine batimetria verrà indicato l'insieme dei dati topografici associati alle celle della griglia di calcolo.



Figura 3.7 La batimetria curvilinea.

Le opere idrauliche quali ponti e briglie sono state inserite nel modello andando a modificare puntualmente le quote delle celle della griglia. Nel caso delle briglie, oltre alla verifica e all'eventuale correzione della quota di sfioro del manufatto cella per cella, si è imposta la condizione di non erosione delle celle corrispondenti alla briglia stessa.

Condizioni al contorno

L'asta fluviale è caratterizzata da onde di piena impulsive in occasione delle quali il trasporto di sedimento dominante è quello costituito dalle ghiaie, che viceversa non vengono movimentate, se non parzialmente, in condizioni ordinarie di deflusso (BETA Studio srl, 2006e). Per questo motivo le simulazioni di interesse si riconducono al passaggio di onde di piena intense e di breve durata, in quanto sono le uniche a provocare il raggiungimento di portate capaci di trasportare i sedimenti più grossolani. Le simulazioni sono state effettuate sollecitando l'asta fluviale con un'onda di piena sintetica avente un periodo di ritorno di 20 anni ed in grado di mobilitare quantità di sedimento non trascurabili.

I valori delle portate dell'idrogramma di piena, sono stati ricavati dallo studio idrologico realizzato da BETA Studio srl (2006b) corrispondente ad un fenomeno meteorico della durata di 12 ore. L'idrogramma di ingresso nel modello per la sezione di monte del Torre a Zompitta ha una durata complessiva di 24 ore, che si fa coincidere con il tempo totale simulato. Nella Figura 3.8 si riporta l'idrogramma in ingresso al modello. Come condizione di valle si è imposta un'altezza idrometrica variabile in funzione degli idrogrammi provenienti da monte. L'andamento dei livelli è stato calcolato nota la scala delle portate della sezione di valle

(Figura 3.9). Quest'ultima è stata ottenuta tramite simulazioni in regime di moto permanente mediante HEC-RAS per una serie di portate relative all'idrogramma di piena, ed è stata verificata con i livelli idrometrici disponibili in una sezione a valle del tratto in esame in prossimità della confluenza con il fiume Isonzo.

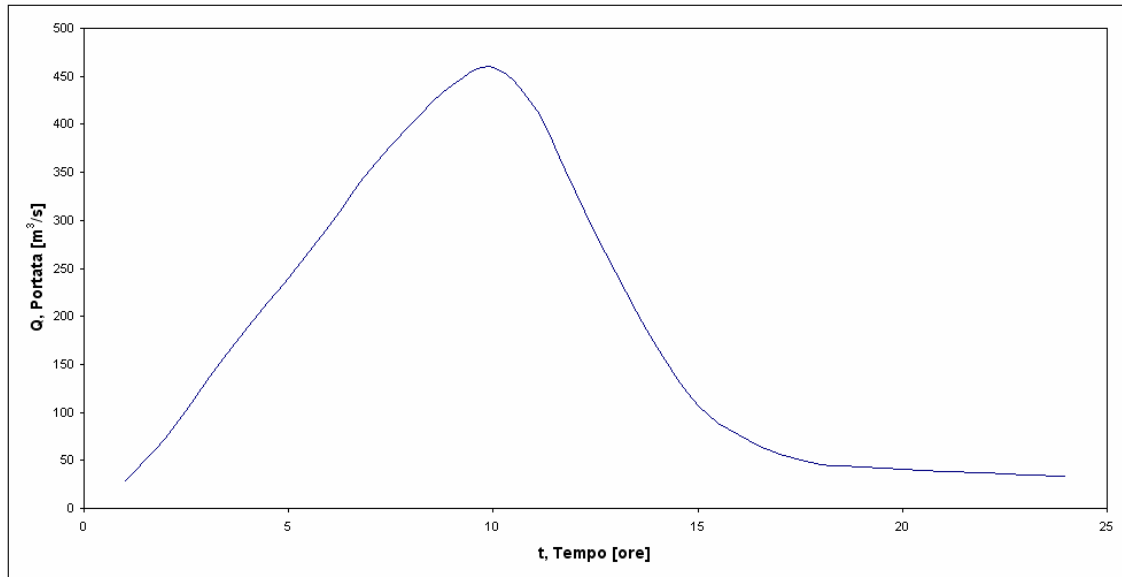


Figura 3.8 Idrogramma in ingresso al modello in corrispondenza a Zompitta (BETA Studio srl, 2006e).

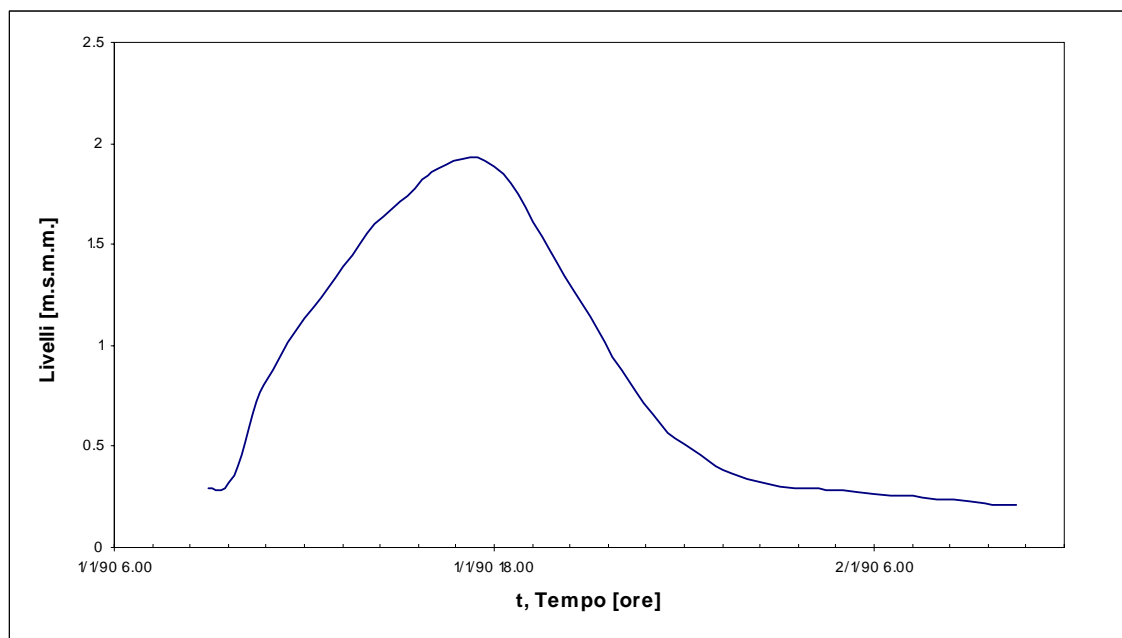


Figura 3.9 Idrogramma dei livelli imposto come condizione al contorno di valle del modello (BETA Studio srl, 2006e).

Oltre alle condizioni al contorno relative alla fase liquida è necessario definire anche le condizioni al contorno morfologiche. Nel caso in esame, data la durata limitata del fenomeno studiato che si riduce alla simulazione di una singola onda di piena, è stata considerata a monte una situazione di equilibrio morfologico, imponendo quindi una variazione nulla del fondo alveo (*bed level change* = 0). La stessa condizione è stata considerata come condizione al contorno di valle. Tale condizione ipotizza che tutto il materiale in arrivo da monte venga trasferito a valle, escludendo in tal modo fenomeni di deposito e di erosione nelle sezioni al contorno che potrebbero provocare instabilità durante la simulazione.

Caratteristiche granulometriche

Le caratteristiche granulometriche dell'alveo in esame sono state determinate mediante un metodo fotografico digitale a partire dai dati raccolti da una campagna apposita di indagine (BETA Studio srl, 2006a). Il corso d'acqua in esame è caratterizzato da una granulometria variabile con valori del D_{50} compresi tra 90 e 10mm. In Figura 3.10 è riportata la distribuzione dei diametri caratteristici lungo il corso d'acqua. Si è stabilito di descrivere la distribuzione granulometrica dell'alveo considerando 3 frazioni caratteristiche aventi diametri pari a 15, 30 e 50mm, e di suddividere il corso d'acqua in quattro tratti (di cui i primi due evidenziati nella Tabella 3.1 sono oggetto di studio nella presente tesi) essendo ogni tratto caratterizzato da valori differenti delle percentuali delle tre frazioni (BETA Studio srl, 2006a).

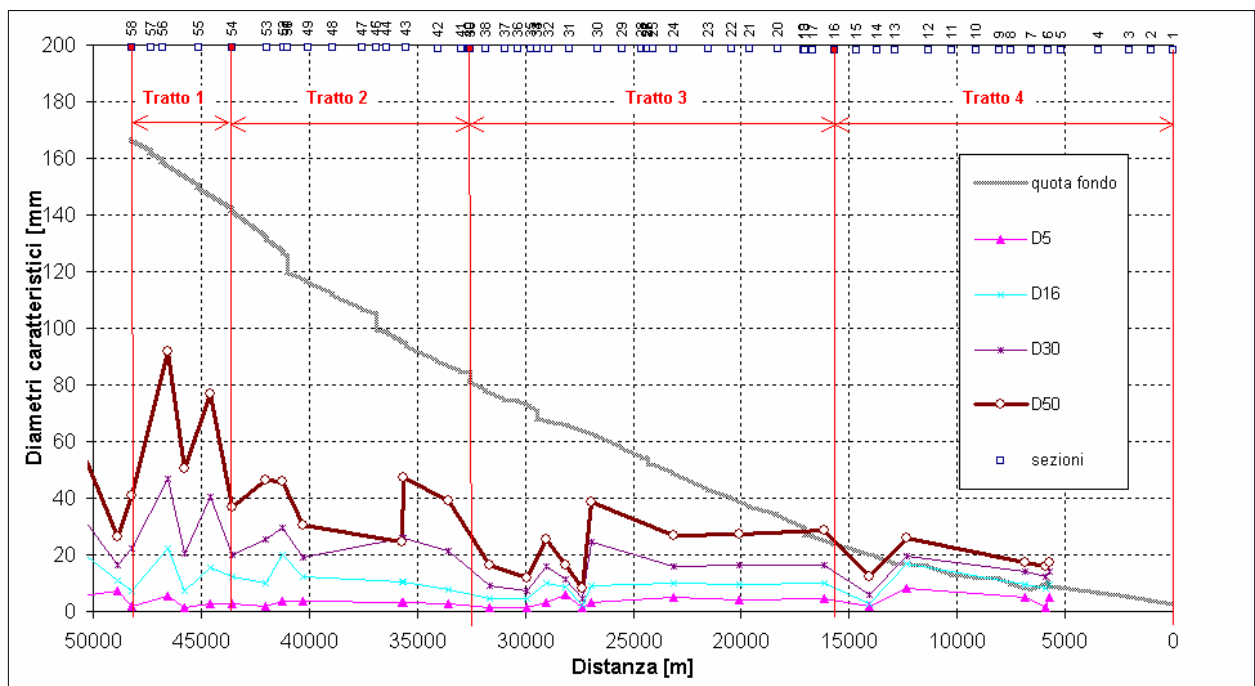


Figura 3.10 Distribuzione dei diametri caratteristici lungo il corso d'acqua e suddivisione in tratti omogenei (BETA Studio srl, 2006a).

Si è scelto di utilizzare valori dei diametri medi delle frazioni del sedimento leggermente inferiori (Tabella 3.2) rispetto ai valori che risultano dalla curva granulometrica. Tale scelta è motivata dalla necessità di adottare dimensioni delle particelle tali da favorire l'attività e quindi l'evoluzione geomorfologica. Con valori alti di d_{50} infatti, il trasporto viene limitato ai soli momenti di picco, mentre abbassando il d_{50} si sovrastima il trasporto determinando un accorciamento della scala temporale in cui una particolare evoluzione avviene. Essendo però

la serie di eventi definita su base statistica ed affetta da incertezza, la distorsione contenuta in tale scala, indotta dalla sottostima del d_{50} è assolutamente tollerabile e consente di evidenziare maggiormente le tendenze evolutive in esame (BETA Studio srl, 2006e).

Tabella 3.1 Caratteristiche granulometriche medie dei tratti omogenei in cui è stato suddiviso il corso d'acqua (BETA Studio srl, 2006e).

Tratto	Sezioni		Percentuale di Frazioni di sedimento		
	da sezione	a sezione	F ₁ = 15mm	F ₂ =30mm	F ₃ =50mm
1	57	55	12	20	68
2	55	42	16	44	40
3	42	16	30	50	20
4	16	5	31	63	6

Tabella 3.2 Diametri medi (D_{50}) delle frazioni di sedimento considerati nel presente studio.

No. Frazioni di sedimento	Diametro medi, D_{50} [mm]		Percentuale ridotta
	Reale	Modello	
1	16	15	6.25
2	40	30	25.00
3	80	50	37.50

La frazione fine, inferiore a 15mm, non è stata invece tenuta in considerazione perché non contribuisce significativamente alla variazione morfologiche dell'alveo. Il materiale fine (sabbie) è presente per lo più in qualità di deposito nelle aree golenali. Il trasporto solido è stato pertanto descritto esclusivamente come trasporto di fondo di materiale grossolano (ghiaia).

A partire quindi dalla distribuzione dei diametri riportata in Tabella 3.2 sono state create le 3 matrici delle percentuali (una per ogni frazione) utilizzate dal modello. Non essendo disponibili per il tratto in esame misure di trasporto solido non è stato possibile verificare il modello mediante confronto dei risultati delle simulazioni con i dati osservati (BETA Studio srl, 2006e).

Scabrezza dell'alveo

L'alveo del torrente Torre è caratterizzato da isole ricoperte da vegetazione al centro dell'alveo di magra ordinario che danno vita a bracci di deflusso di magra e da aree golenali piuttosto estese, spesso caratterizzate da prati o da vegetazione arborea o da attività agricole. Proprio in relazione alle caratteristiche della vegetazione e di uso del suolo individuate si è ritenuto importante definire una mappa delle scabrezze, che permettesse di tenere in considerazione gli effetti di tali caratteristiche sull'idrodinamica e sulla dinamica del trasporto solido. La mappa della scabrezza è stata ottenuta con riferimento alle informazioni relative all'uso del suolo e alle informazioni relative alla granulometria dell'alveo. Sulla base dei risultati ottenuti per l'individuazione delle classi di uso del suolo, sono state definite tre classi comprendenti rispettivamente (BETA Studio srl, 2006e): l'alveo, le aree golenali e le barre fluviali vegetate o boscate, le aree agricole o antropizzate. In riferimento alla classe "aree golenali vegetate o ad uso agricolo" è stato attribuito un valore del coefficiente di scabrezza

unitario pari a $20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ alle aree vegetate o boscate e pari a $33 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ alle aree ad uso agricolo o antropizzate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agriculture 1929, 1934; Chow V. T., 1973; Hanif C. M., 1993). Per l'alveo invece i valori del coefficiente di scabrezza sono stati ricavati in funzione della granulometria media caratteristica. In particolare il corso d'acqua in esame è stato suddiviso nei quattro tratti omogenei riportati nella Tabella 3.3; per ogni tratto è stato individuato un valore medio del d_{90} (BETA Studio srl., 2006a).

Per l'individuazione del coefficiente di scabrezza K_s si è fatto ricorso alla seguente formulazione (Da Deppo et al, 2000):

$$K_s = 26 / d_{90}^{1/6} \quad (3.26)$$

dove d_{90} (m) è il diametro cui corrisponde, in un'analisi granulometrica significativa, un passante (in peso) pari al 90% del campione.

Tabella 3.3 Sub-tratti omogenei del torrente Torre caratterizzati da un valore medio del D_{90} e del coefficiente di Gauckler-Strickler (BETA Studio srl., 2006a).

Sezioni		Sub-tratti	D_{90} [mm]	K_s [$\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$]
da sez	a sez			
57	55	1	182	35
55	42	2	104	38
42	16	3	55	42
16	1	4	40	45

Equazione di trasporto solido e le opzioni di calcolo adottate

I sedimenti considerati nel modello sono ghiaie con diametro medio dei grani compreso tra 15mm e 50mm. La frazione fine non è stata considerata perché non contribuisce significativamente alla morfologia dell'alveo. La frazione fine (sabbie) è infatti presente nell'alveo attivo ad un livello irrilevante ed è presente per lo più in qualità di deposito nelle aree golenali. Per tale motivo la concentrazione iniziale del sedimento fine è stata posta nulla ed il coefficiente di dispersione è stato posto costante e pari a zero.

Il trasporto solido è stato pertanto descritto esclusivamente come trasporto di fondo di materiale grossolano (ghiaia). L'equazione selezionata all'interno del modello MIKE 21C per il calcolo della capacità di trasporto solido è l'equazione di Smart & Jäeggi (1983); espressa nell'equazione 1.47.

Altri parametri

Il valore degli altri parametri e dei coefficienti idraulici e morfologici necessari per la simulazione con MIKE 21C sono presentati in Tabella 3.4.

Tabella 3.4 Altri parametri considerati nell'impostazione della simulazione con MIKE 21C.

Parametro	Simbolo	Valore
Viscosità turbolenta [m ² /s]	k	2.000
Coefficiente intensità flusso elicoidale	α	1.000
Pendenza trasversale dell'alveo (bed transverse slope) per canali naturali:		
Fattore trasversale della pendenza	G	1.250
Esponente trasversale della pendenza	a	0.500
Coefficiente della pendenza longitudinale	e	5.000
Sedimenti:		
Porosità	n	0.350
Densità dei sedimenti	ρ_s	2.650
Parametro critico di Shields	θ_c	0.056

Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Nella Figura 3.11 viene presentato il confronto degli idrogrammi di portata liquida a monte (Q_{in}) e a valle (Q_{out} MIKE 21C) del tratto. Lo sfasamento lungo l'asse delle ascisse dei valori di picco rappresenta il tempo di propagazione dell'onda (T_{LAG}) che in questo caso è stato stimato pari a 1.03 ore. La riduzione della portata al colmo, che passa dal valore a monte, Q_{MONTE} , di 459.50 m³/s (portata di picco in ingresso) al valore a valle Q_{VALLE} , di 452.77 m³/s (portata di picco in uscita), comporta una laminazione pari al 1.47% che viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$LAMINAZIONE[\%] = \left(\frac{Q_{MONTE} - Q_{VALLE}}{Q_{VALLE}} \right) \cdot 100 \quad (3.27)$$

Un controllo sull'andamento della propagazione, è stato eseguito un calcolo analogo mediante il modello semplificato di Muskingum, il quale ipotizza un profilo idrometrico linearmente variabile tra le due sezioni di monte e di valle, valutando, di conseguenza, il volume invasato in alveo come il volume del "tronco" così definito. Il metodo richiede l'assegnazione del fattore di scala K , ovvero del tempo di propagazione, posto pari a 1.03 ore, e del coefficiente diffusivo X , variabile tra 0.0 e 0.5. Quest'ultimo coefficiente rappresenta la capacità dell'alveo di produrre effetti di laminazione: valori minori sono rappresentativi di alvei larghi, dotati di ampie golene invase durante il passaggio della piena, mentre valori maggiori corrispondono ad alvei ristretti e poco laminanti. Assegnando il valore $X = 0.5$ si annulla ogni effetto di laminazione ed il modello si riconduce al modello dell'onda cinematica. Nel caso del torrente Torre, dopo alcuni tentativi, il valore $X = 0.2$ ha consentito di ottenere lo stesso valore della portata al colmo nella sezione di valle già ottenuta con il MIKE 21C (452.77 m³/s). Tale valore è coerente con le caratteristiche morfologiche del torrente in esame. L'idrogramma in uscita ottenuto con il modello di Muskingum viene riportato nella stessa Figura 3.11 in confronto con quello ottenuto dal MIKE 21C.

In Figura 3.12 vengono riportati gli idrogrammi delle portate solida e liquida, nella sezione a valle (sezione 43), i quali presentano un tempo al colmo di 11.03 ore e di 10.38 ore rispettivamente. Questo sfasamento si spiega con la dipendenza della portata solida dalle caratteristiche dei sedimenti e dalla loro attitudine ad essere trasportati nella sezione. Quindi, la portata solida è influenzata dalla disponibilità del materiale al fondo alveo ad ogni passo temporale di calcolo.

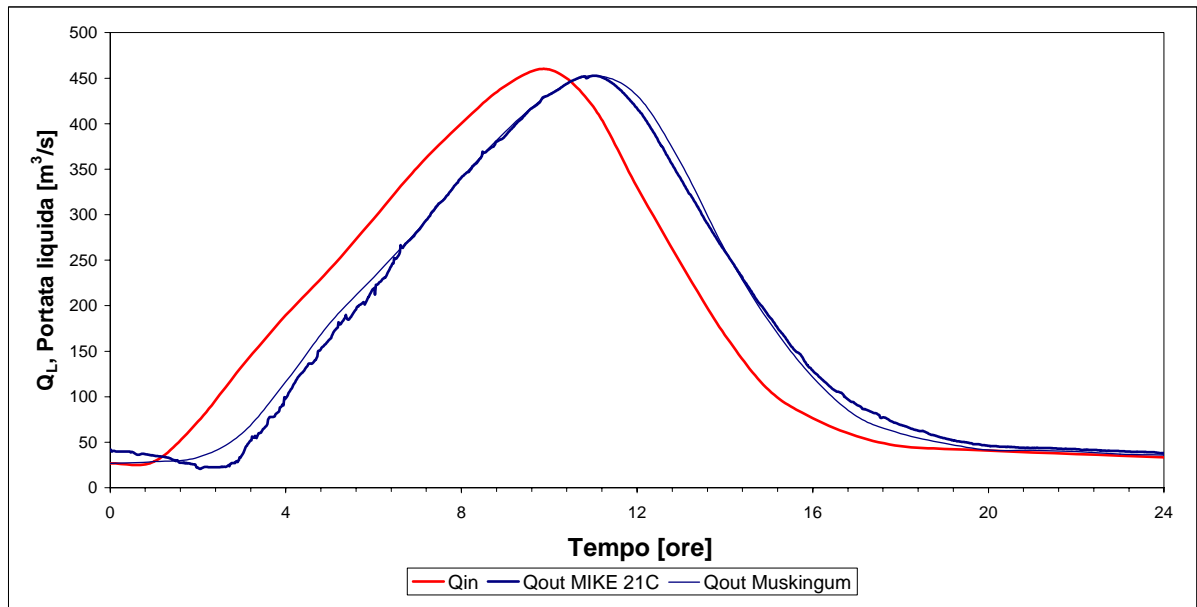


Figura 3.11 Idrogrammi di portata liquida a monte e a valle del tratto.

Per quanto riguarda le variabili idrauliche, il programma ha restituito i valori dei tiranti e delle velocità, il cui campo di variazione è riportato in Tabella 3.5. I valori massimi della velocità sono stati registrati nelle vicinanze delle opere. In Figura 3.13, si mostrano le mappe ottenute a partire da queste variabili. Si può osservare la delimitazione del canale attivo e la linea della massima profondità (*thalweg*) in corrispondenza ai maggiori valori di velocità della corrente.

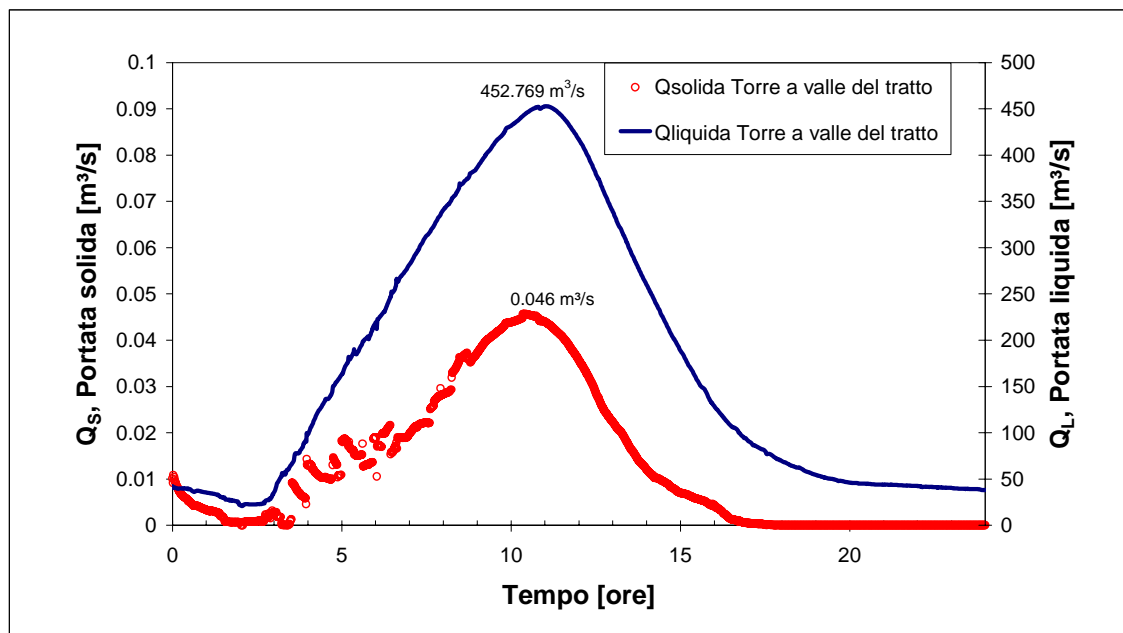


Figura 3.12 Idrogrammi di portata solida e liquida nella sezione di valle (sezione 43).

Tabella 3.5 Rango di variazione delle variabili idrauliche calcolate con il modello.

Variabili	Valore Massimo	Valore Medio	Valore Minimo	Deviazione standard media
Tirante idraulico, H [m]	3.52	0.68	0.00	0.43
Velocità, V [m/s]	12.84	1.11	0.00	0.92

Per quanto riguarda l'analisi morfologica, il programma ha restituito i valori della variazione del fondo alveo, dell'intensità del flusso elicoidale e della capacità di trasporto solido totale nel tratto, il cui campo di variazione è riportato nella Tabella 3.6. Per illustrare il comportamento di queste variabili, nella Figura 3.14 si riportano le mappe della distribuzione spaziale delle stesse in un tratto rappresentativo del corso d'acqua, dove si osserva lo sviluppo di differenti canali e delle forme d'alveo (barre centrale e puntuale, isole) caratteristiche di un corso d'acqua a canali intrecciati. Per visualizzare meglio la tendenza media dell'andamento lungo l'asta fluviale del volume movimentato, è stato stimato per ogni fila di celle in direzione trasversale (dn) della griglia il volume totale e dopo è stata calcolata la media mobile su di un intervallo di 20 file. In genere, si è osservato che i maggiori valori delle variazioni di quota fondo alveo, e quindi i maggiori volumi movimentati, si hanno in prossimità delle opere (Figura 3.15). È importante evidenziare che il volume depositato è maggiore di quello eroso.

Infine, l'analisi delle variazioni morfologiche del corso d'acqua ha portato all'individuazione di due tipologie di comportamento differenti di cambiamenti sul fondo alveo: tipologia A, un alveo molto attivo, con alternanza di zone in erosione-deposito tra le sezioni 58 e 54; tipologia B, alveo poco attivo con alternanza di zone in lieve erosione-deposito tra le sezioni 54 e 43. Il primo è caratterizzato da un'alta attività morfologica, con cambiamenti planimetrici della forma, come indicato dalle periodiche zone di erosione-deposito, dalla migrazione delle barre (puntuali, laterale, centrali), dall'apertura di nuovi canali vicino alle curve ed aumento della larghezza delle sezioni trasversali a valle (Figura 3.16a). Il secondo è caratterizzato da una bassa attività morfologica, a causa delle strutture che stabilizzano l'alveo e comportano una importante redistribuzione del sedimento (Figura 3.16c).

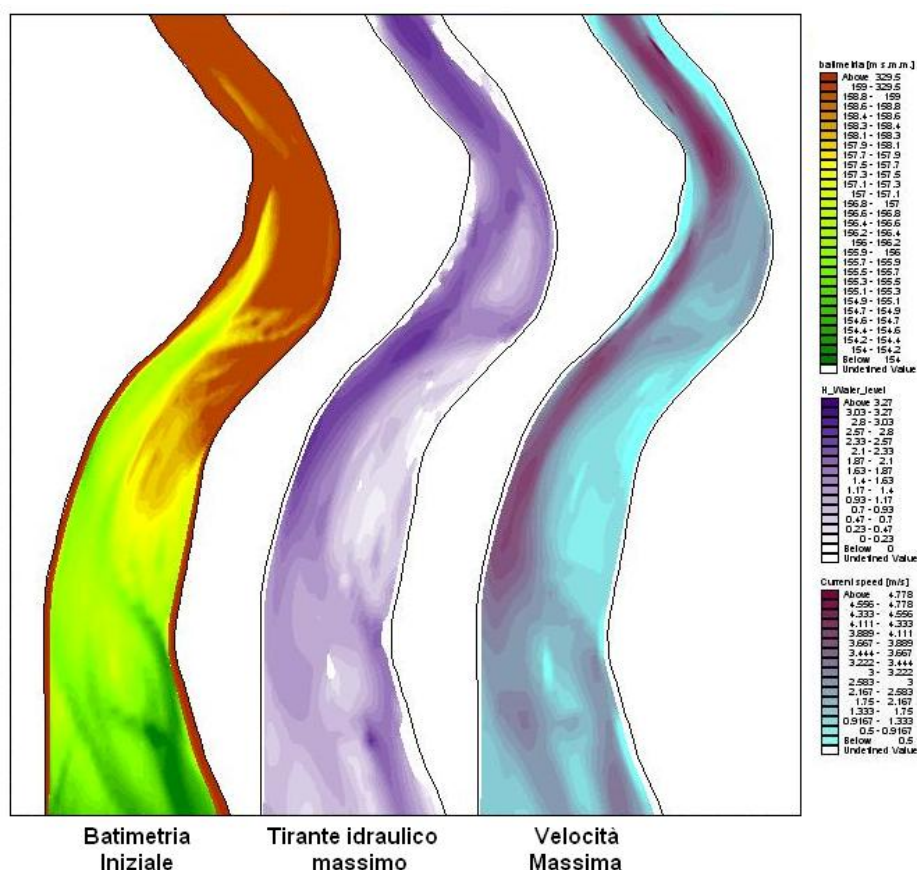


Figura 3.13 Mappe della batimetria iniziale, dei tiranti idraulici massimi e delle velocità massime in un tratto rappresentativo del corso d'acqua.

Tabella 3.6 Campo di variazione delle variabili morfologiche calcolate con il modello.

Variabili	Massimo	Medio	Minimo	Deviazione standard
Flusso elicoidale, HF [m/s]	1.00	0.06	-1.00	0.10
Variazione fondo alveo, BLC [m]	3.94	0.03	-2.06	0.38
Trasporto solido fondo unitario, Q_s [m ³ /s/m]	0.88	1.52E-04	-1.37E-03	3.98E-03
Volume movimentato per cella [m ³]	1100.69	6.65	-365.12	75.53

L'applicazione conferma il comportamento morfologico del tratto del torrente Torre analizzato per quanto riguarda la variazione del fondo alveo: formazione di barre centrali e puntuali, configurazione a canali multipli intrecciati separati da piccole isole, alta instabilità, elevato trasporto di sedimento lungo il tratto. Inoltre l'attività morfologica evidenzia, forte nella prima parte e lieve nella seconda parte del tratto analizzato, conferma le condizioni critiche dell'erosione descritte nella caratterizzazione del tratto di studio.

Questa applicazione sarà presa come riferimento nell'analisi di sensibilità sviluppata nel capitolo 4 del presente studio.

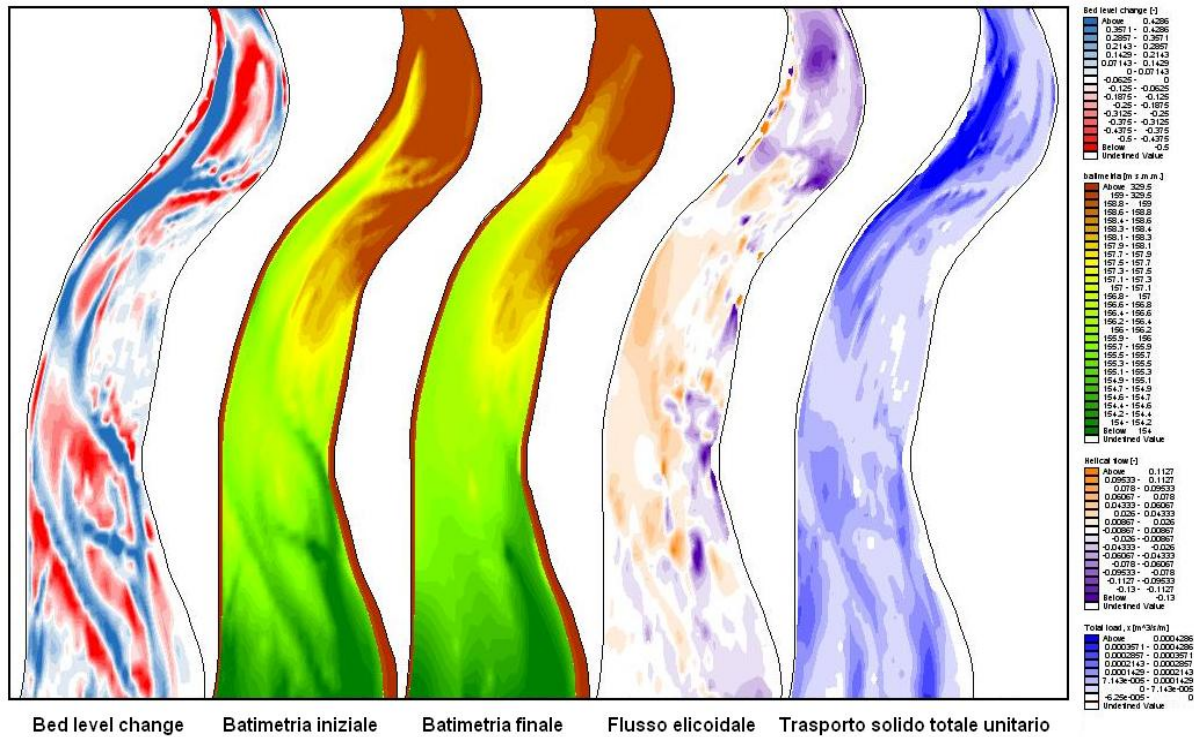


Figura 3.14 Mappe della variazione del fondo alveo, della batimetria iniziale e finale, del flusso elicoidale e del trasporto solido totale unitario.

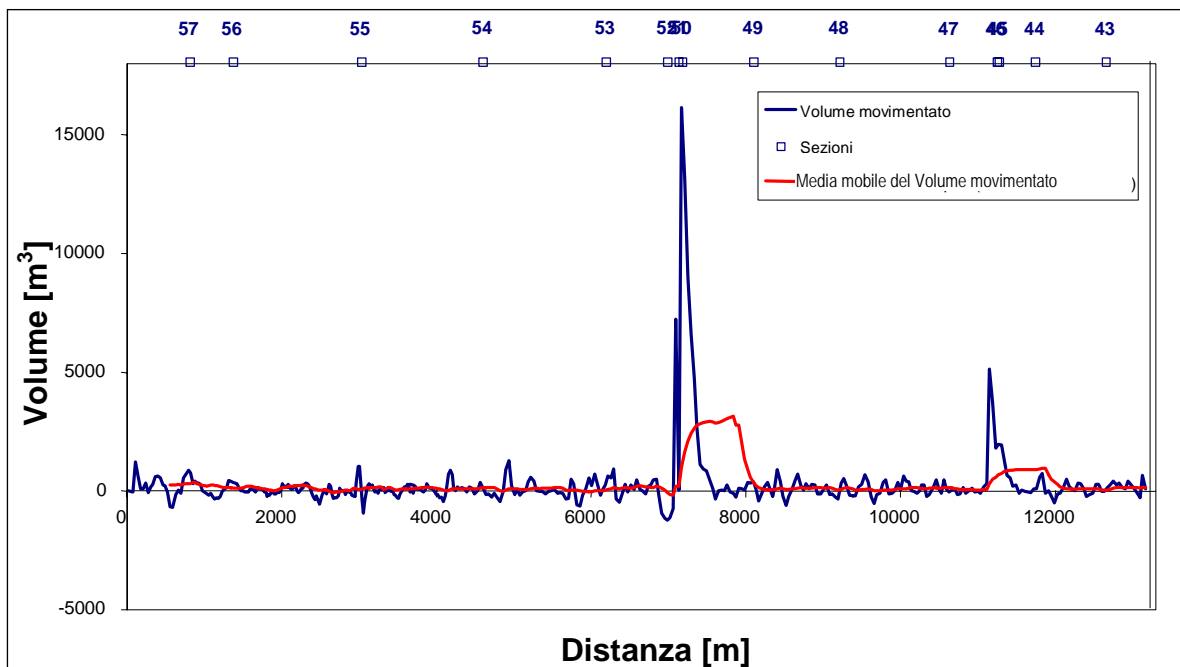


Figura 3.15 Volume eroso e depositato e media mobile del volume movimentato(ogni 20) lungo il tratto.

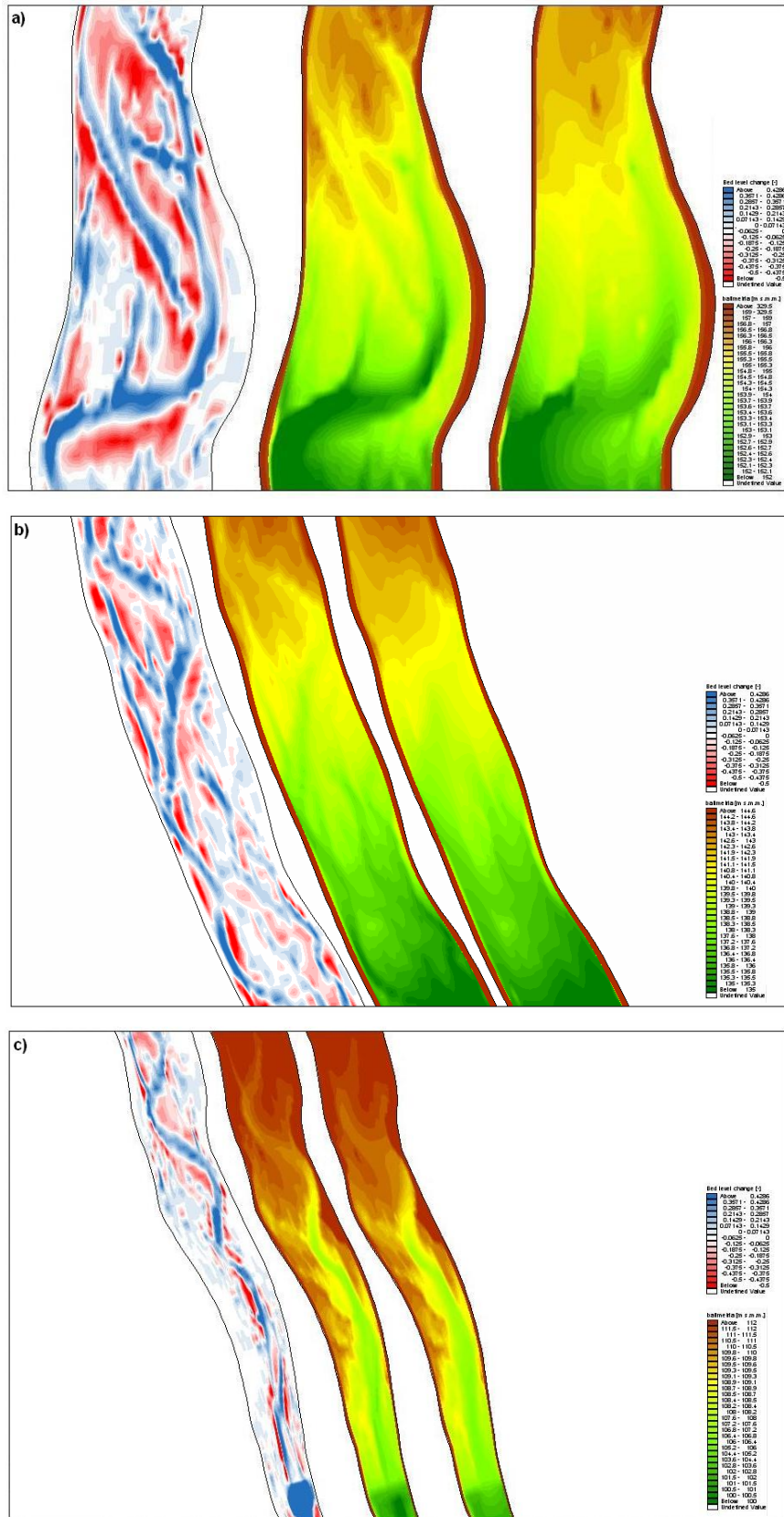


Figura 3.16 Mappe di erosione - deposito: variazioni batimetriche del fondo, stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione in un tratto rappresentativo del torrente Torre: a) con tipologia A, b) transizione e c) tipologia B. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.

3.2 MODELLO BIDIMENSIONALE IDROMORFOLOGICO: CCHE2D

Il CCHE2D è un modello bidimensionale basato sulle equazioni di Navier- Stokes integrate sulla profondità media in regime di moto non stazionario. Il modello tiene conto degli sforzi turbolenti mediante le approssimazioni di Boussineq e del trasporto di sedimento non coesivo e coesivo in sospensione ed al fondo partendo dalla condizione di non-equilibrio. Le caratteristiche principali del CCHE2D sono:

- Schema implicito con una combinazione di approccio di volume di controllo (metodo dell' elemento efficiente) che assicura la conservazione delle massa attraverso soluzioni stabili.
- Maglie anche molto irregolari che possono essere usate per analizzare canali naturali ed aree d'erosione con superfici irregolari.
- La possibilità di nodo asciutto-bagnato che permette di simulare aree temporaneamente allagate.
- Tre schemi diversi di chiusura per calcolare la viscosità turbolenta (*eddy viscosity*).
- Tre opzioni per contorni non bagnati.
- Condizioni di contorno multiple.
- Inserimento di strutture idrauliche e civili (ponti, argini, edifici ecc.).
- Trasporto di sedimento non uniforme, in condizione di non-equilibrio, che permette di descrivere diversi processi fluvio – morfologico: selezione, corazzamento, aggradazione, degradazione, ecc.

3.2.1 Modello Idrodinamico

Il CCHE2D (Zhang Y., 2005) è un modello bidimensionale che risolve le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) integrate sulla verticale. Il modello può tenere conto dei seguente fenomeni: moti turbolenti in geometrie complesse ed in corrispondenza di diverse strutture idrauliche, trasporto di sedimento (entrambi non-coesivo e coesivo) in sospensione ed a fondo mobile attraverso un modulo di trasporto a partire dalle condizioni di moto incipiente. Le equazioni del modello sono risolte con un metodo che mischia gli elementi ed i volumi finiti, chiamato "elemento efficiente". Le equazioni di dinamiche e di continuità integrate sulla profondità e risolti da CCHE2D, nel sistema di coordinate cartesiane, sono:

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + V \cdot \frac{\partial U}{\partial y} &= -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{h} \left(\frac{\partial h \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} + f_{Cor} \cdot V \\ \frac{\partial V}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V \cdot \frac{\partial V}{\partial y} &= -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{1}{h} \left(\frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho h} + f_{Cor} \cdot U \\ \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial U h}{\partial x} + \frac{\partial V h}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (3.28)$$

dove U e V sono le componenti della velocità mediata sulla profondità nelle direzioni x ed y , rispettivamente; t è il tempo; g è l'accelerazione di gravità; η è la quota della superficie libera; ρ è la densità dell'acqua; h è la profondità d'acqua; f_{Cor} è il parametro di Coriolis; τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} , e τ_{yy} sono gli sforzi tangenziali di Reynolds mediati sulla profondità; e τ_{bx} , τ_{by} sono gli sforzi

tangenziali di fondo. Anche se i termini degli sforzi tangenziali in corrispondenza della superficie libera sono controllati dall'effetto del vento, nel presente lavoro sono trascurati. Come nel MIKE 21C, la soluzione idrodinamica è usata per valutare il trasporto solido e l'equazione di continuità del sedimento, e, di conseguenza, si stima la variazione morfologica. Ad ogni passo di calcolo, il modello aggiorna la griglia curvilinea e rappresenta dinamicamente i processi di erosione e deposito.

3.2.2 Trasporto solido

La nuova versione del CCHE2D può simulare il trasporto di sedimento di distribuzione granulometrica non – uniforme, adattandosi alla situazione reale di un corso d'acqua e di un canale naturale. Diverse formulazioni sono disponibili per il trasporto solido di frazioni di sedimento non - coesivo e per la scabrezza di fondo in alveo mobile. Inoltre, per quanto riguarda il sedimento coesivo, nel modello sono state adottati due approcci di trasporto che considerano due proprietà di coesione (deboli e forti).

La profondità dell'acqua è divisa in due zone, corrispondenti al trasporto in sospensione e di fondo (Figura 3.17). Lo spessore della zona interessata dal trasporto di fondo, δ , può essere relazionata con il saltellamento (*saltation*) variabili delle particelle. In qualunque modo per semplificare il problema, δ è in genere assunta pari a due volte il diametro del sedimento, $\delta=2d$. A partire da questo criterio tradizionale, il modello imposta una zona interessata dal trasporto di fondo tra z_b e $z_b + \delta$, ed una interessata dal trasporto in sospensione da $z_b + \delta$ a z_s .

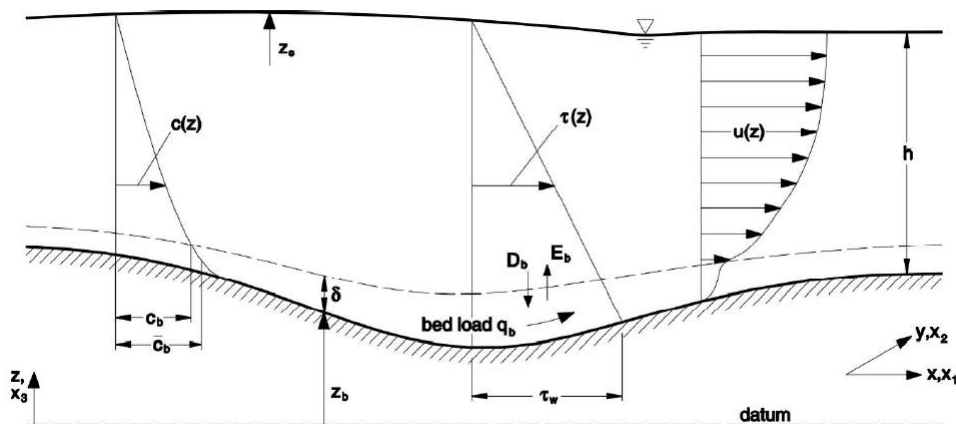


Figura 3.17 Configurazione del trasporto di sedimento (Wu, 2001).

Nel caso del trasporto di sedimento con distribuzione granulometrica non - uniforme, questo può essere suddiviso in diverse classi, per le quali l'equazione convettiva-diffusiva di trasporto solido è definita come segue:

$$\frac{\partial c_k}{\partial t} + \frac{\partial(uc_k)}{\partial x} + \frac{\partial(vc_k)}{\partial y} + \frac{\partial(wc_k)}{\partial z} - \frac{\partial(\omega_{sk}c_k)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial z} \right) \quad (3.29)$$

dove c_k è la concentrazione della k -esima grandezza di classe di sedimento; u , v e w sono le componenti della velocità puntuali nelle direzioni x , y e z , rispettivamente, con la direzione z

lungo la verticale assegnata d'accordo alla gravità; ω_{sk} è la velocità di decantazione della k -esima particella di una determinata classe di sedimento; ε_s è la diffusività turbolenta del sedimento, calcolata con $\varepsilon_s = \nu_t / \sigma_s$; ν_t è la viscosità turbolenta; σ_s è il numero di Prandtl-Schmidt (fra 0.5 y 1.0).

La condizione al contorno del sedimento in sospensione nella superficie libera è:

$$\frac{\nu_t}{\sigma_c} \cdot \frac{\partial c_k}{\partial t} (\omega_{sk} c_k) = 0 \quad (3.30)$$

e la condizione al contorno del sedimento in sospensione all'interfaccia tra le zone interessate del trasporto in sospensione e di fondo è:

$$\frac{\nu_t}{\sigma_c} \cdot \frac{\partial c_k}{\partial t} (\omega_{sk} c_{b^*k}) = 0 \quad (3.31)$$

dove C_{b^*k} è la concentrazione di equilibrio del trasporto in sospensione nell'interfaccia tra le zone interessate del trasporto di fondo e in sospensione.

La concentrazione del trasporto in sospensione nella profondità media, C_k , è:

$$C_k = \frac{1}{h - \delta} \cdot \int_{z_b + \delta}^{z_s} c_k dz \quad (3.32)$$

dove h è la profondità.

L'integrazione dell'equazione 3.29 nelle zone interessate dal trasporto in sospensione è:

$$\begin{aligned} & \int_{z_b + \delta}^{z_s} c_k dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial(uc_k)}{\partial x} dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial(vc_k)}{\partial y} dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial(wc_k)}{\partial z} dz - \int_{z_b + \delta}^{z_s} \frac{\partial(\omega_{sk} c_k)}{\partial z} dz \\ & = \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) \right] dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[\frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) \right] dz + \int_{z_b + \delta}^{z_s} \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon_s \frac{\partial c_k}{\partial z} \right) \right] dz \end{aligned} \quad (3.33)$$

Usando il metodo di Leibniz, le condizioni al contorno 3.30 e 3.31 come le condizioni al contorno del moto nella superficie libera e nel fondo del canale, portano alla equazione di convezione - diffusione integrate sulla profondità per il trasporto in sospensione:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} [(h - \delta) C_k] + \frac{\partial}{\partial x} [U(h - \delta) C_k] + \frac{\partial}{\partial y} [V(h - \delta) C_k] \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_s (h - \delta) \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_s (h - \delta) \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) + \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xz}}{\partial z} + E_{bk} - D_{bk} \end{aligned} \quad (3.34)$$

dove U e V sono le velocità medie sulla profondità in direzione x e y ; S_{xx} e S_{xz} sono i termini di dispersione dovute alla distribuzione non uniforme della velocità e di concentrazione di sedimento, le quali sono usualmente combinate con i termini di convezione attraverso l'introduzione di un fattore di correzione di quantità di moto nei termini di convezione o nei termini di diffusione mediante l'aggiustamento della diffusione turbolenta. E_{bk} e D_{bk} sono le soglie critiche per l'inizio del moto ed il deposito dei sedimenti di diametro delle classe k -esima all'interfaccia tra le zone interessate dal trasporto in sospensione e di fondo, e sono definite come $E_{bk} = \omega_{sk} c_{b^*k}$ e $D_{bk} = \omega_{sk} c_{bk}$, con c_{bk} , la concentrazione istantanea di trasporto in sospensione all'interfaccia. Il flusso di sedimento netto all'interfaccia si determina attraverso $E_{bk} - D_{bk} = \alpha \cdot \omega_{sk} (C_{*k} - C_k)$. Qui, C_{*k} è la concentrazione media sulla profondità in condizioni di equilibrio o capacità di trasporto di sedimento totale; α è il coefficiente il cui significato fisico si riferisce al rapporto tra la concentrazione vicino al fondo alveo e la concentrazione media sulla profondità, i. e., $\alpha = c_{b^*k} / C_{*k}$ o $\alpha = c_{bk} / C_k$.

Dato che la zona interessata dal trasporto di fondo è usualmente molto sottile, i. e., $\delta \ll h$, l'equazione 3.34 può essere semplificata:

$$\frac{\partial(hC_k)}{\partial t} + \frac{\partial(UhC_k)}{\partial x} + \frac{\partial(VhC_k)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_s h \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_s h \frac{\partial c_k}{\partial y} \right) + E_{bk} - D_{bk} \quad (3.35)$$

L'integrazione dell'equazione 3.29 in 3D nella zona interessata dal trasporto di fondo conduce all'equazione di continuità per il trasporto solido di fondo:

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} + \frac{\partial(\delta \bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} = -E_{bk} + D_{bk} \quad (3.36)$$

dove p' è la porosità del materiale dell'alveo; \bar{c}_{bk} è la concentrazione media del trasporto di fondo nella zona interessata dal trasporto di fondo; q_{bkx} e q_{bky} sono le componenti del trasporto solido di fondo in direzione x e y usualmente scritte come $q_{bkx} = \alpha_{bx} \cdot q_{bk}$ e $q_{bky} = \alpha_{by} \cdot q_{bk}$; α_{bx} e α_{by} sono i coseni direttori del movimento del trasporto solido, assunto parallelo alla direzione dello sforzo tangenziale al fondo alveo; q_{bk} è il trasporto solido di fondo del diametro corrispondente alla k -esima classe. Il primo termine a sinistra e primo membro dell'equazione 3.36 determina il cambiamento dell'alveo a causa dello scambio tra il sedimento trasportato ed il materiale dell'alveo.

3.2.3 Formulazione del modello di trasporto solido al fondo a partire dalle condizioni di moto incipiente

Poiché il trasporto solido ha tre variabili (C_{bk} , q_{bk} e $\partial z_{bk} / \partial t$) e due equazioni (3.35 e 3.36), occorre un'altra equazione per risolvere il sistema. La maggior parte dei modelli esistenti simulano il trasporto solido adottando l'ipotesi di equilibrio locale in cui si ha l'uguaglianza tra il sedimento trasportato e la capacità di trasporto all'equilibrio. Questa assunzione comporta una previsione non realistica della variazione dell'alveo, specialmente in casi di forte erosione e deposito dove gli effetti dovuti al non equilibrio del trasporto devono essere tenuti in conto. Nel caso del trasporto solido di fondo, Wellington (1978), Phillips & Sutherland (1989) e Thuc (1991) hanno proposto l'espressione:

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} = \frac{1}{L_b} (q_{bk} - q_{b^*k}) \quad (3.37)$$

dove L_b è la lunghezza di adattamento per ottenere l'equilibrio nel trasporto solido di fondo. In questa tesi, L è usato per denotare la lunghezza d'adattamento del trasporto solido in maniera generale, i pedici b , s , t corrispondono alle lunghezze d'adattamento del trasporto di sedimento di fondo, in sospensione e totale, rispettivamente. Wu, Rodi e Wenka (2000) hanno esteso l'espressione 3.37 sia al trasporto solido di fondo sia al trasporto in sospensione. Inserendo l'espressione 3.37 nella 3.36, l'equazione per il trasporto solido di fondo diventa:

$$\frac{\partial(\delta \bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} + \frac{1}{L_b} (q_{bk} - q_{b^*k}) = -E_{bk} + D_{bk} \quad (3.38)$$

Quando il trasporto in sospensione è la principale componente del trasporto di sedimento, la relazione del trasporto in sospensione all'interfaccia è calcolata analogamente come:

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} = \alpha \omega_{sk} (C_k - C_{*k}) \quad (3.39)$$

Quindi, un'altra alternativa per formulare una espressione per la variazione dell'alveo dovuta al trasporto di fondo è a partire dell'equazione 3.39:

$$(1-p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} = \alpha \omega_{sk} (C_{tk} - C_{t^*k}) \quad (3.40)$$

dove C_{tk} e C_{t^*k} sono le concentrazione mediata sulla profondità d'acqua e la capacità di trasporto totale, definito come: $C_{tk} = C_k + q_{bk}/(\bar{U}h)$ e $C_{t^*k} = C_{*k} + q_{b^*k}/(\bar{U}h)$; \bar{U} è la velocità media, i. e., $\bar{U} = \sqrt{U^2 + V^2}$.

L'espressione 3.40 può essere riscritta come:

$$(1-p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} = \alpha \omega_{sk} (C_k - C_{*k}) + (q_{bk} - q_{b^*k})/L_t \quad (3.41)$$

dove L_t è la lunghezza di adattamento totale del materiale del fondo alveo. Anche se L_t è fisicamente diverso da L_b , delle equazioni 3.40 e 3.41 si può derivare $L_t = (\bar{U}h)/\alpha \omega_{sk}$. Sostituendo l'equazione 3.41 nella 3.36 si ottiene ad una equazione simile per il trasporto solido di fondo:

$$\frac{\partial(\bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} + \frac{1}{L_t} (q_{bk} - q_{b^*k}) = 0 \quad (3.42)$$

Confrontando le equazioni 3.42 e 3.38, si osserva che la prima è molto più robusta della seconda. Questo si spiega per la presenza nella seconda espressione dal termine di flusso netto $E_{bk} - D_{bk}$ che rappresenta il termine "sorgente" che può assumere valori sia positivi (*source*) sia negativi (*sink*), per cui la convergenza della soluzione iterativa avviene più lentamente, come nel caso in cui il trasporto in sospensione è la componente principale di trasporto di solido.

La lunghezza di adattamento L determina la distanza in cui la capacità di trasporto solido diventa pari a quella ad uno stato di equilibrio. Questa è la scala con la quale l'alveo risponde ai disturbi dell'ambiente, come nel caso di strutture idrauliche, cambiamenti nella geometria e nella concentrazione di sedimento. In CCHE2D, L è un parametro molto importante, ma che può variare in dipendenza dell'approccio considerato. Bell & Sutherland (1983) hanno trovato che la lunghezza di adattamento è relazionata alla variabile temporale, grazie ad un esperimento di degradazione dell'alveo a valle di una briglia investita da una corrente priva di solido. A seguito di ulteriori esperimenti eseguiti da Wang (1999), in una canale di laboratorio lungo 10 m, il valore di L è risultato variabile tra 2 m e 10 m. Nella modellazione numerica, Phillips & Sutherland (1989), Thuc (1991) e Wu, Rodi & Wenka (2000) hanno adottato una lunghezza di adattamento uguale alla lunghezza del passo di saltellamento medio (*saltation*) della sabbia come dedotto da prove di laboratorio mentre Rahuel et al. (1989) e Fang (2000) hanno fornito valori più elevati di una o due volte la lunghezza della griglia, nel caso di corsi d'acqua naturali. Quest'ultimo risultato si spiega con il fatto che L è strettamente relazionata all'entità del movimento dei sedimenti, alle forme di fondo alveo ed alla geometria del canale, i quali presentano differenze usualmente marcate tra lavori svolti in laboratorio ed in campo. In laboratorio i processi di trasporto di sedimento sono principalmente sviluppati a piccole scale come il saltellamento della sabbia, *ripples* e *dune*, mentre nei canali naturali i processi di trasporto di sedimento occorrono usualmente a scale più ampie e periodi più lunghi. Un'altra ragione della importanza della lunghezza di adattamento riguarda la stabilità numerica. Come hanno affermato Wu & Vieira (2000) e Wu, Rodi & Wenka (2000), valori piccoli di L

richiedono minori dimensione della griglia e del passo di calcolo. A fine di guadagnare tempo di calcolo nella simulazione in condizioni naturali, se necessita una dimensione maggiore della griglia e dei passi di calcolo. In CCHE2D, la lunghezza di adattamento viene specificata per diversi valori del trasporto in sospensione e di fondo o di materiale del fondo alveo e *wash load*.(Figura 1.1)

Come si è descritto in precedenza, la lunghezza di adattamento, specialmente per il trasporto di fondo (L_b), è relazionata all'entità del movimento dei sedimenti, alle forme di fondo alveo ed alla geometria del canale, per cui in genere si imposta L_b in accordo con le forme di fondo alveo e la geometria del canale principale (Tabella 3.7). In CCHE2D in genere viene considerato il criterio della lunghezza della duna di sabbia per definire il valore di L_b , nonostante l'utente ha la possibilità di specificarne uno diverso.

Tabella 3.7 Criteri per definire la lunghezza di adattamento di non equilibrio per il trasporto di fondo, L_b , in accordo alla forma di fondo alveo o alla geometria del canale dominante, per diversi autori (Wu, 2001).

Autore	Descrizione	Criterio per definire L_b
Bell & Sutherland (1983)	Canale con degradazione dovuta a solo acqua e significativamente influenzata per lo sviluppo dello scavo	Grandezza dell'altezza dello scavo in funzione del tempo
Phillips & Sutherland (1989), Thuc (1991) e Wu, Rodi & Wenka (2000)	Casi sperimentali con canali in cui si hanno solo <i>ripples</i> di sabbia.	La media della lunghezza del salto di saltellamento della sabbia o dei <i>ripples</i> di sabbia.
Van Rijn (1984)	Predominio della duna di sabbia come forma di fondo alveo	Lunghezza della duna di sabbia uguale a 7.3 volte la profondità del flusso.
Yalin (1972)	Predominio delle barre alternate come forma fondo alveo.	Lunghezza delle barre uguale a 6.3 volte la larghezza del canale.

Nel caso del trasporto in sospensione, si considera il coefficiente di adattamento di non-equilibrio, α , calcolato con il metodo di Armani & Di Silvio (1988):

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{a}{h} + \left(1 + \frac{a}{h}\right) \cdot \exp\left[-1.5\left(\frac{a}{h}\right)^{-1/6} \frac{\omega_{sk}}{u_*}\right] \quad (3.43)$$

dove a è lo spessore dello strato di fondo calcolato per diversi metodi; h è la profondità del flusso e u_* è la velocità di attrito. I valori di α calcolati con l'equazione 3.43 sono usualmente maggiore di uno, tuttavia, nella pratica comporta valori diversi e in genere minori di uno. Han (1980) e Wu & Li (1992) suggeriscono $\alpha=1$ per scavo elevato, $\alpha=0.25$ per deposizione elevata ed $\alpha=0.5$ per scavo-deposizione deboli. Questi valori sono stati confermati dei calcoli relativi alla sedimentazione in molti invasi e corsi d'acqua, nonostante nel Fiume Yellow (Wei, 1999) e Fiume Rio Grande (Yang et al., 1998) sono stati trovati valori di α piccoli pari a 0.001 dovuti all'elevata concentrazione di sedimento ed erosioni-depositi rapidi e frequenti. In CCHE2D l'utente deve specificare questo parametro.

La lunghezza di adattamento del trasporto in sospensione, può essere determinata tramite:

$$L_s = \frac{Uh}{\alpha\omega_{sk}} \quad (3.44)$$

La lunghezza di adattamento del material del fondo alveo L_t dell'espressione 3.41 è impostata come il massimo dal valore tra L_b e L_s .

3.2.4 Resistenza a fondo mobile

Nel CCHE2D esistono due approcci quello della formula di Van Rijn (1984b) e quello di Wu & Wang (1999). Il primo è sviluppato per altezze di scabrezza in alveo, Δ , tali che:

$$\frac{\Delta}{h} = 0.11 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.3} (1 - e^{-0.5T}) \cdot (25 - T) \quad (3.45)$$

dove; h è la profondità; T è un numero adimensionale che rappresenta il surplus dello sforzo tangenziale di fondo rispetto al valore critico, $T = (U'_*)^2 / (U_{*cr})^2 - 1$; U'_* è la velocità attrito riferita al grano, $U'_* = Ug^{0.5} / [18 \cdot \log(4h/d_{90})]$; U_{*cr} è la velocità di attrito critica per l'inizio del moto del sedimento data dal diagramma di Shields; d_{50} ed d_{90} sono i diametri caratteristiche del materiale dell'alveo.

Il secondo approccio (Wu & Wang, 1999) determina il coefficiente di scabrezza di Manning:

$$n = \frac{d^{1/6}}{A} \quad (3.46)$$

dove d [m] è il diametro del materiale dell'alveo e A è il parametro di scabrezza empirico relativo alla gradazione, forma e distribuzione del materiale dell'alveo, alle forme di fondo ed alle condizioni del moto. Per un alveo piano con materiale d'alveo non-uniforme si considera, il diametro pari d_{50} ed A pari a 20. Per fondo mobile con onde di sabbia, A è relazionato al numero di Froude ed a T ($1 \leq T \leq 55$) secondo l'espressione:

$$\log \left(\frac{A}{g^{1/2} F_r^{1/3}} \right) = 0.911 - 0.273 \cdot \log T - 0.051 \cdot (\log T)^2 \quad (3.47)$$

dove F_r è il numero di Froude; $T = \tau'_b / \tau_c - 1$; τ'_b è lo sforzo tangenziale relativo alla particella determinato per $\tau'_b = (n'/n)^{3/2} \cdot \tau_b$; n e n' sono i coefficienti di Manning definiti della equazione 1.44; τ_c è lo sforzo tangenziale critico calcolato con il diagramma di Shields modificato per Chien & Wan (1983).

3.2.5 Procedura di calcolo

In CCHE2D il calcolo del moto ed il trasporto solido sono eseguiti separatamente. La procedura di calcolo del moto e del trasporto di sedimento è:

- a) Inizializzazione dei parametri.
- b) Calcolo del campo di moto attraverso il modulo idraulico del CCHE2D.
- c) Calcolo di q_{b*}^{n-1} e/o C_{*k}^{n+1} .
- d) Determinazione dell'attuale concentrazione di trasporto in sospensione, C_k^{n+1} (pari a zero se si vuole considerare il solo trasporto solido di fondo).
- e) Determinazione dell'attuale concentrazione di trasporto al fondo, q_{bk}^{n-1} (pari a zero il solo trasporto solido in sospensione).

f) Stima della gradazione del materiale dell'alveo p_{bk}^{n+1} .

3.3 MODELLO MONODIMENSIONALE: HEC-RAS

Il modello di simulazione HEC-RAS (River Analysis System) è stato sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, di Davis (USA) per l'analisi idraulica di reti di canali a maglie aperte e chiuse, ed opere in regime di moto permanente e vario. Obiettivo principale del modello, nel caso di regime di moto permanente, è di determinare i profili del moto. Nel caso di moto vario il modello ha la capacità di analizzare i fenomeni di propagazione di un'onda di piena in presenza di opere trasversali.

Fino alla versione 3.x, ultima versione distribuita in forma ufficiale dall'Hydrologic Engineering Center, il modello lavorava fondo fisso, pur essendo dotato di una libreria di equazioni con le quale era possibile la valutazione del trasporto solido. Queste, tuttavia, potevano essere utilizzate unicamente per valutazioni post-processing, ovvero valutazioni basate sui parametri idraulici pre-calcolati a fondo fisso e regime moto permanente. Nel Novembre del 2006, è stata distribuita, come versione sperimentale (Beta), la versione 4.0, utilizzata nel presente lavoro, dotata della capacità di realizzare la simulazione a fondo mobile.

La determinazione delle grandezze che descrivono il deflusso all'interno di una sezione d'alveo si basa sulle seguenti ipotesi semplificative: moto gradualmente vario e monodimensionale con perdite di carico costanti fra due sezioni trasversali consecutive.

Il modello può essere applicato per la soluzione di sistemi dalla geometria complessa che includono congiunzioni, biforcazioni, reti chiuse, ecc. Inoltre è consentita l'implementazione di numerose condizioni interne ed esterne che consentono la simulazione degli effetti dovuti alla presenza di paratoie, sistemi di pompaggio, ponti, salti di fondo, ecc.

Il modello è dotato di ulteriori algoritmi che permettono di indagare in dettaglio alcuni fenomeni di interesse nell'ingegneria idraulica. Possono essere studiati i fenomeni erosivi intorno alle pile ed alle spalle dei ponti senza platea, valutati gli effetti della parziale ostruzione di una sezione di deflusso a causa dei depositi alluvionali (vengono assunti costanti durante una simulazione) e può essere considerata l'eventuale formazione di ghiaccio sulla superficie liquida valutando i suoi effetti sul profilo della superficie libera. Inoltre, pur operando nell'ipotesi di monodimensionalità, il modello consente la ricostruzione dell'andamento della velocità all'interno di una stessa sezione di deflusso, distinguendo tra zone spondali e canale centrale, in funzione della variazione di scabrezza e di tirante idraulico. Si descrivono di seguito i principali fondamenti teorici su cui si basa il modello.

3.3.1 Definizione dei parametri fondamentali

Moto uniforme, permanente e vario

Il criterio di distinzione fra i due tipi di moto è il loro andamento nei confronti della variabile "tempo". Se profondità, velocità e portata rimangono costanti nel tempo in una determinata sezione di un corso d'acqua, il moto è permanente; se una di queste caratteristiche varia, il moto è vario. Il passaggio di un'onda di piena lungo un tronco d'alveo è un esempio di moto vario perché profondità, velocità e portata cambiano nel tempo. La ragione per cui un modello di moto permanente può essere usato per il moto vario, come è da considerarsi a rigore

un'onda di piena, sta nella lentezza con cui l'onda cresce e si esaurisce. Eccetto quindi casi estremi, la variazione di portata avviene gradualmente e i risultati ottenuti usando metodi analitici per moto permanente sono ugualmente di buona qualità.

Quando il moto è uniforme, profondità e velocità sono costanti lungo un tratto di canale. La forza di gravità provoca il movimento dell'acqua, in equilibrio con gli attriti. Il moto non è accelerato né decelerato. Per un canale naturale non si può parlare di moto uniforme in senso stretto, perché la geometria delle sezioni trasversali e l'area bagnata variano lungo il canale, causando accelerazioni e decelerazioni del moto. A rigore il moto uniforme è possibile solo in un canale prismatico con sezione e pendenza costanti. D'altra parte è considerato corretto assumere che il moto sia uniforme quanto il pelo libero è approssimativamente parallelo al fondo del canale; in tal caso si assume che anche la linea dell'energia sia parallela al fondo.

Nel caso di moto vario profondità e velocità cambiano sia nel tempo che nello spazio; si può distinguere tra moto "gradualmente vario" quando le variazioni nell'altezza del pelo libero avvengono in una distanza relativamente lunga e modo "rapidamente vario" se le variazioni sono brusche. Quest'ultima distinzione è importante in quanto HEC-RAS calcola i profili solamente in situazioni di moto gradualmente vario.

Una delle ipotesi di base nel calcolo del profilo da parte di HEC-RAS è la distribuzione idrostatica delle pressioni. Si può assumere che la pressione sia idrostatica in un fluido in movimento se le linee di corrente sono rettilinee e parallele. La maggior parte dei canali naturali con moto gradualmente vario rispetta queste condizioni, che non sono invece rispettate nel caso di moto non gradualmente vario.

Moto subcritico e supercritico

Il moto in un canale a pelo libero può essere classificato come subcritico, supercritico o critico.

La determinazione del tipo di moto secondo questa classificazione è di fondamentale importanza nell'utilizzo del modello, perché cambia il verso in cui si procede nello studio del profilo del moto partendo da una delle due estremità del tratto d'alveo in esame. Le perturbazioni che interessano la superficie libera, infatti, si propagano verso monte nel caso di moto subcritico ma non nel caso di moto supercritico, e ciò risulta fondamentale nella scelta del punto di partenza nel calcolo del profilo del moto. Una delle prime operazioni da fare è quindi la determinazione del tipo di moto che si sviluppa nel tratto oggetto dell'indagine condotta con il modello. Per definire il punto di separazione fra moto subcritico e supercritico viene utilizzato il numero adimensionale di Froude, rapporto fra le forze gravitazionali e le forze inerziali:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot R_H}} \quad (3.48)$$

dove V è la velocità media, g l'accelerazione di gravità e R_H il raggio idraulico.

Se il numero di Froude risulta minore di 1, il moto è subcritico, se invece è superiore, il moto è supercritico; se risulta uguale a 1, il moto è critico e la situazione è di particolare instabilità. Questa definizione del numero di Froude ipotizza che ci sia una distribuzione uniforme di velocità nella sezione. Per un canale simmetrico, rettangolare, triangolare, trapezoidale, ecc., questo presupposto si realizza, ma nel caso di un canale naturale, con sezioni irregolari e aree golenali, l'espressione data non è più valida e non può essere rigorosamente utilizzata per determinare il tipo di moto; in questo caso sarebbe più corretto utilizzare dei numeri di Froude

particolari, che tengano conto delle variazioni geometriche, di velocità e di portata. Il modello, comunque, effettua al suo interno le necessarie approssimazioni e ridefinizioni del valore di questo parametro.

Altezza critica

L'altezza critica è una caratteristica molto importante per il moto, dato che, come già accennato, rappresenta un criterio per discriminare i vari regimi di moto. Il moto che si sviluppa con un'altezza pari, o vicina, all'altezza critica è chiamato moto critico; questa situazione è molto instabile poiché una piccola variazione di energia specifica causa grandi variazioni di livello. L'energia specifica H di una sezione trasversale è l'energia riferita al punto più basso del tratto in esame; è quindi pari a:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} \quad (3.49)$$

dove y è la profondità del flusso.

La determinazione dell'altezza critica viene complicata dalla distribuzione delle velocità che si hanno in sezioni irregolari e delle presenze di golene. Il contributo cinetico nell'equazione dell'energia specifica deve quindi essere corretto tramite un moltiplicatore α di Coriolis che tiene conto della distribuzione spaziale non-uniforme della velocità all'interno di una stessa sezione trasversale d'alveo. Si ha quindi:

$$H = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.50)$$

Per la determinazione del valore di α nel caso di una sezione naturale o comunque irregolare, è necessario conoscere come si suddivide la portata, ossia quanta fluisce nel canale propriamente detto e quanta nelle zone golenali. Viene a questo scopo utilizzata l'equazione di Manning:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^N A_i \right)^2 \cdot \left(\sum_{i=1}^N \left(\frac{1.486}{n} A_i \cdot R_{H_i}^{2/3} \right)^3 / A_i^2 \right)}{\left(\sum_{i=1}^N \left(\frac{1.486}{n} A_i \cdot R_{H_i}^{2/3} \right) \right)^3} \quad (3.51)$$

Il raggio idraulico R_H di una subarea A_i è calcolato dividendo l'area per il perimetro bagnato per ognuna delle i -esime sezioni considerate. Il confine d'acqua immaginario tra due subaree viene trascurato.

In HEC-RAS, l'altezza critica relativa ad una sezione viene determinata ricercando il minimo dell'energia specifica attraverso un procedimento iterativo partendo da un valore della quota della superficie WS (*Water Surface*) di primo tentativo al quale ne consegue un valore di energia specifica dato dalla (3.43), che verrà poi corretto fino alla determinazione del WS in grado di garantire il minimo valore di H . Il modello può calcolare l'andamento di profili subcritici e supercritici se viene specificato il regime di moto all'atto del *setup* dell'applicazione.

3.3.2 Procedure di calcolo per simulazioni in moto permanente

Come già anticipato il regime di moto permanente ipotizza l'invariabilità nel tempo t della portata Q che attraversa una sezione d'alveo di area A . Di conseguenza tutti i parametri idraulici che definiscono le caratteristiche di una corrente risultano costanti. Il regime di moto resta comunque libero di modificarsi lungo la coordinata spaziale non escludendo la possibilità di assegnare portate diverse ai differenti tratti del corso d'acqua e di studiare gli effetti delle immissioni di portata laterali concentrate e distribuite.

Il calcolo dei profili di moto tramite un bilancio di energia. La perdita di energia fra due sezioni trasversali, prese perpendicolarmente al moto, è la base per il calcolo del profilo idraulico. L'energia totale, in termini di altezza, è uguale alla somma dei contributi dovuti alla quota, alla pressione e al termine cinetico. Se θ rappresenta la pendenza del fondo si ha che:

$$E = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.52)$$

Il termine $\cos \theta$ è comunemente assunto uguale a 1 per canali naturali. Si può comprendere come comunque si compia un errore molto basso imponendo questa semplificazione considerando che per una pendenza di fondo di 1:10, $\cos \theta$ è uguale a 0.99. L'errore compiuto in questo caso, estremo, considerandolo è del 1%, e quindi, nel complesso, trascurabile.

Con riferimento all'equazione dell'energia appena scritta, il bilancio di energia tra due sezioni si può riscrivere:

$$Z_1 + y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_e \quad (3.53)$$

od in altri termini:

$$E_1 = E_2 + h_e \quad (3.54)$$

L'energia totale nella sezione di monte E_1 è quindi uguale all'energia della sezione di valle E_2 più il termine di perdita di energia h_e . Questa equazione è usata da HEC-RAS nel calcolo del profilo. La perdita totale di energia h_e è considerata composta da due componenti: una componente di attrito h_f , dovuta alla scabrezza delle superfici e calcolata secondo l'equazione di Manning, ed una componente h_o , che rappresenta le perdite localizzate, soprattutto dovute a contrazioni ed espansioni. Il programma determina se il flusso è in contrazione o espansione sottraendo il termine cinetico $V^2/2g$ alla sezione a valle dal termine cinetico alla sezione a monte. Se la differenza risulta un numero negativo, il moto è di contrazione, se positivo è di espansione. Il programma, sulla base di questo controllo, applica un coefficiente appropriato. La formulazione di Manning viene espressa mediante:

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (3.55)$$

dove n è il coefficiente di scabrezza di Manning e S_f pendenza relativa alle perdite di trasporto distribuite. L'equazione (3.53) viene risolta per ogni tratto delimitato da due sezioni trasversali consecutive utilizzando la tecnica numerica della "standard step method", che non incontra problemi di convergenza nemmeno in presenza di discontinuità geometriche o idrauliche (passaggio tra regime di moto subcritico e supercritico).

Se consideriamo ora un tratto di canale, la pendenza S_f della linea dell'energia in corrispondenza a una determinata sezione può essere determinata con l'equazione di

Manning, inserendo la quota del pelo libero, la portata, il coefficiente di scabrezza n e la geometria della sezione. L'energia persa a causa dell'attrito tra le sezioni a monte e a valle è calcolata con il seguente integrale:

$$\int_{x_2}^{x_1} S_f dx = \bar{S}_f L \quad (3.56)$$

dove \bar{S}_f è la perdita specifica per attrito e L è la lunghezza del tratto in esame. Un'approssimazione delle perdite per attrito h_f può essere ottenuta moltiplicando il termine \bar{S}_f per la lunghezza L del tronco tra le due sezioni.

3.3.3 Procedure di calcolo per simulazioni in moto vario

Nel caso di simulazioni in regime di moto vario, HEC-RAS utilizza gli algoritmi di calcolo che caratterizzano il modello idraulico *UNET One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels* (HEC, 1997) sviluppato dal Dr. Robert Barkau per conto dello Hydrologic Engineering Center dello US Army Corps of Engineers, Davis, California.

Il modello *UNET* permette la simulazione dei deflussi che avvengono in diverse condizioni di moto (subcritico, supercritico, risalto idraulico, ecc). Viste le caratteristiche geometriche ed altimetriche del sistema idrografico da modellare, tale limitazione non rappresenta un vincolo per l'applicazione del modello in questo contesto, salvo situazioni localizzate, per le quali è necessario definire specifiche condizioni al contorno interne che assicurino la stabilità e la robustezza della soluzione. Il modello di propagazione è un modello uni-dimensionale che utilizza per la simulazione dei deflussi in moto vario il sistema di equazioni di De Saint Venant in forma completa, con un termine aggiuntivo che permette di tener conto delle perdite localizzate. Il sistema di equazioni di De Saint Venant è costituito da due equazioni, di cui la prima relativa alla conservazione della massa, l'altra alla quantità di moto. Tali equazioni, espresse in forma conservativa, si scrivono come segue.

Equazione di continuità:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (3.57)$$

Equazione della quantità di moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) + L = 0 \quad (3.58)$$

dove: Q è la portata, h è l'altezza piezometrica, A è la sezione idrica attiva, q è l'afflusso (se positivo) o deflusso (se negativo) laterale per unità di lunghezza, x è l'ascissa in direzione del moto, t è il tempo, g è l'accelerazione di gravità, S_f è la pendenza relativa alle perdite di carico continue, L è il termine che tiene conto della quantità di moto dovuta ad immissioni o derivazioni di portata (q).

L'adozione dello schema di corrente richiede, come noto, che sia verificata l'ipotesi di quasi-cilindricità del moto, cioè che le variazioni di forma della sezione siano sufficientemente lente da non violare il vincolo della quasi-unidirezionalità del moto. Con il termine S_e vengono inclusi nel modello gli effetti dissipativi associati ad allargamenti o restringimenti meno graduali: tale termine rappresenta quindi perdite addizionali, dove:

$$S_e = K_e \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2/A}{2g} \right) \quad (3.59)$$

con K_e coefficiente relativo alle perdite di carico concentrate.

Il sistema delle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto costituisce un sistema di equazioni alle derivate parziali, non lineari, del primo ordine, di tipo iperbolico, la cui integrazione richiede la specificazione delle condizioni iniziali ed al contorno.

Il trattamento del sistema di equazioni col metodo delle linee caratteristiche consente di individuare la distribuzione di valori iniziali e sul contorno che rende ben posto il problema differenziale. Questa condizione impone di assegnare tante condizioni indipendenti al contorno quante sono le linee caratteristiche che entrano nel dominio nel senso dei tempi crescenti e quindi una a monte ed una a valle per corrente lenta; due sono pure le condizioni iniziali da porre.

3.3.4 Capacità di trasporto di sedimento

Il modello HEC-RAS permette di prevedere la capacità di trasporto di sedimento delle sezioni trasversali, sulla base dei parametri idraulici precalcolati e delle proprietà del sedimento. Il modello considera sia la capacità di trasporto di fondo sia di quella in sospensione, ma trascura il contributo del “*wash load*”. Tuttavia, questa semplificazione è accettabile dal momento che una particella trasportata in superficie può diventare parte del sedimento in sospensione nella sezione immediatamente a valle o addirittura parte del trasporto di fondo.

I risultati possono essere utilizzati per ricostruire la scala delle portate solide che aiutano la comprensione e la previsione dei processi fluviali. La capacità di trasporto di sedimento viene calcolata solo in seguito alla simulazione idraulica in moto permanente (regime di moto quasi-stazionario), a sua volta condotta dopo aver aggiornato la forma delle sezioni trasversali sulla base dell'equazione di continuità della frazione solida. Per ogni sezione trasversale, la capacità di trasporto può essere calcolata attraverso le seguenti formule: Ackers & White, Engelund & Hansen, Laursen, modificata da Copperland, Meyer - Peter & Müller, Toffaleti, Wilcock, Yang (sabbia e ghiaia).

Inizio del trasporto dei sedimenti

Lo stato di moto incipiente delle particelle solide, dipende dalle caratteristiche idrauliche nella regione limitrofa. Pertanto, le caratteristiche idrauliche del flusso assumono particolare importanza. Dato che la velocità nello strato prossimo al fondo alveo è di difficile valutazione, specie per i modelli monodimensionali, il criterio dello sforzo tangenziale diventa la tecnica prevalentemente adottata, ma non la sola, per la stima dello stato di trasporto incipiente. Lo sforzo tangenziale sul fondo (τ_b) è calcolato mediante l'espressione:

$$\tau_b = \gamma \cdot R_H \cdot S \quad (3.60)$$

dove γ è il peso specifico dell'acqua, R_H è il raggio idraulico e S è la pendenza della linea dell'energia.

Altro fattore che gioca un ruolo importante nella movimentazione e nel mantenimento in sospensione delle particelle, sono le fluttuazioni turbolente che si innescano in prossimità del fondo alveo, la cui magnitudine può essere rappresentata dalla velocità di attrito valutata mediante le seguenti espressioni:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad \text{o} \quad u_* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot S} \quad (3.61)$$

Inoltre, fattori come la dimensione, la forma, la scabrezza e la velocità di caduta delle particelle rappresentative nel corso d'acqua, hanno una significativa influenza nella capacità delle particelle di mettersi in moto, rimanere in sospensione o essere trasportate. La grandezza delle particelle è frequentemente rappresentata dal diametro mediano (d_m); per convenienza, la forma è tipicamente rappresentata da una sfera perfetta, ma a volte vengono utilizzati opportuni fattori di forma, e la scabrezza è funzione della grandezza della particella.

Generalmente, una equazione tipica di trasporto di sedimento per particelle di varie dimensioni, può essere rappresentata come segue (HEC RAS 4.0 Beta):

$$g_{si} = f(D, V, S, B, d, \rho, \rho_s, sf, d_i, p_i, T) \quad (3.62)$$

dove g_{si} è il trasporto di sedimento per la classe di grandezza i ; D è il tirante idraulico; V è la velocità media nel canale; S è la pendenza della linea dell'energia; B è la larghezza effettiva del canale; d è il diametro rappresentativo della particella; ρ è la densità dell'acqua; ρ_s è la densità della particella; sf è il fattore di forma della particella; d_i è il diametro medio geometrico delle particelle per la classe di grandezza i ; p_i è la frazione della classe di grandezza i nell'alveo; T è la temperatura dell'acqua.

È importante ricordare che non tutte le formule di trasporto considerano tutti i parametri appena descritti. Normalmente, uno o più fattori di correzione vengono utilizzati per adattare le formule di base ai valori misurati del trasporto solido.

Velocità di caduta

Lo stato di sospensione di una particella di sedimento inizia una volta che la velocità di attrito, raggiunge lo stesso valore della velocità di caduta della particella. La particella rimarrà in sospensione fino a che le componenti verticali della turbolenza sono superiore alla velocità di caduta, di conseguenza il calcolo del trasporto di sedimento in sospensione è fortemente influenzato dalla velocità di caduta. In HEC-RAS questa variabile è calcolata attraverso tre metodi a scelta dell'utente (Tabella 1.1): Toffaleti (1968), Van Rijn (1993) e Rubey (1933).

La viscosità del flusso può avere un effetto significativo nella velocità di caduta della particella. Colby (1964) ha proposto un fattore di correzione per considerare l'alta concentrazione di sedimento sottile e la temperatura. Il modello utilizza tale fattore per una migliore stima del trasporto del sedimento di piccole dimensioni.

Granulometria del sedimento

L'entità del trasporto di sedimento è calcolata per prescrivere i parametri idraulici e morfologici per ognuna delle grandezze rappresentative delle particelle. La capacità di trasporto è calcolata per ognuna classe diametrica come se quella particolare grandezza rappresentasse il 100% del materiale in alveo. Così, la capacità di trasporto di ogni classe diametrica viene moltiplicata per la frazione granulometrica che quella grandezza rappresenta. Le capacità di trasporto frazionale per ogni grandezza vengono sommate per ottenere la capacità di trasporto di sedimento totale (g_s):

$$g_s = \sum_{i=1}^n g_{si} \cdot p_i \quad (3.63)$$

dove g_{si} è il trasporto di sedimento per la classe della grandezza i ; p_i è la frazione di classe della grandezza i nel sedimento; n è il numero di classe della grandezza rappresentata nella gradazione.

Procedura di calcolo

In HEC – RAS il volume solido di controllo è associato ad ognuna sezione trasversale come riportato in Figura 3.18. Il volume di controllo ha inizio a metà della distanza tra la sezione subito a monte e quella in esame, e termina a metà della distanza tra la sezione in esame e quella immediatamente a valle. La larghezza del volume di controllo è determinata dall'utente attraverso la definizione dei limiti erodibili che definiscono l'alveo attivo. Il massimo spessore del volume di controllo viene limitato dalla massima profondità di scavo assegnata dall'utente. Quest'ultima viene definita in due modi: assegnando la massima profondità di scavo rispetto alla quota del fondo alveo iniziale, oppure assegnando direttamente la quota assoluta sotto la quale il modello non potrà produrre ulteriori erosioni. Questa seconda opzione è utilizzata per specificare la presenza in alveo di un basamento roccioso, strutture (soglie, ponti), canali artificiali con fondo rivestito, che stabiliscono limiti al naturale comportamento morfologico del corso d'acqua e devono pertanto essere adeguatamente rappresentati. Il modello in questo caso permette di calcolare l'erosione solamente nello strato esistente tra il thalweg e la quota impostata.

Per quanto riguarda la definizione dei limiti erodibili, l'utente deve definire accuratamente i limiti laterali dell'alveo attivo attraverso la localizzazione delle "bank station". HEC – RAS permette di calcolare il deposito o l'erosione che occorre lungo l'intero perimetro bagnato della sezione trasversale, solo all'interno dei limiti erodibili. Una volta fissate le "bank stations" dell'alveo mobile, queste diventano punti di posizione nota ed invariabile.

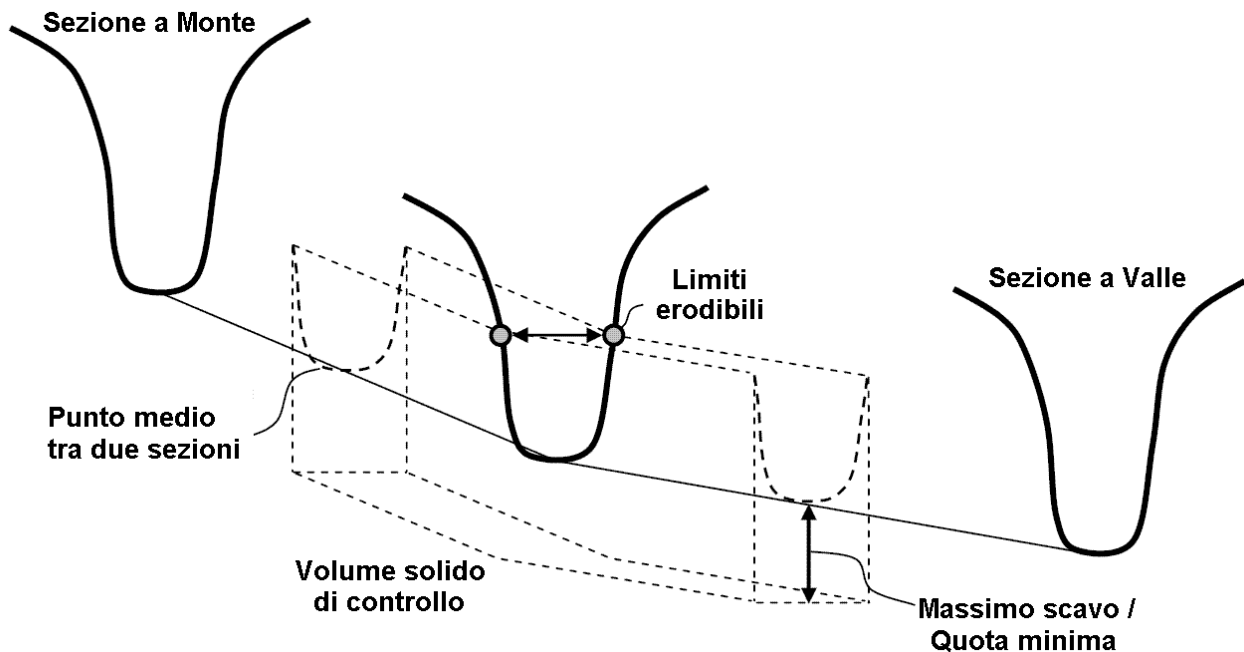


Figura 3.18 Schema del volume solido di controllo associato ad ognuna sezione trasversale.

Ogni sezione trasversale deve essere associata ad una distribuzione granulometrica che definisce le proprietà del sedimento in alveo. HEC – RAS permette inoltre di associare una curva granulometrica a più sezioni trasversali oppure di definire, in modo automatico, curve granulometriche linearmente variabili tra due sezioni trasversali per le quali risultano disponibili analisi di laboratorio. In questo modo è agevole per l'utente definire la gradualità con cui il sedimento modifica le proprie caratteristiche lungo il percorso fluviale.

Inoltre il modello permette definire tre tipi di condizioni al contorno: equilibrio di trasporto (*equilibrium load*), scala delle portate solide (*rating curve*), idrogramma di portate solide (*sediment time series*). La prima è disponibile solamente per la sezione di monte, per la quale il modello calcola la capacità di trasporto solido ad ogni passo temporale di calcolo e la assegna come quantità di sedimento in ingresso. Dal momento che il trasporto solido è assunto uguale alla capacità di trasporto per ogni classe diametrica del materiale in alveo, in questa sezione non si potranno osservare fenomeni di deposito o di erosione. Con la seconda è l'utente che definisce la correlazione tra portata liquida e solida nella sezione di contorno con la quale il modello valuta, per ogni passo temporale di calcolo, la corrispondente portata solida. Con la terza opzione, l'utente inserisce direttamente la serie delle portate solide per ogni passo temporale di calcolo, nelle sezioni al contorno.

Il modello a moto quasi-vario, alla base delle simulazioni a fondo mobile di HEC-RAS, assume che l'aggiornamento della geometria del fondo alveo, definita in modo da rispettare l'equazione di continuità applicata al volume solido di controllo appena definito, avviene a passi temporali variabili durante la simulazione e definiti dall'utente. L'utente dovrà considerare che a fronte della maggiori portate liquide, e quindi solide, le variazioni della quota del fondo alveo avvengono con maggiore rapidità e, di conseguenza, anche il passo temporale con cui il modello dovrà aggiornare la geometria dovrà essere adeguatamente ridotto per evitare fenomeni di instabilità numerica.

4 ANALISI DI SENSIBILITÀ DEL MODELLO MIKE 21C

L'obiettivo di questo capitolo è quello di valutare la sensibilità del modello MIKE 21C alla variazione di alcuni parametri e coefficienti in termini di accuratezza dei risultati ottenuti. In pratica si tratta di considerare il modello al pari di una funzione M di diversi parametri:

$$M = f(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n) \quad (4.1)$$

della quale si vuole valutare lo scostamento al variare dei valori assegnati a quest'ultimi.

I parametri considerati sono:

- α_1 è la risoluzione dell'informazione topografica;
- α_2 è la formulazione di trasporto solido;
- α_3 è il coefficiente di intensità del flusso elicoidale;
- α_4 è il fattore ed esponente di pendenza trasversale;
- α_5 è il coefficiente di scabrezza;
- α_6 è il diametro medio del sedimento;
- α_7 è la viscosità turbolenta.

La simulazione di riferimento è stata considerata quella eseguita con il set di parametri che garantiscono la migliore corrispondenza con il comportamento reale, come riportato nel capitolo precedente (simulazione standard). I risultati di tale simulazione sono stati assunti come rappresentativi del reale andamento del fenomeno e pertanto si farà riferimento ad essi con il pedice "base".

A partire da questa, sono state eseguite altre simulazioni aventi l'obiettivo di variare uno alla volta i 7 parametri sopraelencati al fine di evidenziare le variazioni sui risultati. A queste simulazioni si farà riferimento con il pedice "sim".

Il fenomeno simulato consiste nella propagazione di una piena di entità significativa dal punto di vista della produzione di trasporto solido.

Il confronto tra le diverse simulazioni è avvenuto mediante tre criteri di confronto riguardo: a) le variabili idrodinamiche (tirante idraulico, le velocità), b) le variazioni morfologiche (variazione quota fondo alveo o *bed level change*), e c) le posizione delle zone di erosione-deposito.

L'analisi di sensibilità del modello è stata condotta per mezzo dell'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001), adattato al confronto delle principali variabili come di seguito descritto.

Per il confronto tra i tiranti idraulici si ricorre all'indice F_H , il quale confronta l'estensione della superficie $A(\bullet)$ nella quale il tirante H si mantiene superiore a prefissati valori di soglia H_{soglia} (ipotizzati pari a 0.50 m, 0.70 m, 1.00 m e 1.50 m) ottenuta con la simulazione standard (*base*) e con la simulazione corrente (*sim*). Il concetto viene espresso dalla:

$$F_H = \frac{A(H_{sim} \cap H_{base})}{A(H_{sim} \cup H_{base})} \quad (4.2)$$

Il valore dell'indice F_H può variare fra $F_H = 1$, nel caso di simulazione perfettamente coincidente con la simulazione base (zone allegate identiche) e $F_H = 0$, nel caso non vi sia alcuna intersezione tra le aree.

Per la distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito si ricorre all'indice F , definito come:

$$F = \frac{A(D_{sim} \cap D_{base}) + A(E_{sim} \cap E_{base})}{A(D_{sim} \cup D_{base}) + A(E_{sim} \cup E_{base})} \quad (4.3)$$

dove D ed E rappresentano la superficie delle celle che, al termine della simulazione, assumono quota superiore (deposito) o inferiore (erosione) rispetto alla quota iniziale e per le quali la variazione, in termini assoluti, è risultata di entità maggiore ad un valore di soglia (pari a 0.10 m). Come in precedenza, i pedici *base* e *sim* indicano i valori ottenuti con la simulazione standard e con la simulazione corrente. Il valore dell'indice indica se l'estensione delle zone di erosione-deposito vengono valutate correttamente e può variare fra $F = 1$, nel caso di perfetta coincidenza tra base e simulato, e $F = 0$, nel caso di intersezione nulla tra le due simulazioni.

Per quanto riguarda l'analisi della velocità massima, è stato usato lo scarto quadratico medio (*Root Mean Square Error, RMSE*) come indice di performance, dato dall'espressione:

$$RMSE = \frac{1}{N} \sqrt{MSE} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{K=1}^N (V_{BASE_K} - V_{SIM_K})^2} \quad (4.4)$$

nella quale N è il numero totale delle celle della griglia di calcolo, MSE è lo scarto tra la variabile base e simulata, V_{BASE} e V_{SIM} sono le velocità massime ottenute dalla simulazione base e corrente, rispettivamente.

Nei seguenti paragrafi si riportata una descrizione di quanto emerso in seguito alle simulazioni condotte facendo variare un singolo parametro, mettendo in evidenza gli scostamenti rispetto alla simulazione base con riferimento ai criteri dichiarati.

4.1 RISOLUZIONE DELL'INFORMAZIONE TOPOGRAFICA

Una accurata rappresentazione della topografia del terreno ed una appropriata risoluzione spaziale delle griglie di calcolo utilizzate dai modelli matematici, sono una condizione necessaria per una corretta analisi dei fenomeni idraulici e morfologici che intervengono a caratterizzare i processi fluviali. Mentre la prima condizione è stata studiata da molti ricercatori, Brath A. & Di Baldassarre G. (2006), Casa A. et. al. (2005), Haile, A.T. & Rientjes T.H.M. (2005), Horritt M.S. & Bates P.D. (2001), Lane S.N. & Richards K.S. (1998), Marks K. & Bates P. (2000), la seconda è stata scarsamente considerata.

Spesso esiste un dilemma nella scelta della risoluzione del Modello Digitale del Terreno (DEM): un DEM di bassa risoluzione causa gran perdita delle informazioni ed uno d'alta risoluzione comporta lunghi tempi di calcolo. Risultati interessanti mediante l'uso della modellistica 2D sono stati conseguiti da Haile, A.T. & Rientjes T.H.M. (2005), in aree topograficamente semplici, utilizzando un DEM di bassa risoluzione, generato da rilevazioni plano-altimetriche di derivazione tradizionale. Negli ultimi anni, lo sviluppo delle tecniche basate sull'uso di sensori remoti (LiDAR) ha permesso la disponibilità di dati di alta

risoluzione, dai quali ottenere DEM di elevata risoluzione e accuratezza, utilizzabili ai fini della modellistica 2D.

Il principale problema nell'uso di DEM di bassa risoluzione, è quello della perdita di importanti caratteristiche di piccola scala coinvolte nei processi di trasporto del sedimento quali le migrazione dei meandri, formazione di barre puntuali e centrali, ecc.. In questo paragrafo, gli effetti di una diversa risoluzione dei rilievi e delle griglie di calcolo (dimensione della cella), con le quali viene schematizzato l'alveo fluviale, sono stati analizzati mediante il modello curvilineo bidimensionale morfologico MIKE 21C. I rilievi utilizzati per generare le griglie di calcolo, sono stati ottenuti da: a) misurazioni LiDAR (rilievo laser altimetrico) e b) da un normale rilievo delle sezioni trasversali del torrente. A partire da ciascuno dei 2 rilievi sono stati generati altrettanti modelli digitali del terreno (DEM). Quindi, da ogni DEM, sono state ricostruite 5 griglie di calcolo curvilinee, di dimensioni differenti. L'effetto delle diverse risoluzioni utilizzate, sui risultati idraulici e morfologici ottenuti dal modello, è stato valutato lungo tutte le parti del corso d'acqua considerato, con particolare cura riguardo la posizione delle zone di erosione-deposito. Questo paragrafo del presente studio vuole mettere in evidenza l'importanza dei dati batimetrici e delle griglie di calcolo per la simulazione bidimensionale. La finalità è quella di proporre alcuni suggerimenti per valutare l'accuratezza dei risultati ottenibili dall'applicazione dei modelli idraulici e morfologici le dimensioni ottimali della cella del modello.

4.1.1 Metodi di studio

Per la descrizione plano-altimetrica dell'area da modellare ci si è avvalsi dell'informazione topografica ricavata dal rilievo laser altimetrico LiDAR che ha restituito una densità di informazione variabile da 0.3÷4.0 pt/m² mentre quello topografico ha restituito 15 sezioni trasversali d'alveo (dal rilievo del 2005), poste ad una distanza di circa 900 m una dall'altra, aventi larghezza media di 170 m. A partire dalle informazioni topografiche di base sono stati generati quattro differenti modelli digitali del terreno (DEM), tre, ottenuti dal rilievo LiDAR utilizzando tutti o parzialmente i punti rilevati ed uno, originato dalle sezioni trasversali, che costituiscono l'input nel modello MIKE 21C. Quest'ultimo DEM è stato costruito tramite interpolazione lineare dei punti rispettando l'andamento planimetrico fluviale derivato dalla ortofoto e dalla Carta Tecnica Regionale.

Per analizzare l'effetto della diversa risoluzione dell'informazione topografica nella prestazione del modello, ovvero nella qualità dei risultati ottenibili, mantenendo lo stesso dominio di calcolo, sono state costruite cinque griglie formate da celle di diversa dimensione (Figura 4.1) sia in direzione trasversale (*dn*) sia in direzione del moto (*ds*), le cui caratteristiche principali ed analisi statistiche descrittive, vengono riportate rispettivamente nella Tabella 4.1 e nella Tabella 4.2. Le cinque griglie curvilinee di calcolo, realizzate a partire da ciascun tipo di rilievo, sono state costruite considerando le aree esondabili, la direzione della corrente, gli argini, le strutture idrauliche, ecc. E' importante menzionare che le dimensioni medie riportate sono nette e non tengono conto delle celle al contorno (*land value*) che limitano il dominio di calcolo. La griglia 1 presenta la maggiore risoluzione mentre la griglia 5 quella minore.

Una volta costruita la griglia curvilinea di calcolo, si è proceduto ad associare ad ogni cella la relativa informazione altimetrica: la quota di ciascuna cella è stata determinata attribuendo il valore medio delle quote della porzione del DEM entro la cella stessa. Nel seguito con il termine batimetria verrà indicato l'insieme dell'informazione topografica di partenza.

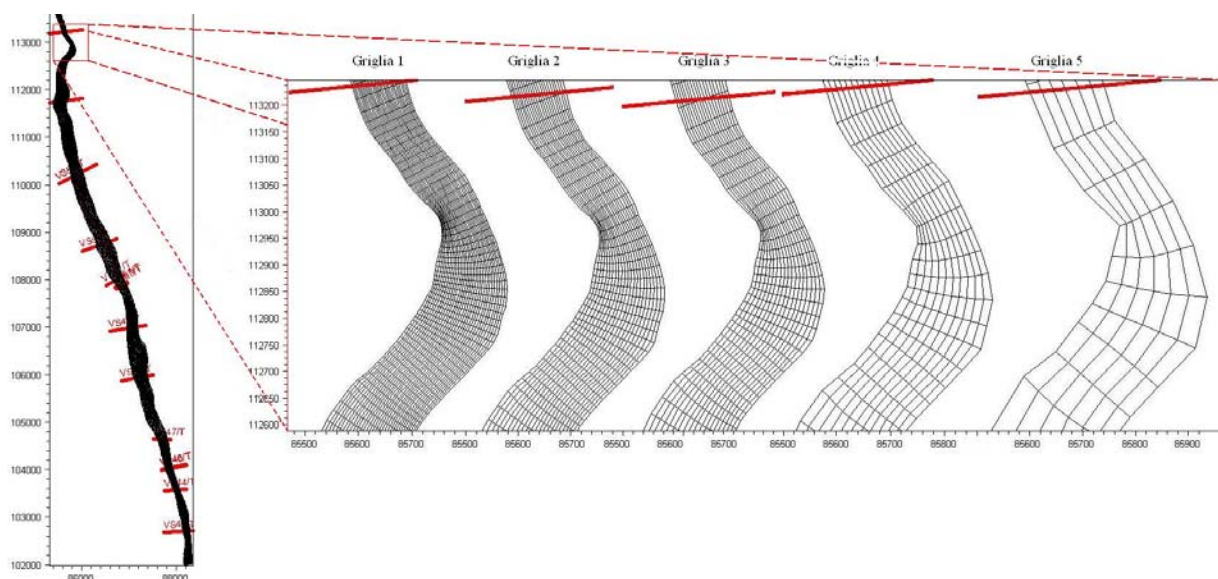


Figura 4.1 Griglie curvilinee costruite con diverse dimensioni di celle, da sinistra a destra in ordine decrescente di risoluzione.

Tabella 4.1 Numero e dimensioni medie delle celle.

No. Griglia	dn, dimensione trasversale media [m]	ds, dimensione longitudinale media [m]	dA, area media della cella [m ²]	Totale di celle in direzione longitudinale	Totale di celle in direzione trasversale
1	7	29	205	452	29
2	10	42	426	318	20
3	12	52	659	255	16
4	22	88	1998	149	9
5	49	177	8995	74	4

Tabella 4.2 Analisi statistico descrittivo delle dimensioni delle diverse griglie con un livello di confidenza del 95.0%.

PARAMETRO STATISTICO	Griglia				
	1	2	3	4	5
dA, area della cella [m²]					
Media dA della cella	205	426	659	1998	8995
Errore standard	5	13	22	87	552
Mediana dA della cella	197	408	631	1903	8597
Deviazione standard	110	230	354	1071	4779
Varianza campionaria	12201	52885	125767	1150686	22920781
Intervallo	466	977	1474	4354	18563
Minimo dA della cella	35	72	112	353	1676
Massimo dA della cella	501	1048	1586	4707	20239

PARAMETRO STATISTICO	Griglia				
	1	2	3	4	5
dn, dimensione trasversale della cella [m]	1	2	3	4	5
Media <i>dn</i> della cella	7	10	12	22	49
Errore standard	0	0	0	1	2
Mediana <i>dn</i> della cella	7	9	12	21	48
Deviazione standard	3	4	5	8	19
Varianza campionaria	7	15	23	72	352
Intervallo	12	17	21	35	73
Minimo <i>dn</i> della cella	2	3	4	7	19
Massimo <i>dn</i> della cella	14	20	25	43	92
ds, dimensione longitudinale della cella [m]	1	2	3	4	5
Media <i>ds</i> della cella	29	42	52	88	177
Errore standard	0	1	1	2	7
Mediana <i>ds</i> della cella	33	48	59	101	204
Deviazione standard	9	13	17	29	57
Varianza campionaria	89	182	278	813	3262
Intervallo	33	47	58	96	187
Minimo <i>ds</i> della cella	10	14	18	31	62
Massimo <i>ds</i> della cella	43	62	76	127	249

Nell'ambito dell'analisi realizzata, sono state considerate quattro differenti batimetrie con le quali sono stati costruiti i quattro corrispondenti DEM, tutti realizzati con maglia di dimensioni 2.0 x 2.0 m. Le batimetrie considerate nel MIKE 21C sono:

- *batimetria 'a'*: tutti punti ottenuti dal laser-altimetrico con una risoluzione media di 0.3 - 4 punti/m².
- *batimetria 'b'*: un punto aleatorio ogni 5000 punti ottenuti dal laser-altimetrico.
- *batimetria 'c'*: un punto aleatorio ogni 10000 punti ottenuti dal laser-altimetrico.
- *batimetria 'd'*: solo l'informazione topografica costituita dalle sezioni trasversali.

Inoltre, è importante segnalare che le batimetrie *b* e *c* sono state scelte dopo un'analisi di sensibilità circa la differenza tra i risultati riscontrabile utilizzando modelli digitali del terreno ottenuti con tutti i punti restituiti dal rilievo laser-altimetro e con solo una frazione di essi (1/10, 1/100, 1/1000, 1/5000, 1/10000), al fine di evidenziare l'influenza delle diverse risoluzioni topografiche. Le batimetrie ricavate utilizzando le diverse frazioni di punti sono state testate con il MIKE 21C ed i risultati paragonati con quelli ottenuti a partire dalla totalità dell'informazione disponibile. Infine, sono state selezionate le batimetrie che hanno prodotto scostamenti rilevanti.

Le condizioni al contorno idrauliche assegnate al modello sono state imposte: a monte con l'idrogramma di piena avente $T_R = 20$ anni (portata di picco 459 m³/s) ed a valle con l'andamento temporale del tirante idraulico corrispondente. Oltre alle condizioni al contorno relative alla fase liquida è necessario definire anche le condizioni al contorno morfologiche. Nel caso in esame, data la durata limitata del fenomeno studiato che si riduce alla simulazione di una singola onda di piena, è stata considerata a monte una situazione di equilibrio

morfologico, imponendo quindi una variazione nulla del fondo alveo (*bed level change* = 0). La stessa condizione è stata considerata come condizione al contorno di valle. Tale condizione ipotizza che tutto il materiale in arrivo da monte venga trasferito a valle, escludendo in tal modo fenomeni di deposito e di erosione nelle sezioni al contorno che potrebbero provocare instabilità durante la simulazione.

Dato che il trasporto solido è dovuto prevalentemente a fenomeni di trascinamento, coinvolgenti il materasso ghiaioso presente in alveo, questo è stato valutato con l'equazione di Smart e Jäeggi (1983). La distribuzione granulometrica del sedimento nel canale è stata modellata mediante tre frazioni di sedimento (15, 30 e 50 mm), distinguendo due tratti di caratteristiche omogenee.

4.1.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con le diverse griglie e batimetrie considerate nella presente indagine. L'effetto delle diverse risoluzioni utilizzate, sui risultati idraulici e morfologici ottenuti dal modello, è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito lungo il corso d'acqua.

Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascuna griglia di calcolo e ciascuna batimetria, dei seguenti parametri: idrogrammi nelle sezioni di interesse del corso d'acqua; portate di picco liquide a valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, restituzione planimetrica delle aree allagate e delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi; tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio spaziale e indici di performance valutati sui tiranti idraulici e sulla velocità massima.

Di seguito, nella Figura 4.2 e Figura 4.3, si riportano alcuni degli idrogrammi di portata liquida defluita nella sezione di controllo ubicata nel tratto di valle, ottenuti rispettivamente con le batimetrie e le cinque griglie di calcolo. Si può osservare che tutte le onde in uscita sono spostate di un certo tempo di ritardo (Figura 4.2 e Figura 4.3).

In Figura 4.4a vengono riportati, con riferimento alle diverse griglie e batimetrie, i valori delle portate al colmo in uscita (Q_L) dal tratto indagato, per un evento con $T_R = 20$ anni, al fine di evidenziare la capacità di laminazione dell'alveo (Figura 4.4b), definita dall'equazione 4.21, considerando la portata di picco in ingresso $Q_{MONTE} = 459.5 \text{ m}^3/\text{s}$ e per i diversi valori di Q_{VALLE} calcolati nei differenti casi. Si osserva che le portate al colmo transitate nella sezione di controllo evidenziano una percentuale di laminazione crescente all'aumentare della dimensione della cella; percentuali minori per le griglie dalla 1 alla 3 e maggiori per le griglie 4 e 5.

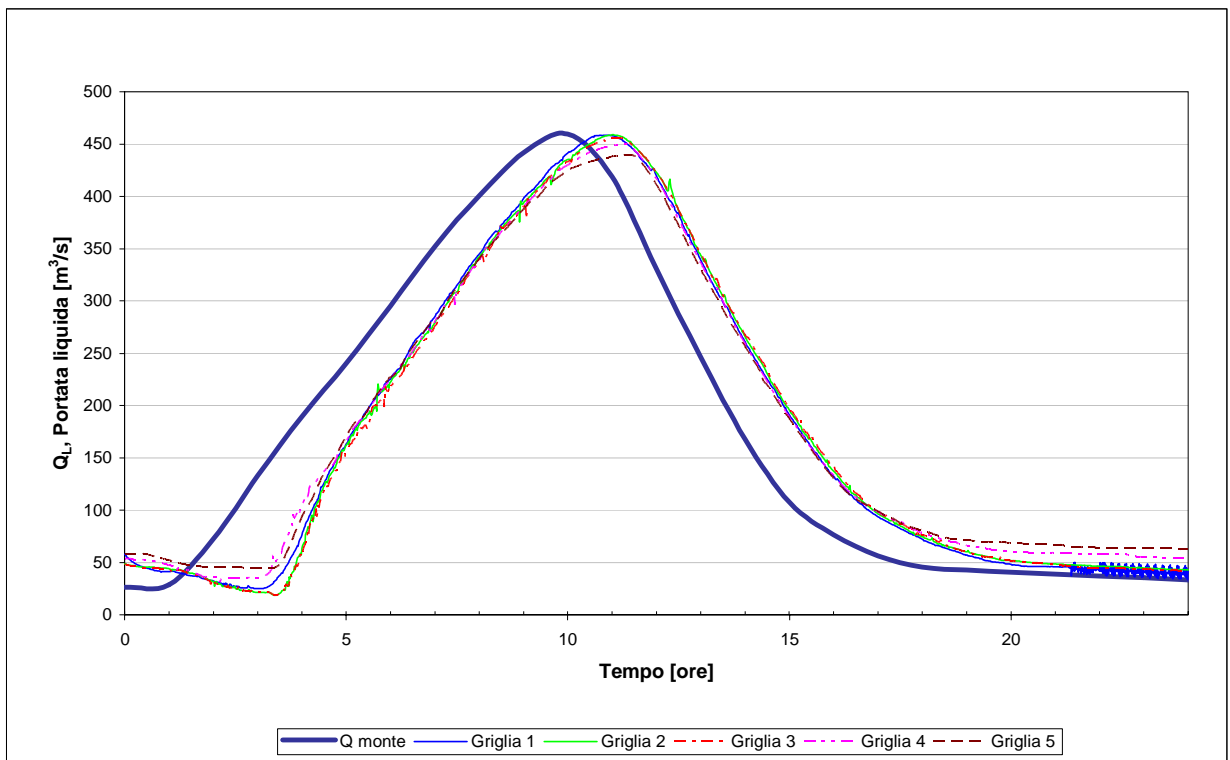


Figura 4.2 Idrogrammi calcolati dal modello per la serie ventennale nelle sezioni a monte e a valle usando la batimetria 'b' con differenti griglie.

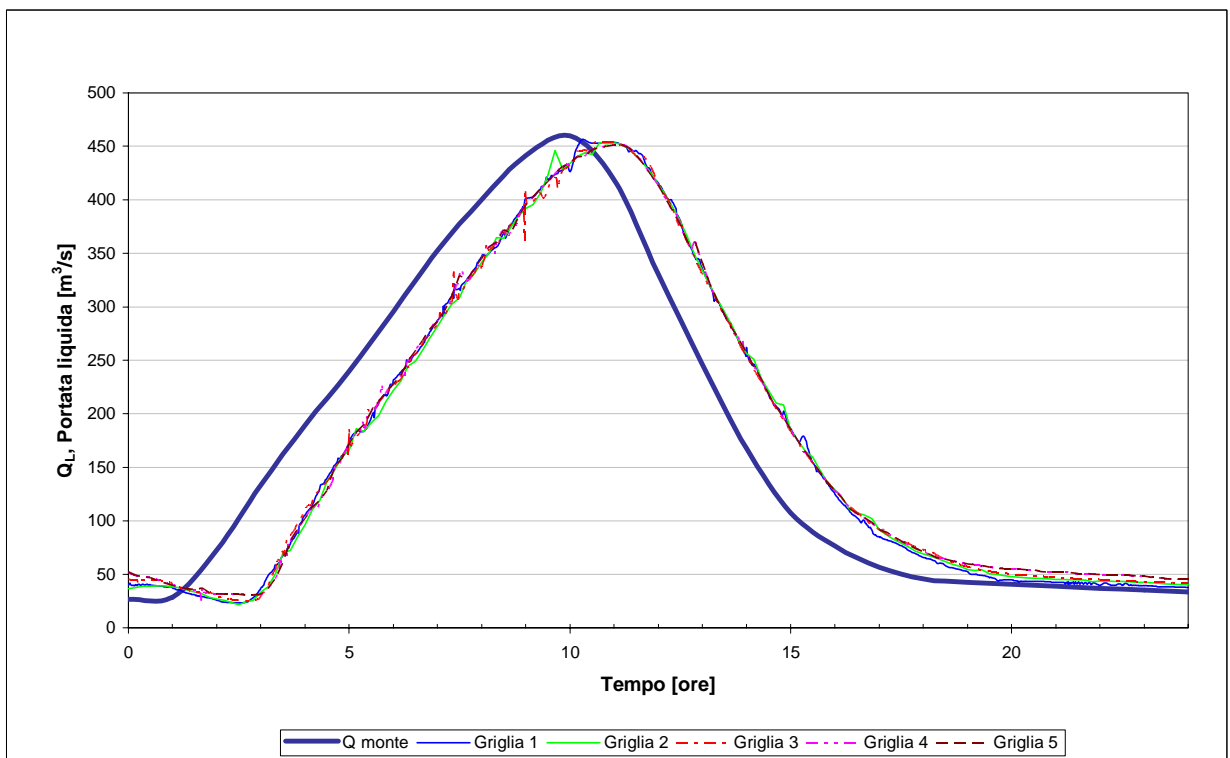


Figura 4.3 Idrogrammi calcolati dal modello per la serie ventennale nelle sezioni a monte e a valle usando la batimetria 'd' con differenti griglie.

Inoltre, si noti come le portate di picco ottenute con i dati topografici LiDAR (batimetrie 'a','b' e 'c'), mostrano valori simili per le tre prime griglie e diminuiscono per le ultime griglie. Per entrambe le batimetrie, il tempo di ritardo (Figura 4.5) aumenta progressivamente dalla griglia 1 alla 5. Ad una minore risoluzione della griglia segue un maggiore effetto di smussatura delle irregolarità dell'alveo, con generazione di sezioni trasversali più ampie e tiranti idraulici inferiori. Di conseguenza, si osserva il rallentamento del flusso ed un maggiore effetto di laminazione dell'onda di piena (Figura 4.4b). Con l'uso dei dati ricavati dalle sezioni trasversali (batimetria 'd'), si ottengono, per le differenti griglie, valori di Q_L e tempi di ritardo (Figura 4.5) generalmente inferiori a quelli calcolati con i dati di LiDAR. Si noti come per la griglia 1, il tempo di propagazione è circa la metà di quello calcolato a partire dalla batimetria 'a'. Questo risultato può essere spiegato dalla scarsa qualità della batimetria 'd' ed, in particolare, dalla mancanza di informazioni altimetriche tra due sezioni trasversali consecutive che produce una rettificazione dell'alveo, con perdita di dettagli morfologici importanti come isole e barre.

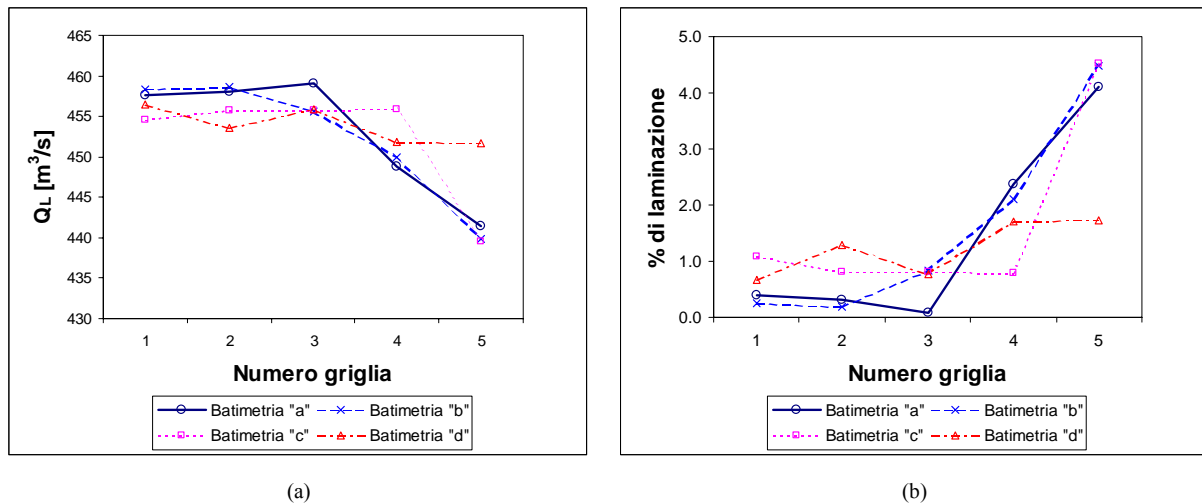


Figura 4.4 Confronto, per diverse griglie di calcolo, dei valori di: (a) portata di picco liquida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena $T_R = 20$ anni.

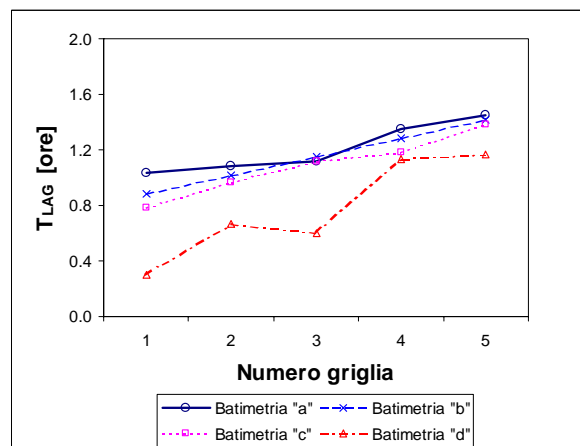


Figura 4.5 Confronto, per diverse griglie di calcolo, dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena.

I tiranti idraulici massimi ottenuti durante le simulazioni e riportati dalla Figura 4.6 alla Figura 4.10, mostrano la variazione della profondità d'acqua lungo l'intero tratto fluviale, con riferimento alle differenti risoluzioni dei dati topografici utilizzati. Come si può osservare, le maggiori deviazioni, relativamente al passaggio dei picchi di piena, sono conseguenti all'uso della batimetria 'd' originata da dati topografici costituiti dalle sole sezioni trasversali. Si noti come l'uso della griglia 5 (la meno fitta) comporti una maggiore uniformità dei picchi dei livelli idrici rispetto a quanto ottenuto con l'uso della griglia 1 (la più fitta). Questo ultimo può essere visualizzato chiaramente nella Figura 4.11 dove si presenta il confronto dei risultati ottenuti con tutte le griglie usando la batimetria 'a'. Tale fenomeno è facilmente intuibile considerando l'andamento del fondo alveo che risulta più uniforme in conseguenza all'utilizzo di una griglia meno fitta.

Un controllo sulla correttezza del tirante idraulico massimo simulato, a partire dalle diverse griglie di calcolo, viene riportato nella Figura 4.12. Il maggiore scostamento può essere osservato con la batimetria 'd'. In questo caso, la schematizzazione dell'alveo con celle di grandi dimensioni (griglia 5) produce una uniformità dei massimi tiranti idraulici maggiore di quella ottenuta con celle di minore dimensione (griglia 1). Il risultato è facilmente spiegabile considerando che l'alveo presenta un andamento più omogeneo ed i dettagli morfologici, come le barre puntuali e centrali, vengono persi. Questo aspetto può essere chiaramente notato con riferimento allo sviluppo della barra centrale che può essere osservato solamente con l'uso della batimetria 'a' e la griglia 1, 2 e 3 mentre con le griglie 4 e 5 non si vede lo sviluppo di questo elemento (Figura 4.12). Per quanto riguarda le aree allagate ottenute con le differenti batimetrie, si è osservato che con l'aumento della dimensione della cella diminuisce il tirante idraulico, in termini medi, e di conseguenza aumenta il numero delle celle asciutte. Tuttavia, data la tendenza, di cui si è appena discusso, ad uniformare i tiranti idraulici minimi e massimi all'interno della griglia di minore risoluzione, si vengono a perdere i dettagli delle forme dell'alveo, come per esempio le barre centrali e puntuali. Infatti, pur restituendo valori mediamente inferiori del tirante idraulico, in corrispondenza delle celle poste a quota maggiore l'eliminazione delle asperità e delle forme di fondo riduce la quota altimetrica delle celle stesse comporta l'aumento locale della profondità con la conseguenza di allagare alcune celle, che dovrebbero risultare asciutte, facendo perdere la definizione del contorno bagnato e la definizione delle barre. (vedi Figura 4.12).

Per approfondire l'analisi dell'effetto della risoluzione di modello, sia della griglia di calcolo sia del DEM, sui valori dei tiranti idraulici, è stata condotta una valutazione dell'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) e definita dall'equazione 4.2, dove i risultati ottenuti con la batimetria 'a' e la griglia 1 sono stati considerati valori base, dal momento che presentano la migliore accuratezza del modello e forniscono valori probabilmente più vicini a quelli reali.

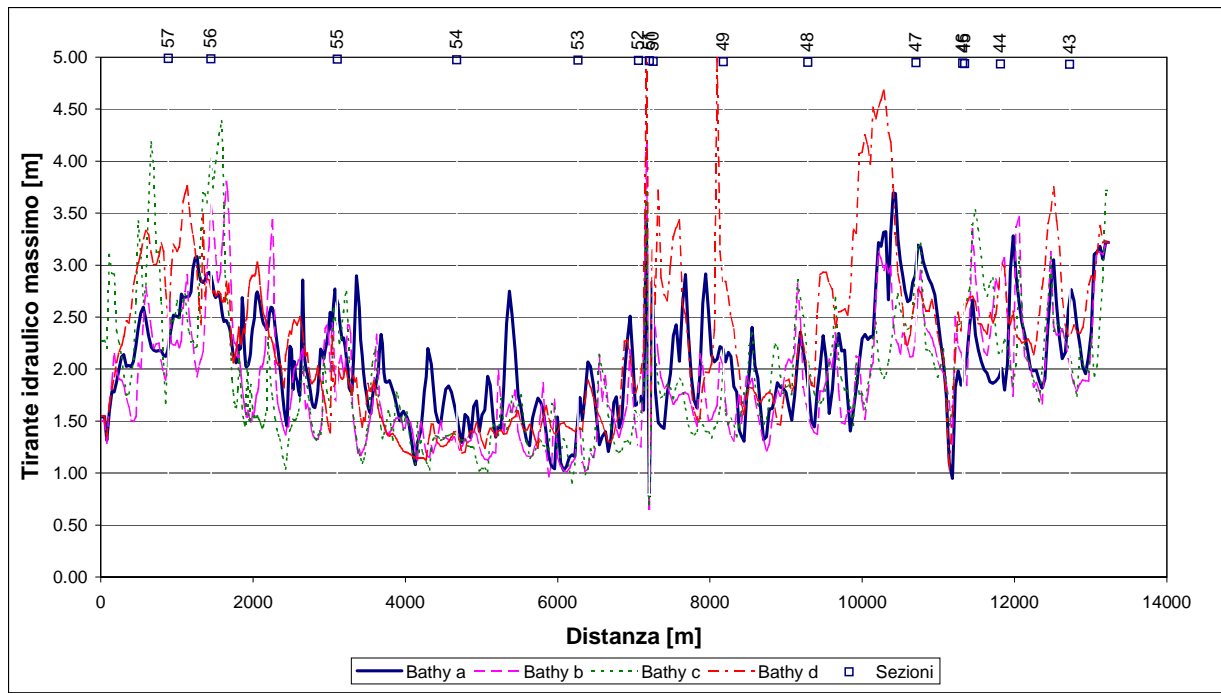


Figura 4.6 Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 1.

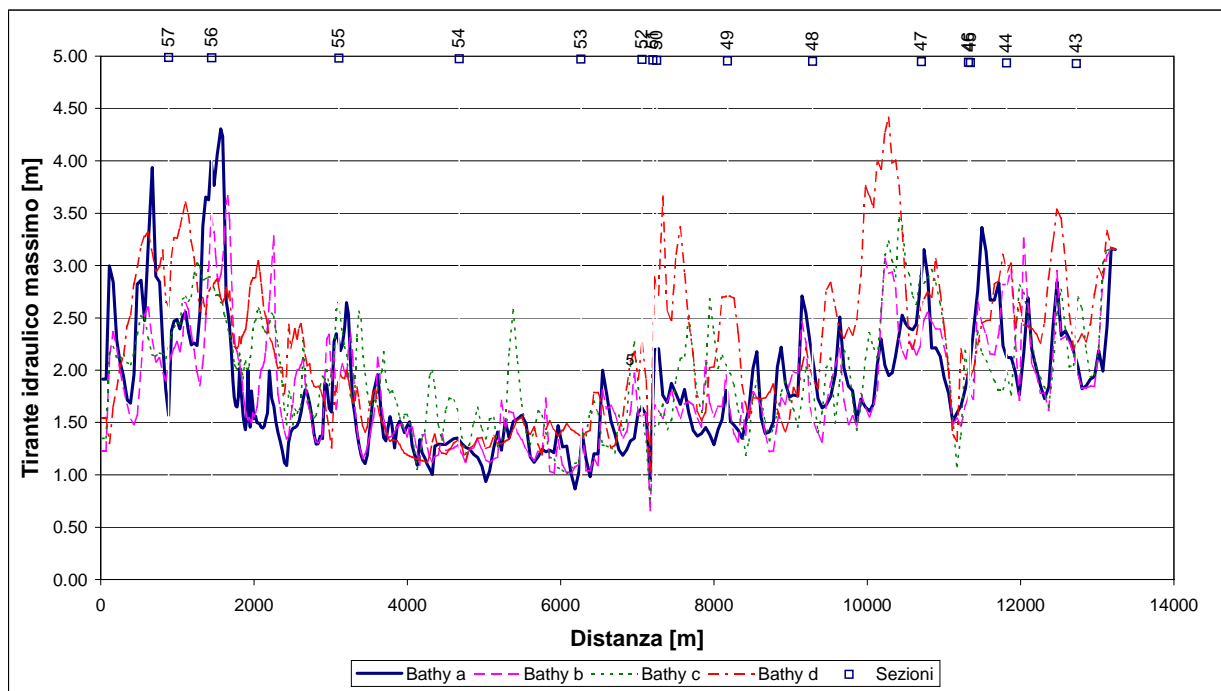


Figura 4.7 Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 2.

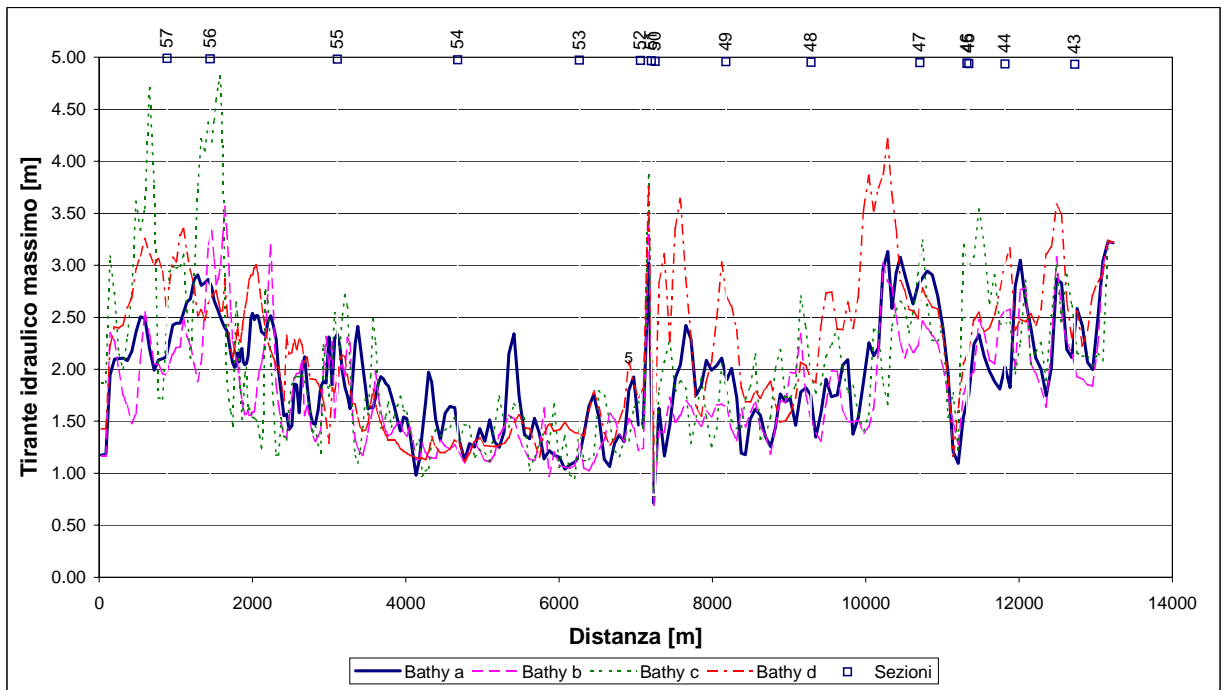


Figura 4.8 Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 3.

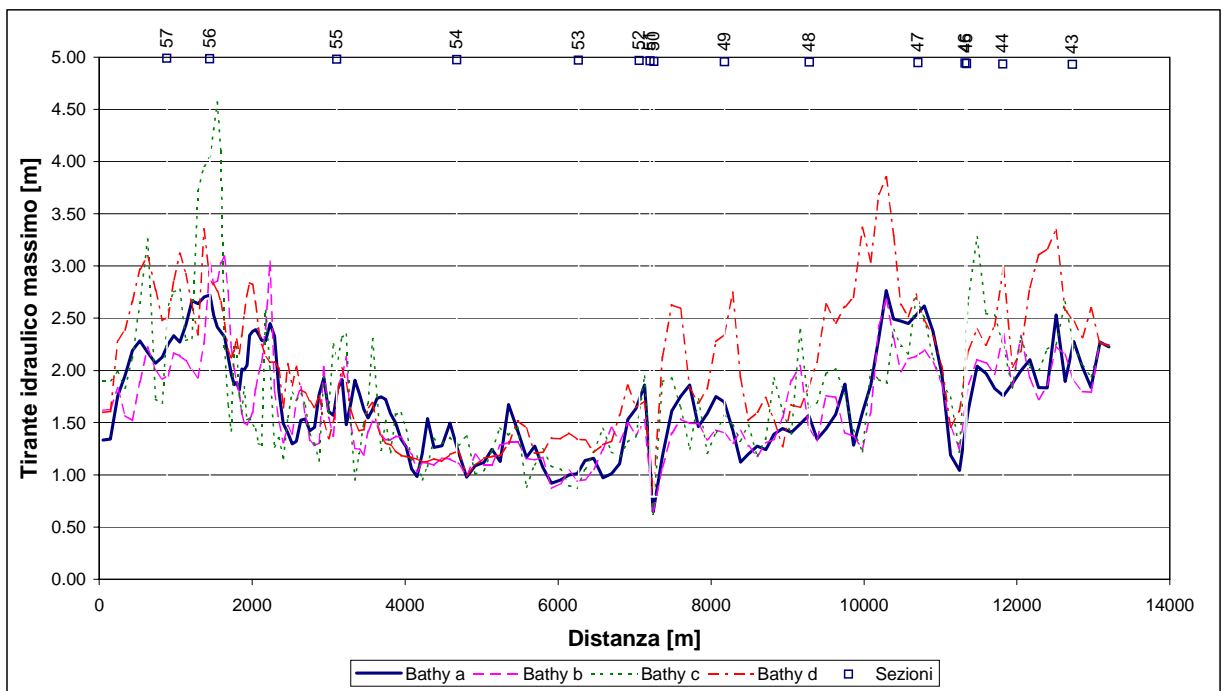


Figura 4.9 Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 4.

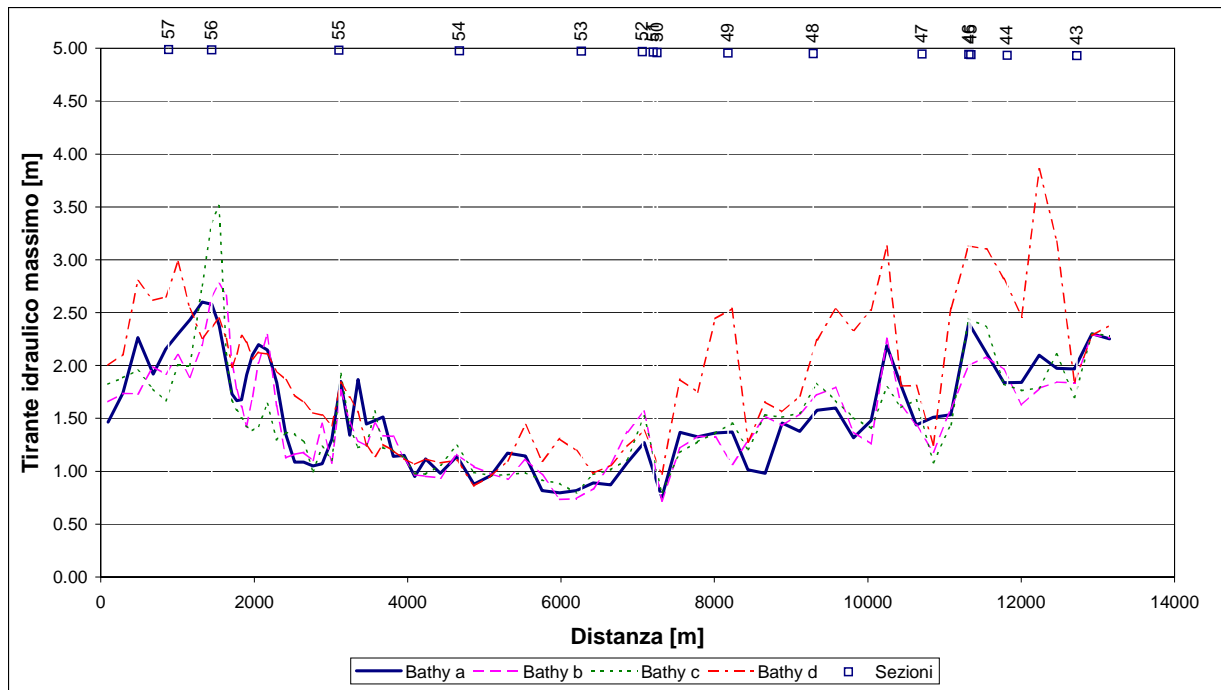


Figura 4.10 Tiranti idraulici massimi simulati per diversi batimetrie utilizzando la Griglia 5.

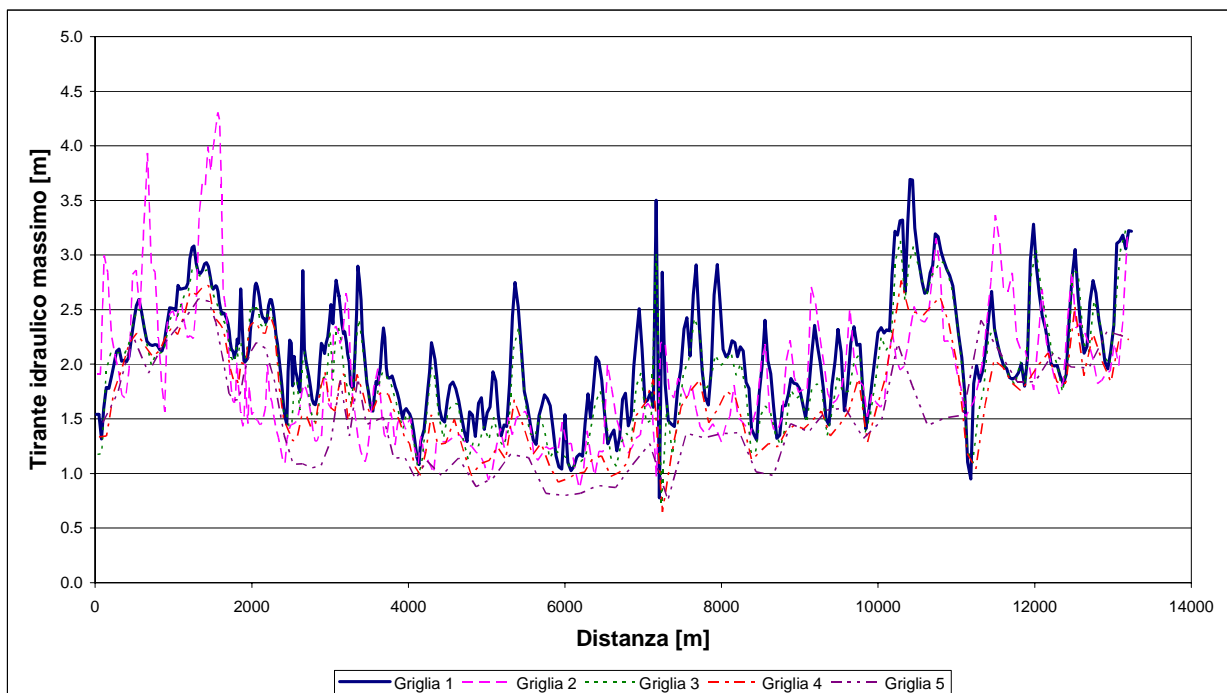


Figura 4.11 Tiranti idraulici massimi simulati con la batimetria 'a' e tutte le griglie.

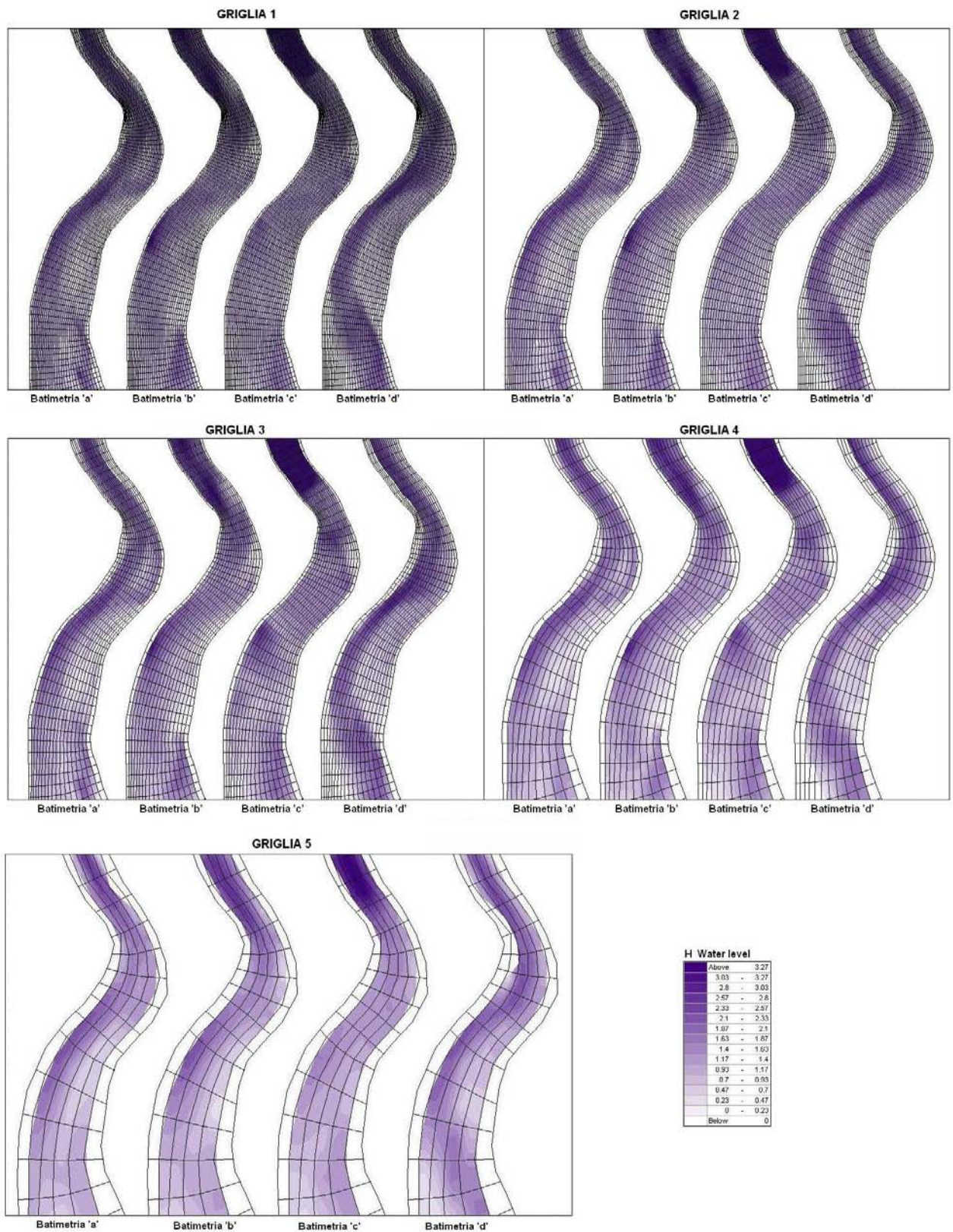


Figura 4.12 Planimetria delle profondità per le diverse griglie e batimetrie.

La Figura 4.13 mostra i valori dell'indice di performance F_H per le diverse soglie considerate e per le diverse batimetrie. È interessante osservare come tale indice sia decrescente, per tutte le batimetrie, al crescere della dimensione della cella e della soglia considerata. L'uso dei dati della batimetria 'a' (LiDAR), consente di ottenere valori accettabili dell'indice di performance fino alla griglia 3 ($F_H \geq 0.8$) e dimostra un evidente scadimento per le griglie 4 e 5 (F_H media ≈ 0.5), accentuata al crescere del valore di soglia. Mentre con l'uso di dati delle batimetrie 'b', 'c', 'd' (sezioni trasversali), mostra una tendenza costante per le differenti soglie (F_H da 0.4 a 0.7), eccetto che per la griglia 5. La valutazione della perdita di precisione numerica del modello, al decrescere della risoluzione spaziale della dimensione della cella e diversa base topografica, può essere stimata anche dal confronto visivo fra le diverse aree allegate con le soglie analizzate, di cui un esempio è presentato nella Figura 4.14. Dall'analisi di queste immagini si osserva come al crescere del valore della soglia, la sovrapposibilità delle aree allagate è minore a causa del graduale appiattimento dell'alveo e della conseguente riduzione delle profondità massime. In particolare, è interessante osservare come l'uso delle griglie 4 e 5 (cella di dimensione elevata) dia luogo ad una maggiore estensione delle aree allagate con tiranti superiori a 0.50 m e 0.70 m, a causa dell'appiattimento del fondo alveo, analogamente a quanto osservato in precedenza circa gli effetti sulla variazione della portata liquida. La riproduzione dell'area allagata può essere considerata soddisfacente fino all'uso della griglia 3. Si noti come le mappe delle aree allagate con soglia pari a 0.70 m possono essere considerate rappresentative del canale attivo.

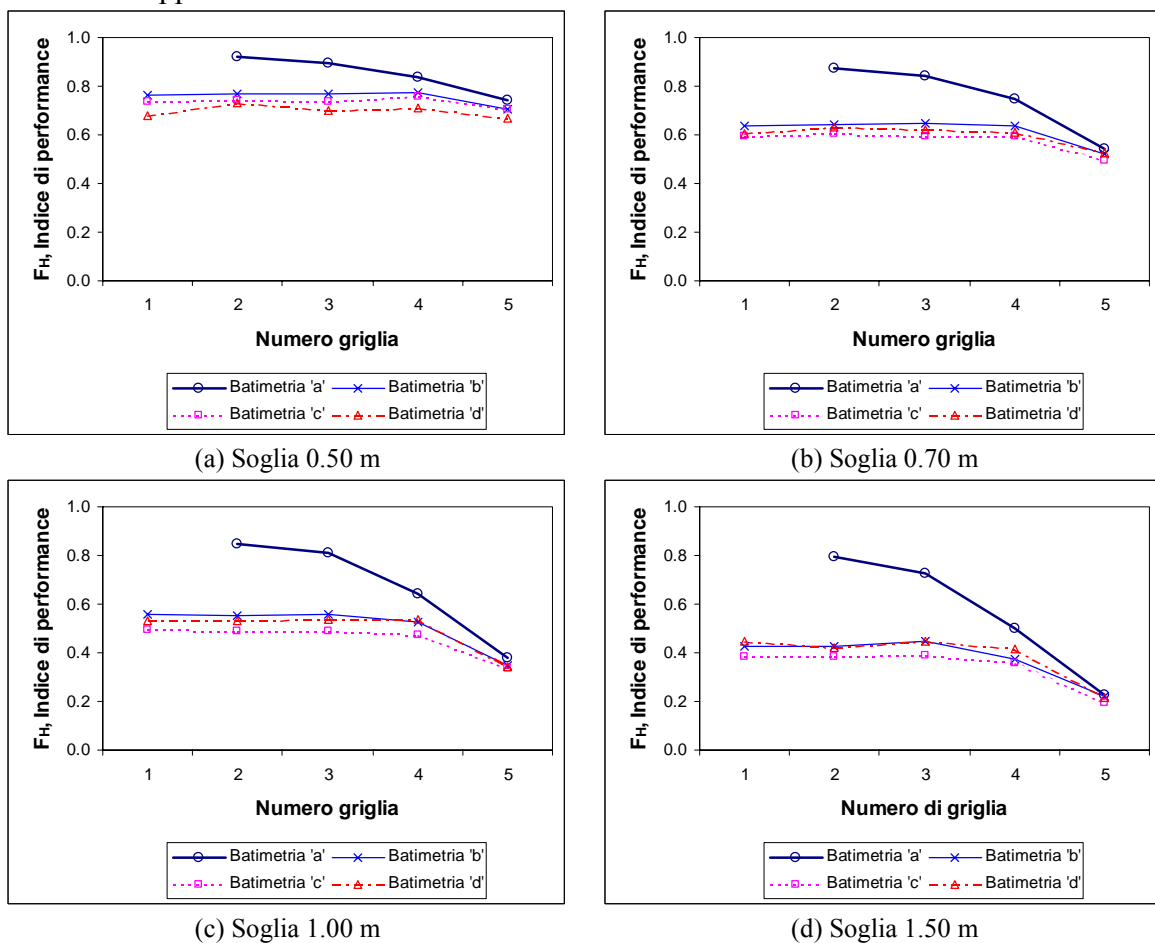


Figura 4.13 Indice di performance F_H relativi alla profondità ottenuti con le diverse batimetrie considerando differenti livelli d'acqua raggiunto (soglia da 0.50 m, 0.70 m, 1.00 m, 1.50 m).

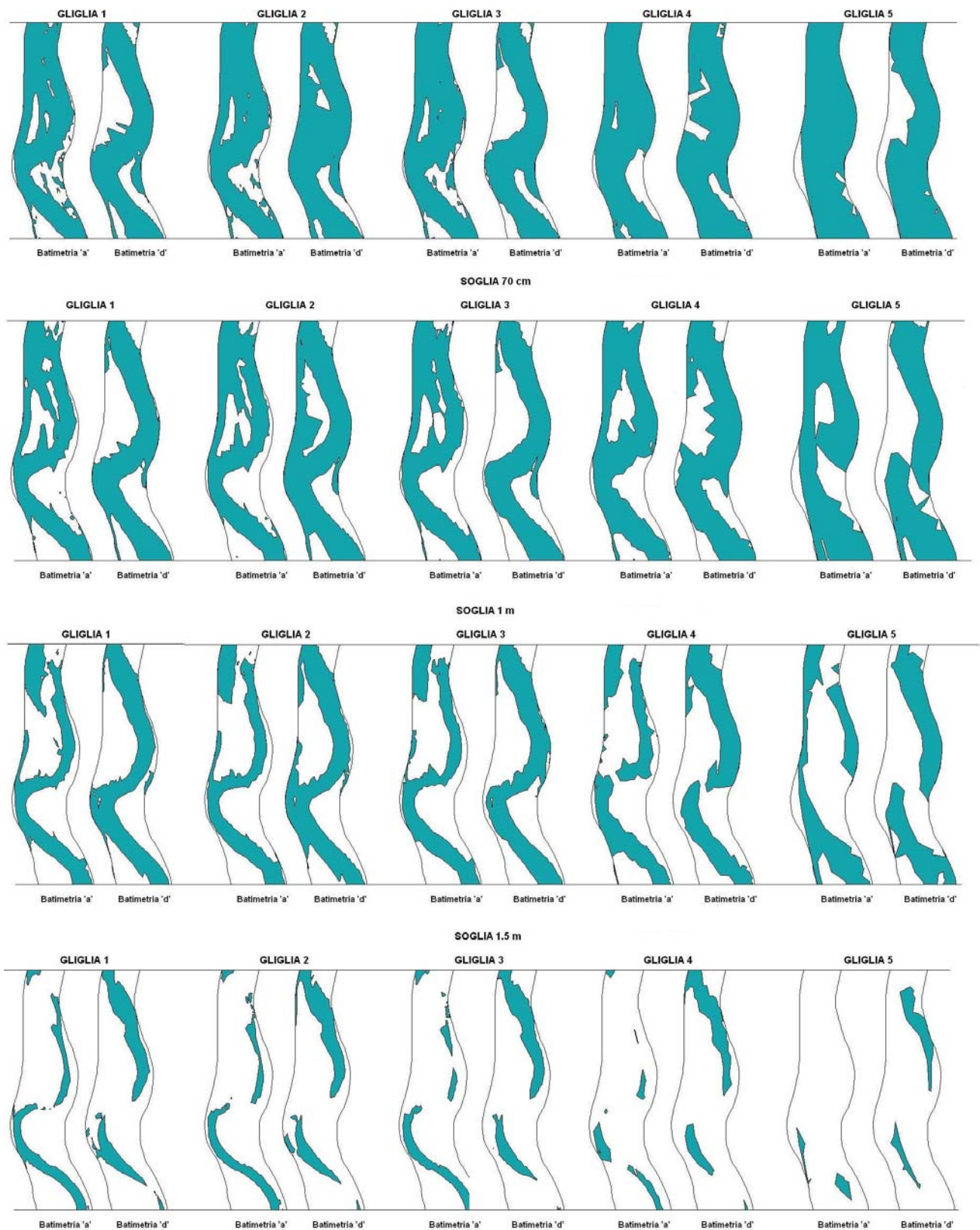


Figura 4.14 Indice di performance F_H , considerando la batimetria originata da: a) dati LiDAR (batimetria 'a') e b) sezioni trasversali (batimetria 'b'). In azzurro le aree allagate per ciascuna soglia.

L'ultima variabile idraulica considerata è quella della velocità massima che caratterizza la corrente lungo il tratto indagato. Come si può osservare (dalla Figura 4.15 alla Figura 4.19), la sua variazione, considerando griglie diverse, è minore rispetto a quella del tirante idraulico. Gli scostamenti maggiori si hanno in corrispondenza delle curve, probabilmente a causa della diversa disposizione del fondo alveo di cui si è appena discusso. In genere, si vede come nella maggior parte dei casi, i valori della velocità ottenuti con la batimetria 'd' (sezioni trasversali) sono più alti di quelli ottenuti con le altre batimetrie, in quanto l'interpolazione lineare tra una sezione e l'altra, introduce un grado di approssimazione che rende meno affidabili i risultati del modello.

D'altra parte, è importante sottolineare che i valori più bassi della velocità massima corrispondono all'uso della griglia 5 (la meno fitta) dato che la dimensione della cella, non permette di descrivere adeguatamente i processi dinamici del canale. Questo si può vedere chiaramente nella Figura 4.20 dove si rappresenta l'andamento della velocità massima per le diverse griglie con l'uso della batimetria 'a'. Per valutare meglio le differenze, è stato eseguito un'analisi statistica descrittiva delle velocità massima, su un vettore costituito dal valore massimo in ogni fila di celle d'ognuna griglia in corrispondenza della batimetria considerata. L'analisi statistica descrittiva delle velocità massima è presentata nella Tabella 4.3.

Inoltre, è di grande interesse segnalare che i picchi maggiori della velocità (dalla Figura 4.15 alla Figura 4.19), corrispondono alle zone in prossimità delle opere strutturali come i ponti (sezioni 56, 51 e 46) e le briglie (sezioni 50 e 45), che creano alterazioni nella capacità di deflusso, e nelle sezioni dove si presenta un restringimento del canale (sezioni 56 e 43).

Per quanto riguarda l'analisi della velocità massima, l'indice di performance utilizzato è lo scarto quadrato medio (*Root Mean Square Error, RMSE*) stimato con l'equazione 4.4, considerando come "base" le velocità ottenute con la griglia 1 e la batimetria 'a', ovvero con la massima risoluzione disponibile. Si noti (Figura 4.21) come usando la batimetria 'a', il valore di *RMSE* è circa di 0.3 per le griglie 2 e 3, ed aumenta progressivamente per le griglie 4 e 5 raggiungendo il valore di 1. Mentre con l'utilizzo delle batimetrie 'b' e 'c', l'indice delle performance *RMSE* è peggiorato da circa 0.7 e 0.9, rispettivamente, raggiungendo i massimi valori con l'utilizzo della batimetria 'd', i cui valori sono intorno all'unità. Questo conferma quanto descritto nei paragrafi precedenti circa l'influenza sui risultati esercitata dalla densità del rilievo topografico di partenza piuttosto che dalla risoluzione spaziale della cella della griglia.

Tabella 4.3 *Analisi statistica descrittiva delle velocità massime per le cinque griglie con un livello di confidenza del 95.0%.*

Parametro	Batimetria				Valori medi
	a	b	c	d	
Griglia 1					
Media	3.593	3.345	3.224	3.840	3.500
Errore standard	0.043	0.032	0.033	0.051	0.040
Deviazione standard	0.906	0.671	0.707	1.093	0.844
Varianza campionaria	0.820	0.450	0.500	1.195	0.741
Asimmetria	3.594	1.659	1.411	1.208	1.968
Intervallo	11.002	5.743	6.404	6.201	7.338
Minimo	1.299	1.250	1.114	1.487	1.287
Massimo	12.301	6.993	7.518	7.688	8.625

Parametro	Batimetria				Valori medi
	a	b	c	d	
Griglia 2					
Media	3.171	3.296	3.459	3.738	3.416
Errore standard	0.036	0.034	0.037	0.057	0.041
Deviazione standard	0.645	0.603	0.658	1.016	0.731
Varianza campionaria	0.416	0.364	0.433	1.032	0.561
Asimmetria	1.076	1.117	0.969	1.493	1.164
Intervallo	5.312	5.303	5.465	7.948	6.007
Minimo	1.134	1.167	1.081	1.558	1.235
Massimo	6.446	6.470	6.546	9.507	7.242
Griglia 3					
Media	3.392	3.285	3.047	3.592	3.329
Errore standard	0.038	0.039	0.044	0.050	0.043
Deviazione standard	0.614	0.619	0.709	0.807	0.687
Varianza campionaria	0.377	0.384	0.503	0.651	0.479
Curtosi	4.037	5.106	4.282	0.985	3.603
Asimmetria	0.777	1.133	0.889	0.705	0.876
Intervallo	5.173	5.161	5.784	5.128	5.311
Minimo	1.014	1.036	1.060	1.420	1.132
Massimo	6.187	6.197	6.843	6.548	6.444
Griglia 4					
Media	3.284	3.219	3.082	3.586	3.292
Errore standard	0.047	0.044	0.049	0.067	0.052
Deviazione standard	0.581	0.535	0.596	0.823	0.634
Varianza campionaria	0.337	0.286	0.355	0.677	0.414
Curtosi	2.126	3.740	4.021	0.906	2.698
Asimmetria	0.536	0.767	0.744	0.907	0.738
Intervallo	4.203	4.221	4.402	4.136	4.241
Minimo	1.533	1.506	1.472	1.961	1.618
Massimo	5.736	5.727	5.874	6.097	5.858
Griglia 5					
Media	3.076	3.044	2.982	3.276	3.095
Errore standard	0.073	0.059	0.055	0.079	0.066
Deviazione standard	0.632	0.510	0.472	0.688	0.576
Varianza campionaria	0.399	0.261	0.223	0.473	0.339
Curtosi	-0.035	-0.648	-0.703	-0.392	-0.444
Asimmetria	0.248	-0.048	-0.084	0.502	0.155
Intervallo	2.992	2.441	2.146	2.805	2.596
Minimo	1.615	1.693	1.875	2.097	1.820
Massimo	4.606	4.134	4.021	4.901	4.416

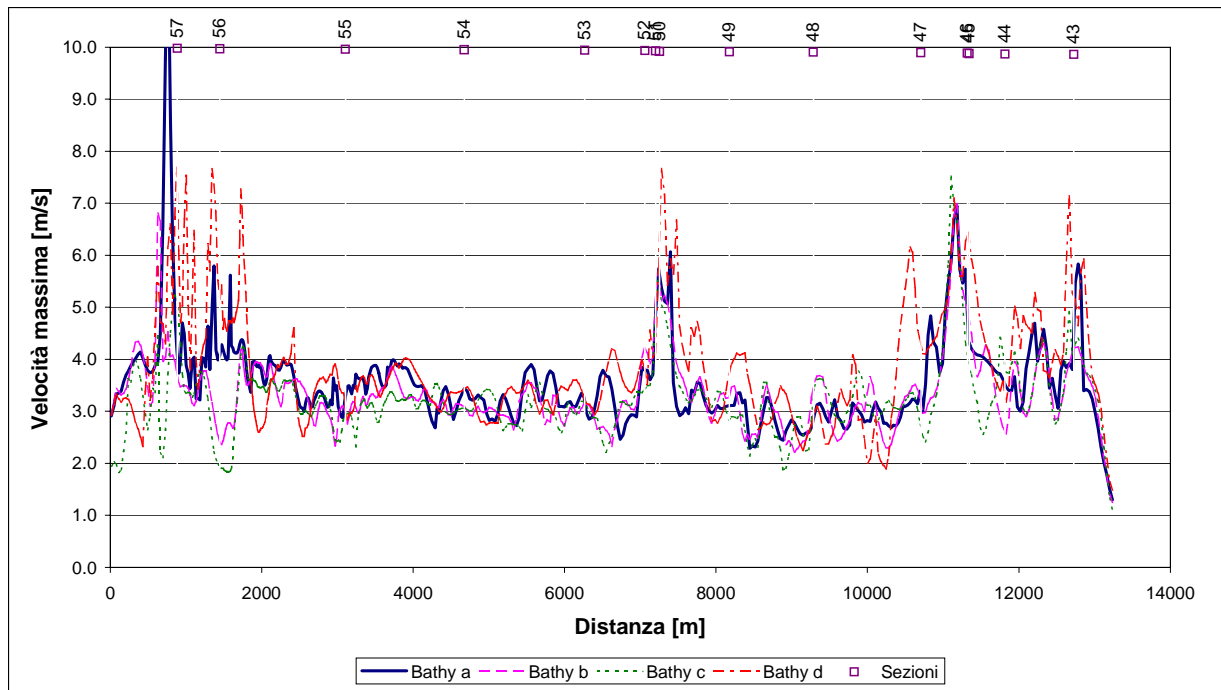


Figura 4.15 Velocità massime calcolata dal modello per diverse batimetrie usando la griglia 1.

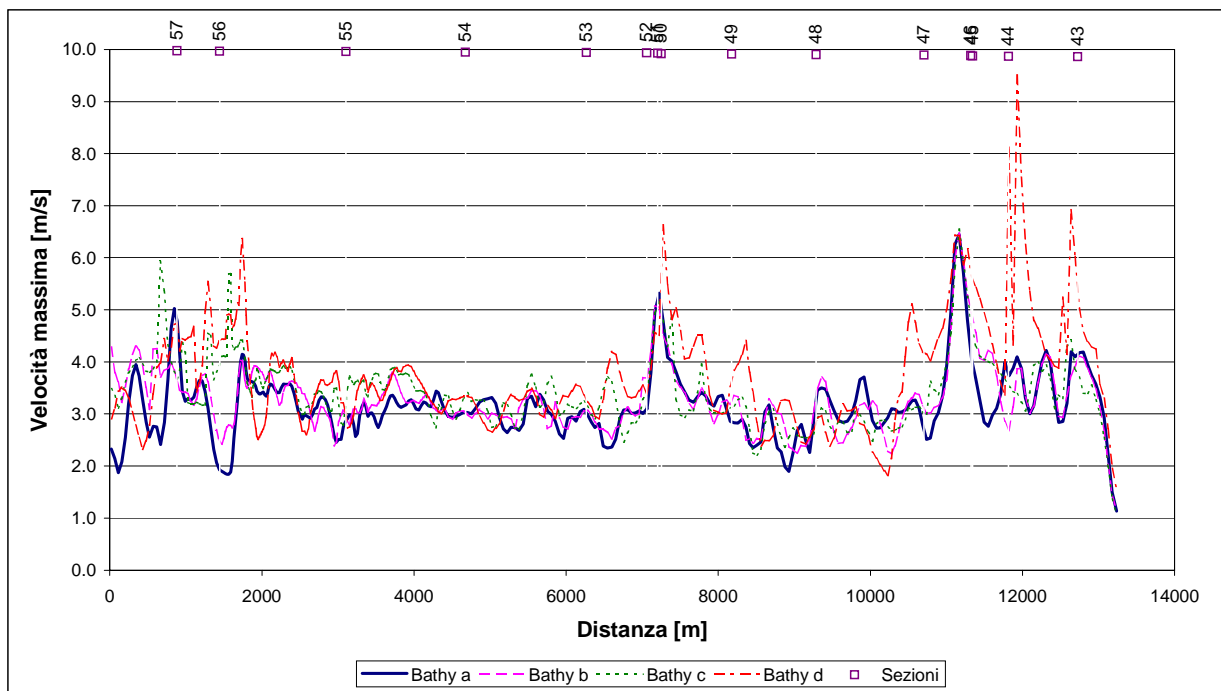


Figura 4.16 Velocità massime calcolata dal modello per diverse batimetrie usando la griglia 2.

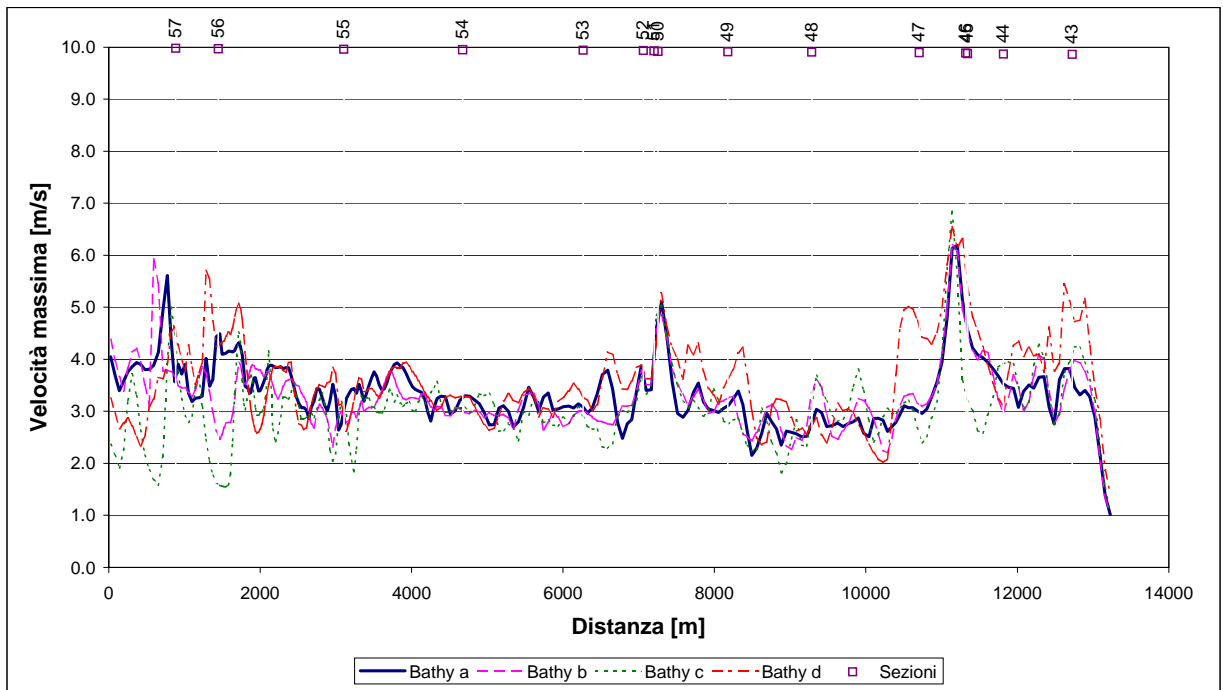


Figura 4.17 Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 3.

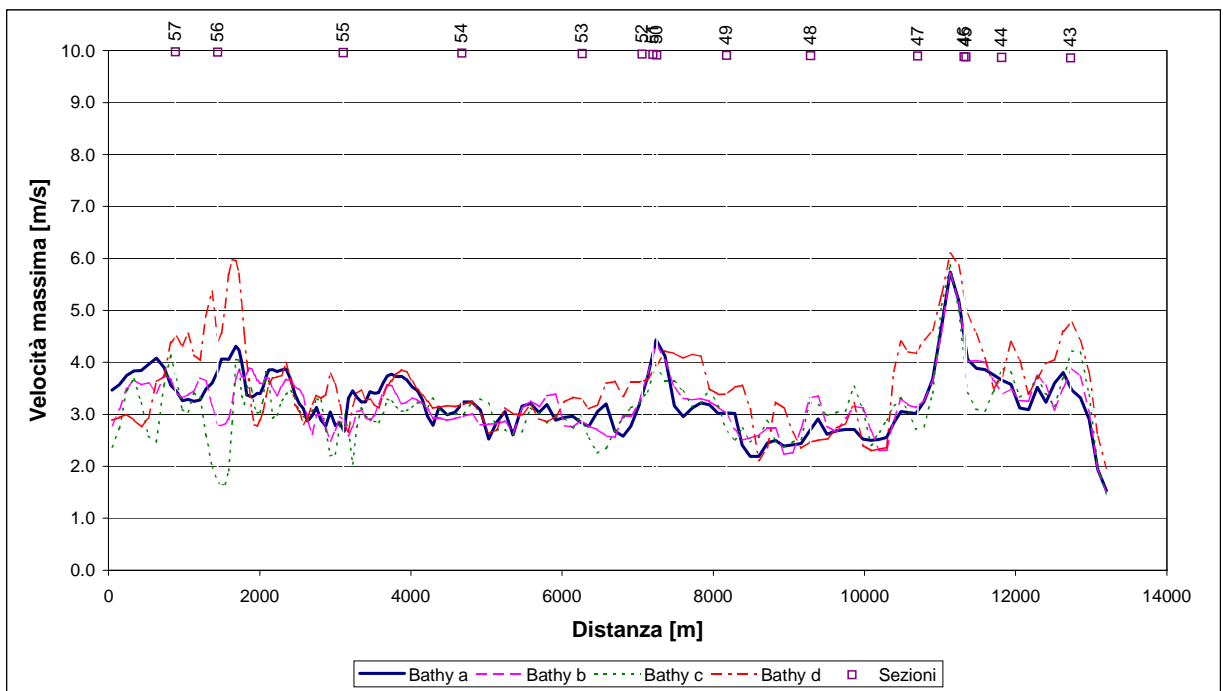


Figura 4.18 Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 4.

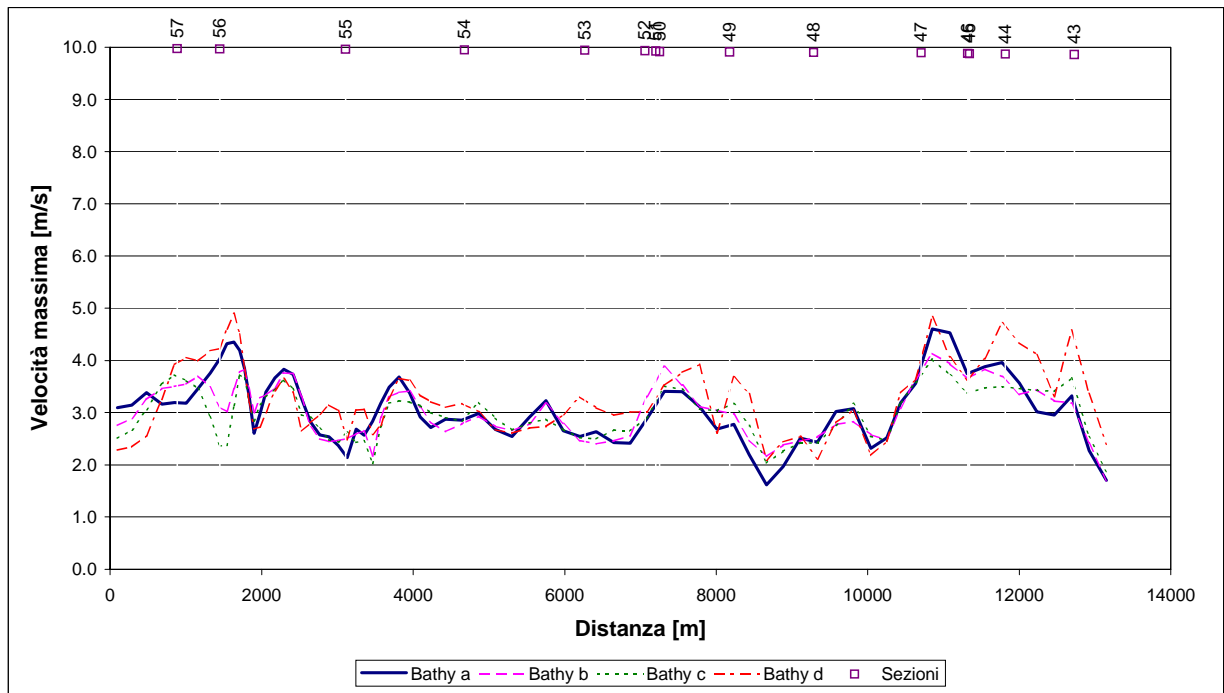


Figura 4.19 Velocità massime calcolata dal modello per diversi batimetrie usando la griglia 5.

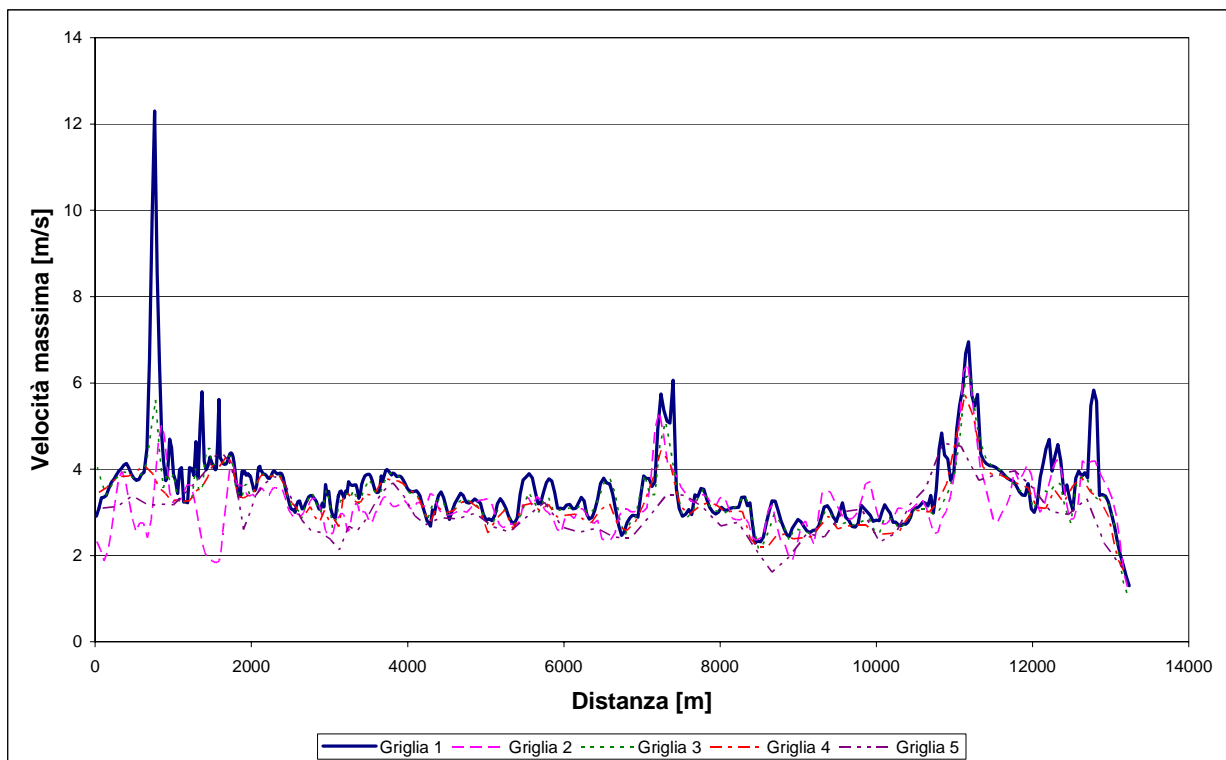


Figura 4.20 Velocità massime simulate con la batimetria 'a' e tutte le griglie.

La valutazione della perdita di precisione numerica del modello, può essere osservata anche dal confronto visivo presentato nella Figura 4.22, dove vengono riportate alcune delle mappe degli errori quadrati medi (MSE), ad essere inserite nella equazione 4.4, dei valori della

velocità in un tratto rappresentativo. Si noti come le maggiori differenze sono causate dall'utilizzo della batimetria 'd' (sezioni trasversali).

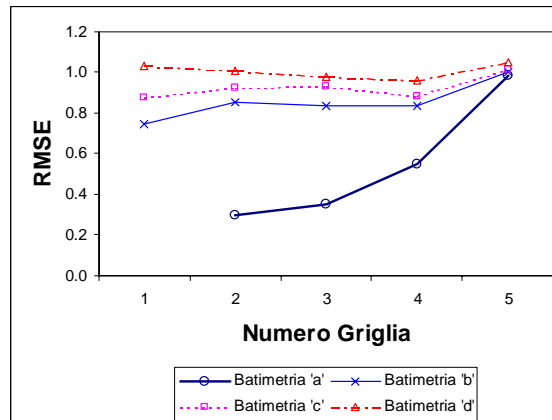


Figura 4.21 Confronto dell'indice di performance RMSE della velocità massima per tutte le batimetrie.

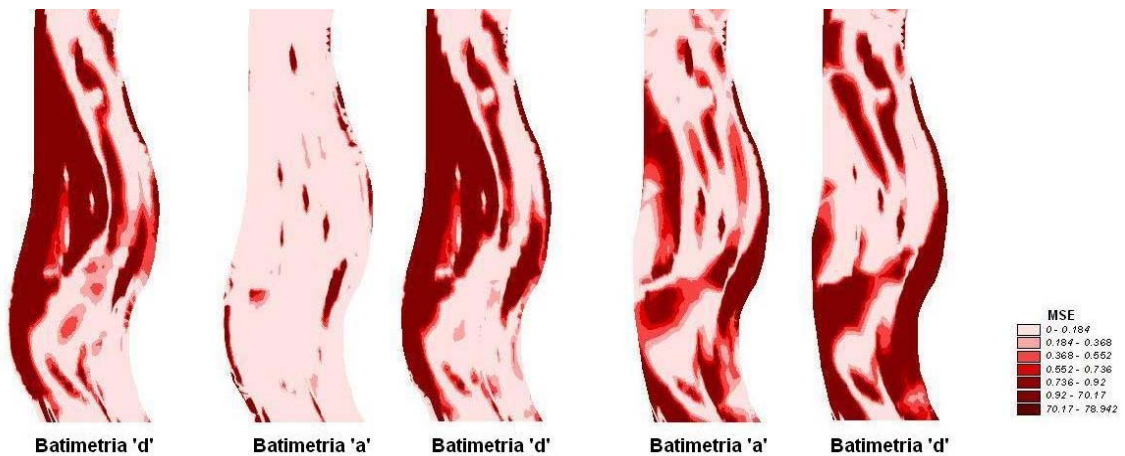


Figura 4.22 Mappe degli errori quadrati medi (MSE) dei valori di velocità in un tratto rappresentativo: griglie 1, 3 e 5.

Si sono confrontate le serie temporali di portata liquida e di portata solida in diverse sezioni del corso d'acqua, nella Figura 4.23 si riporta un esempio degli idrogrammi a valle del tratto in corrispondenza alla sezione 43. Si nota in particolare una coerenza con l'avvenimento nel tempo del picco della portata solida e della portata liquida, anche se la entità della prima è minore. Nella Tabella 4.4 vengono presentati, con riferimento alle diverse griglie e batimetrie, i valori delle portate solide al colmo in uscita dalla suddetta sezione, al fine di segnalare la differenza tra le stesse. Come si può notare i valori maggiori si hanno utilizzando la batimetria 'd' originata da dati topografici costituiti dalle sole sezioni trasversali. Si noti come l'uso della griglia 1 (la meno fitta) insieme alle batimetrie 'b' e 'c' comporti una rilevante differenza dei picchi delle portate solide rispetto a quanto ottenuto con l'uso dell'altre griglie (meno fitte in ordine decrescente). Il calcolo del trasporto solido ha consentito di determinare i volumi di sedimento movimentati (erosi o depositati) e la variazione delle quote del fondo alveo e delle

golene per una piena con $T_R = 20$ anni, così da ricavare indicazioni precise sulle tendenze evolutive del corso d'acqua. Di seguito si riportano i principali risultati restituiti dal modello morfologico quali: variazioni morfologiche del corso d'acqua; variazione della batimetria in alcune sezioni rappresentative; analisi dei volumi di sedimento movimentati e distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito.

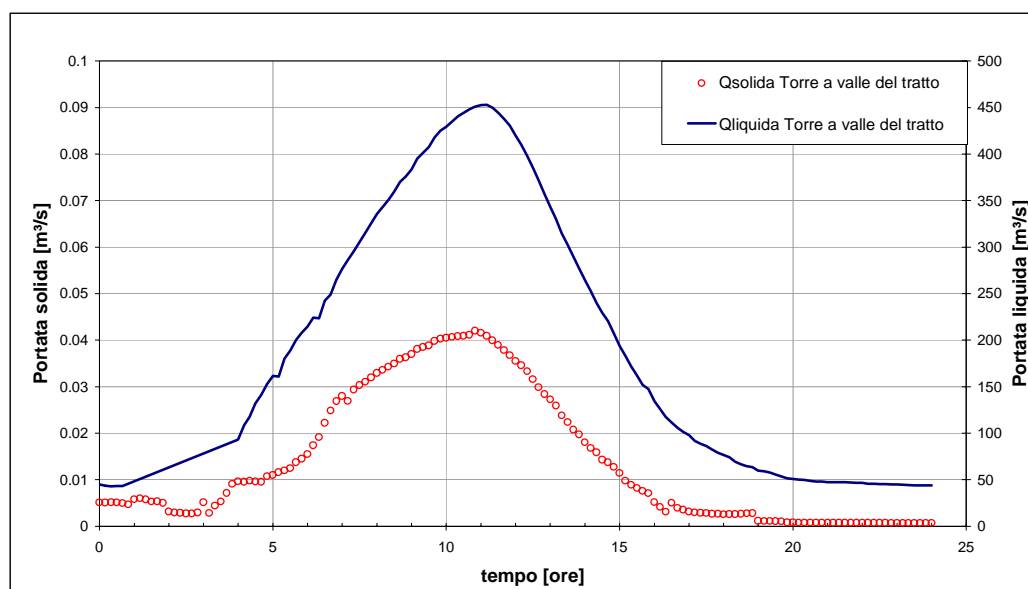


Figura 4.23 Idrogrammi di portata solida e liquida, in corrispondenza alla sezione 43, usando la Griglia 2 con la batimetria 'a'.

Tabella 4.4 Valori delle portate solide al colmo in corrispondenza alle sezione 43 (a valle del tratto) per le diverse griglie e batimetrie ottenuti con la piena di T_R 20 anni:

Batimetria	Portate solide al colmo [m^3/s]				
	1	2	3	4	5
a	0.046	0.042	0.052	0.030	0.035
b	0.018	0.022	0.019	0.043	0.081
c	0.015	0.013	0.015	0.028	0.070
d	0.087	0.078	0.541	0.044	0.015

Di seguito (dalla Figura 4.24 alla Figura 4.28) si riportano le variazioni del fondo alveo ottenute con diverse batimetrie e dimensioni delle celle. In modo analogo all'analisi idrodinamica, si può notare che le maggiori variazioni del fondo alveo si hanno con le batimetrie 'c' - 'd' e si localizzano in corrispondenza delle opere ed in prossimità delle curve e dei restringimenti. Come tendenza generale si può notare come in quasi tutti i grafici relativi alle diverse griglie, esistono tre picchi marcati che testimoniano una maggiore attività morfologica in alveo. Inoltre, nelle vicinanze di questi picchi si osservano un'alternanza continua di scavo (segno negativo) e deposito (segno positivo) della stessa entità. In aggiunta, si osserva che le variazioni del fondo alveo per una stessa griglia sono diverse per tutte le batimetrie mentre per la stessa batimetria queste hanno una tendenze abbastanza simili per tutte le griglie. Questo significa che la modellazione del trasporto solido è maggiormente influenzata dalla topografia del fondo alveo che dalla discretizzazione del dominio di calcolo. Nella Figura 4.29 si riporta l'uso con batimetria 'a'.

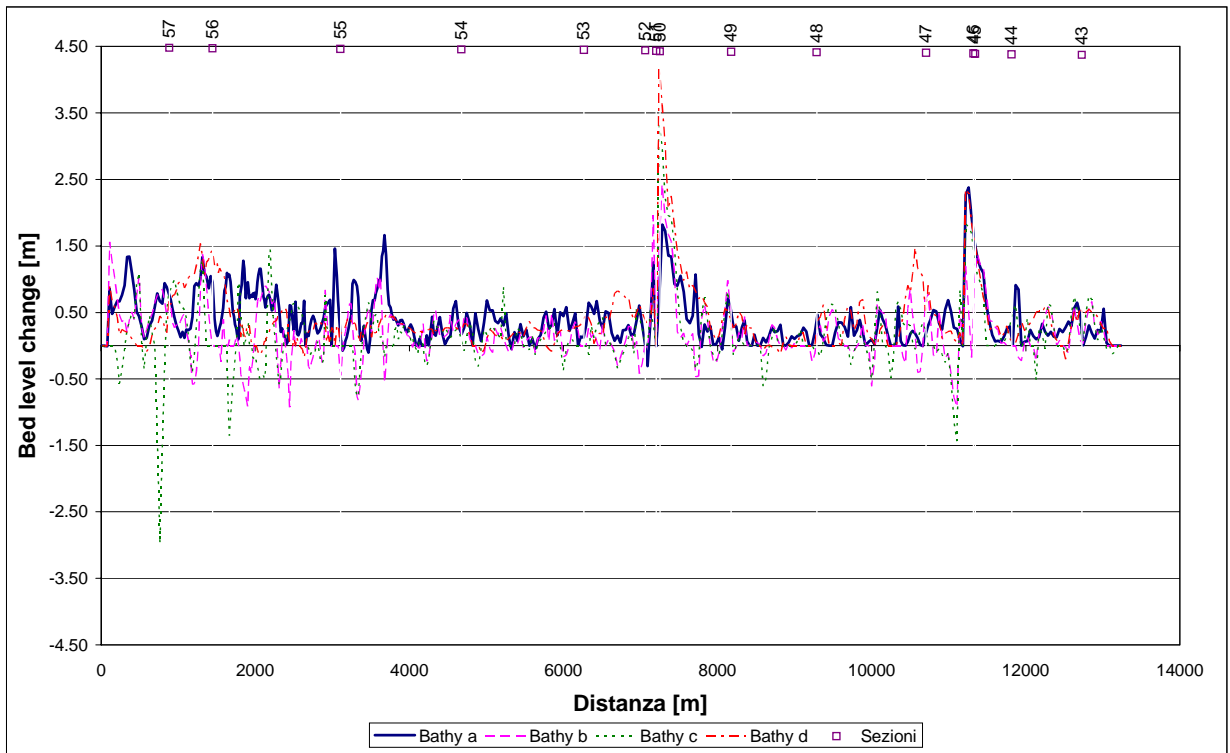


Figura 4.24 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 1.

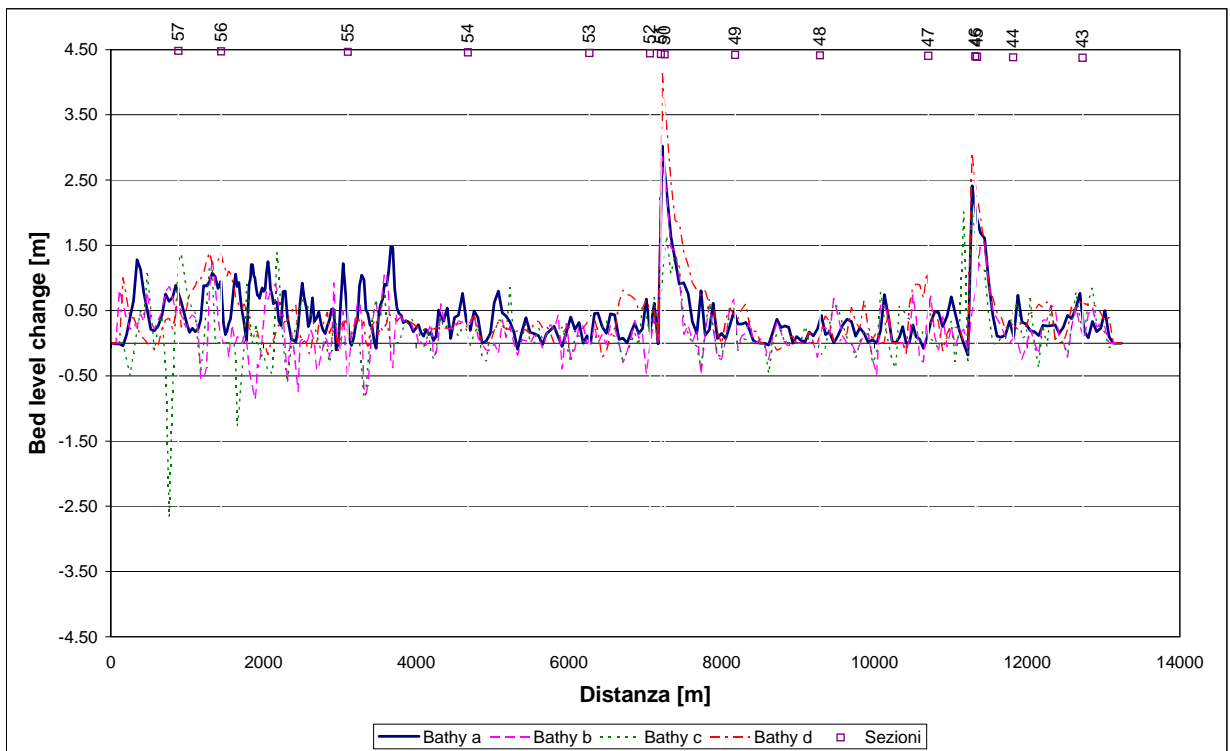


Figura 4.25 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 2.

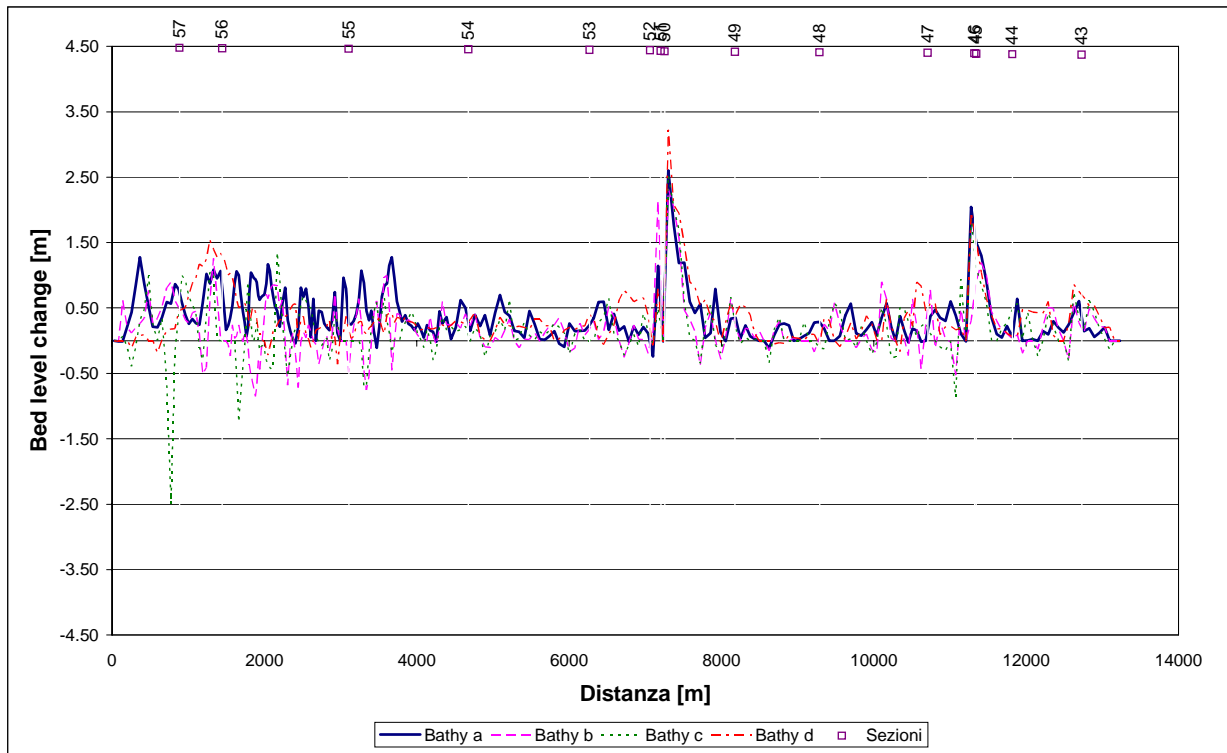


Figura 4.26 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 3.

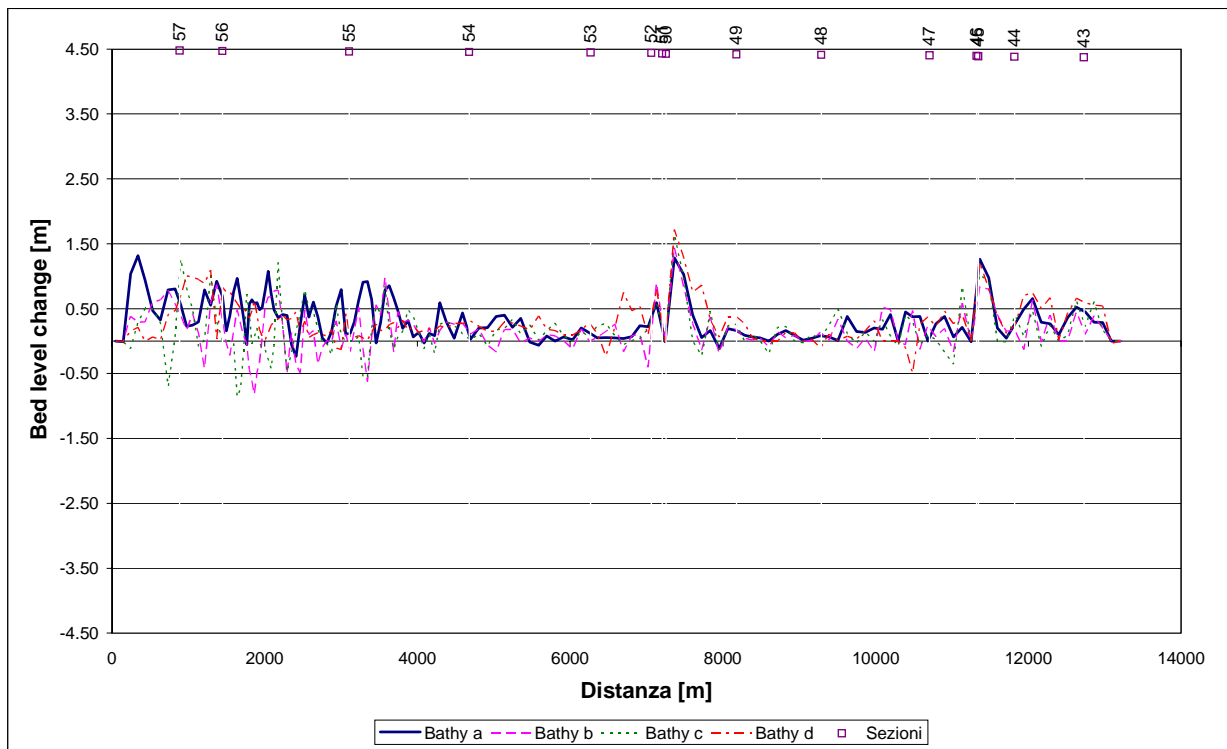


Figura 4.27 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse diverse batimetrie usando la Griglia 4.

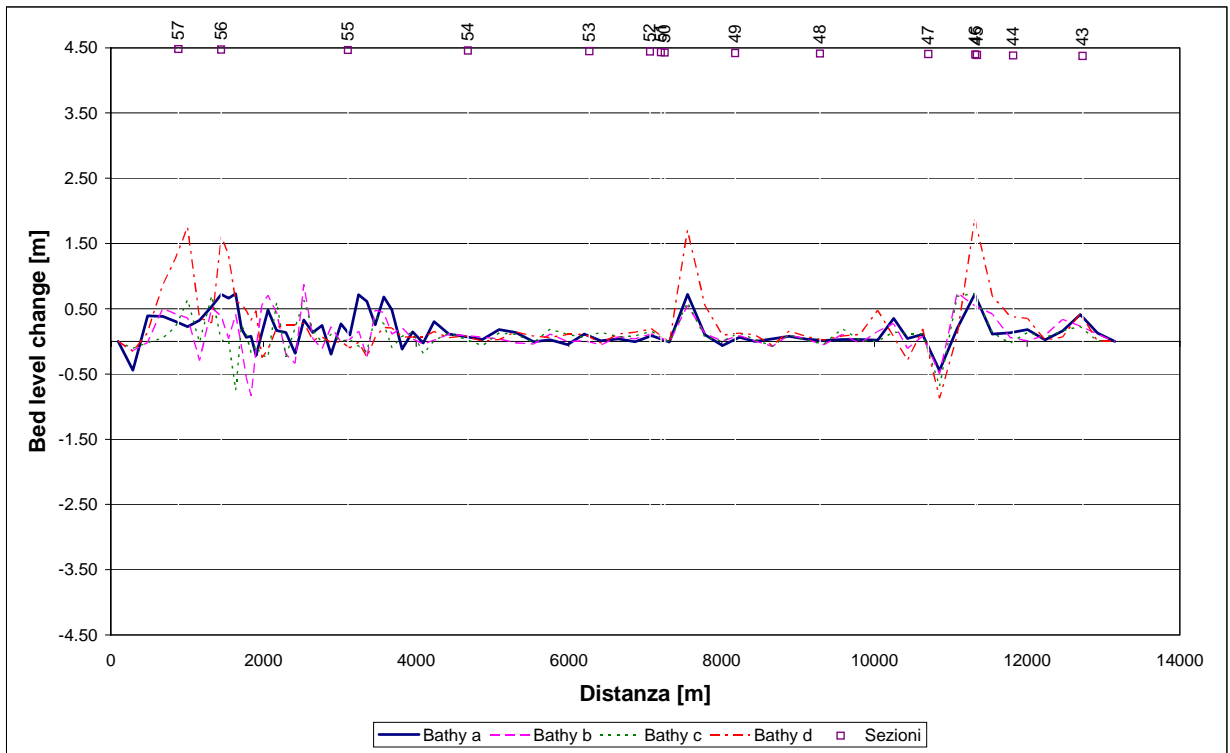


Figura 4.28 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per diverse batimetrie usando la Griglia 5.

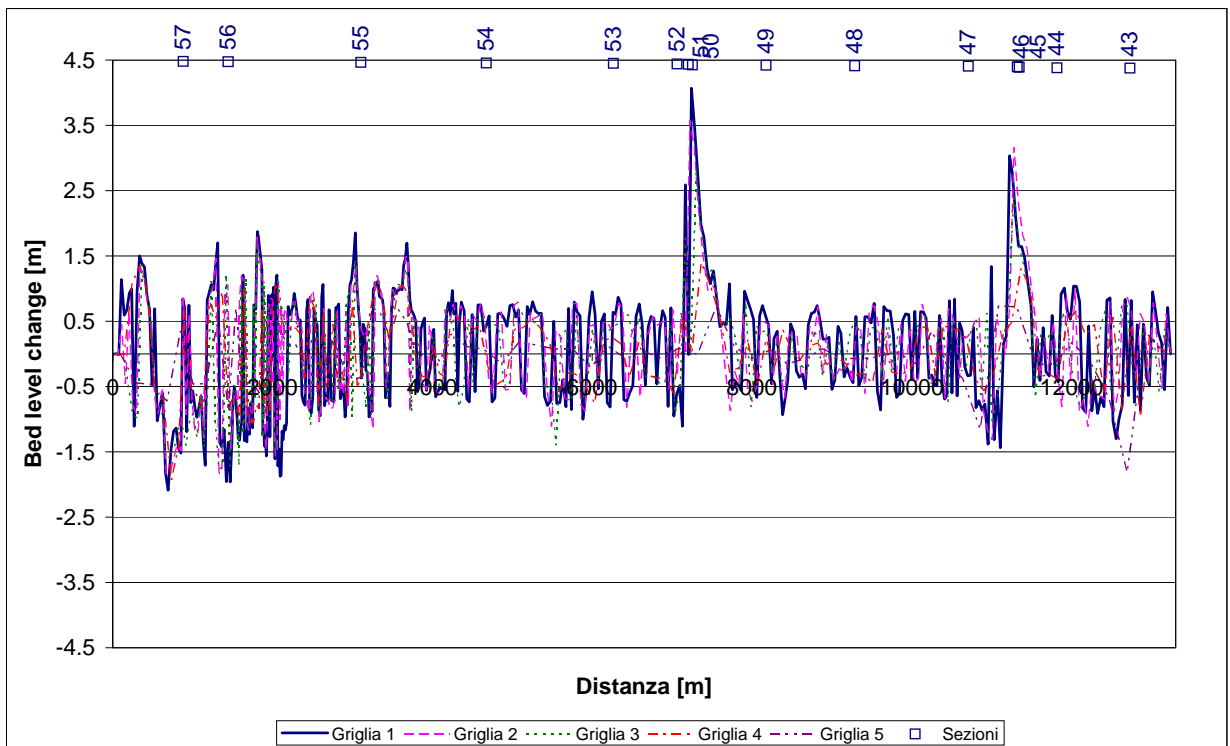


Figura 4.29 Variazioni del fondo alveo (Bed level change) per tutte le griglie usando la batimetria 'a'.

Un parametro significativo che evidenzia il comportamento del corso d'acqua è il volume di sedimento movimentato nel corso di un evento di piena. Il calcolo di questa grandezza consente non solo di individuare i tratti con comportamento omogeneo, ma fornisce un'immediata valutazione dei punti in cui l'erosione od il deposito assumono carattere prevalente. Per quanto riguarda i fenomeni d'erosione e di deposito nel tratto indagato, si riportano i volumi movimentati dal corso d'acqua con una onda di piena $T_R=20$ anni, dove ogni punto rappresenta il volume eroso (se negativo) o depositato (se positivo) per ogni striscia di celle trasversali al corso d'acqua (Figura 4.30 alla Figura 4.34). Dai grafici si evince come nel complesso le situazioni di scavo e di deposito si bilancino in assenza di opere trasversali e che i valori maggiori dei volumi movimentati sono quelli registrati in corrispondenza delle opere idrauliche quali briglie e ponti. Nella Tabella 4.5 si riportano i valori massimi dei volumi erosi (negativi) e depositati (positivi) per tutte le griglie e batimetrie utilizzate. Insieme a questi sono state inserite le differenze tra i volumi depositate e quelli erosi (totali) movimenti lungo il tratto indagato. Si può notare che all'aumentare della risoluzione della griglia, aumentano anche i volumi movimentati di sedimento.

Tabella 4.5 Volumi massimi erosi (negativi), depositati (positivi), e totali (netti) movimenti.

Batimetria	Volume in [m ³] per diversi griglie				
	1	2	3	4	5
Volumi erosi					
a	-1916	-2320	-3750	-4923	-15372
b	-2913	-3896	-4558	-5751	-23873
c	-5627	-7708	-7780	-8824	-24260
d	-2726	-2835	-4852	-4807	-25522
Volumi depositati					
a	16476	21437	20255	17054	13851
b	18873	19611	15537	13933	23427
c	17258	15970	15871	13156	20441
d	6951	11541	9794	10809	30838
Volumi totali (netti)					
a	6754	238308	30596	48384	34137
b	19307	214782	41639	57707	60806
c	39276	230810	37648	55178	58931
d	2465	211041	22002	54969	50926

In coerenza con le variazioni del fondo alveo, si possono osservare, dalla Figura 4.30 alla Figura 4.35, due picchi di notevole entità che appartengono alla forma morfologica B descritta nel paragrafo 3.1.11, dei quali solo uno è presente in tutte le simulazioni (il primo), mentre il secondo risulta maggiore del primo solo quando viene usata la griglia meno fitta. Ciò avviene in prossimità del restringimento del torrente subito dopo il chilometro undici a causa della presenza in serie di un ponte e di una briglia. E' importante evidenziare che in questo caso i risultati ottenuti con l'utilizzo della batimetrie 'd' si avvicinano a quelli ottenuti con l'uso della batimetria 'a'. Tuttavia un certo scostamento continua a manifestarsi in alcuni segmenti, evidenziando una variazione maggiore con la batimetria 'd'. I risultati delle batimetrie 'b' e 'c' sono simili tra loro lungo l'intera asta fluviale e mostrano una tendenza, nei primi 7 km, a fornire volumi movimentati maggiori rispetto a quanto ottenuto con le due batimetrie precedenti ('a' e 'd').

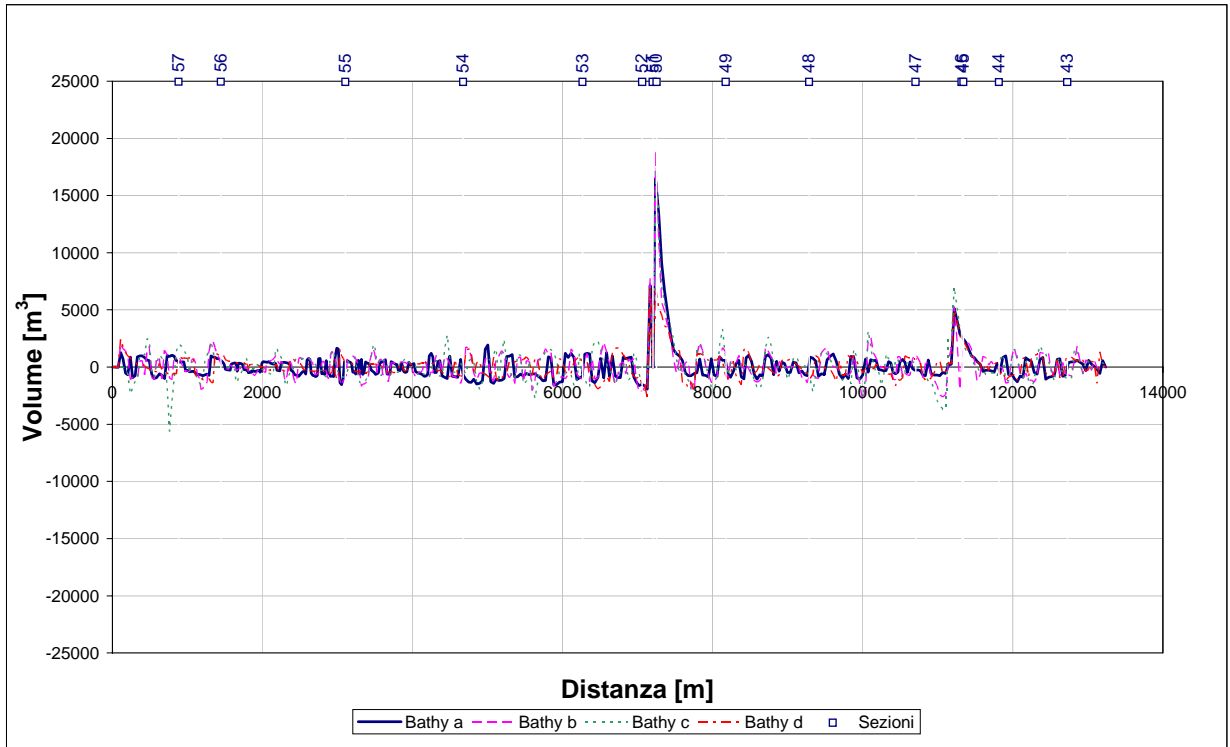


Figura 4.30 Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 1.

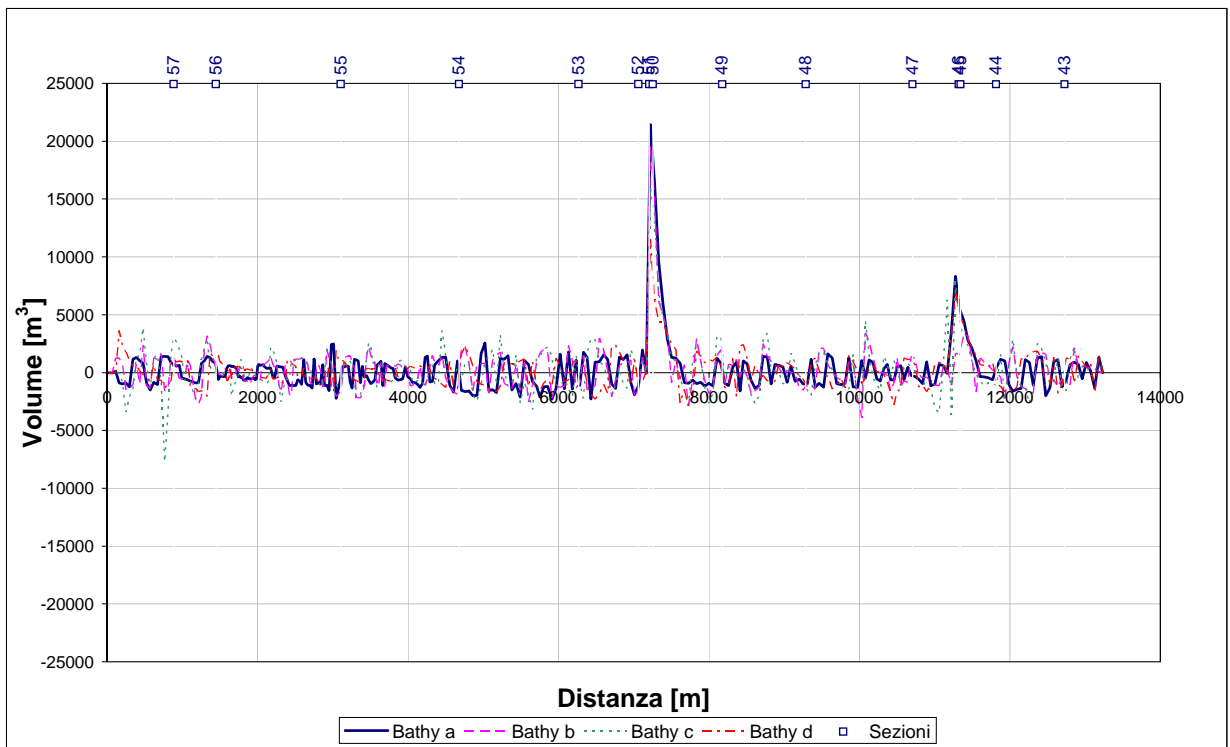


Figura 4.31 Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 2.

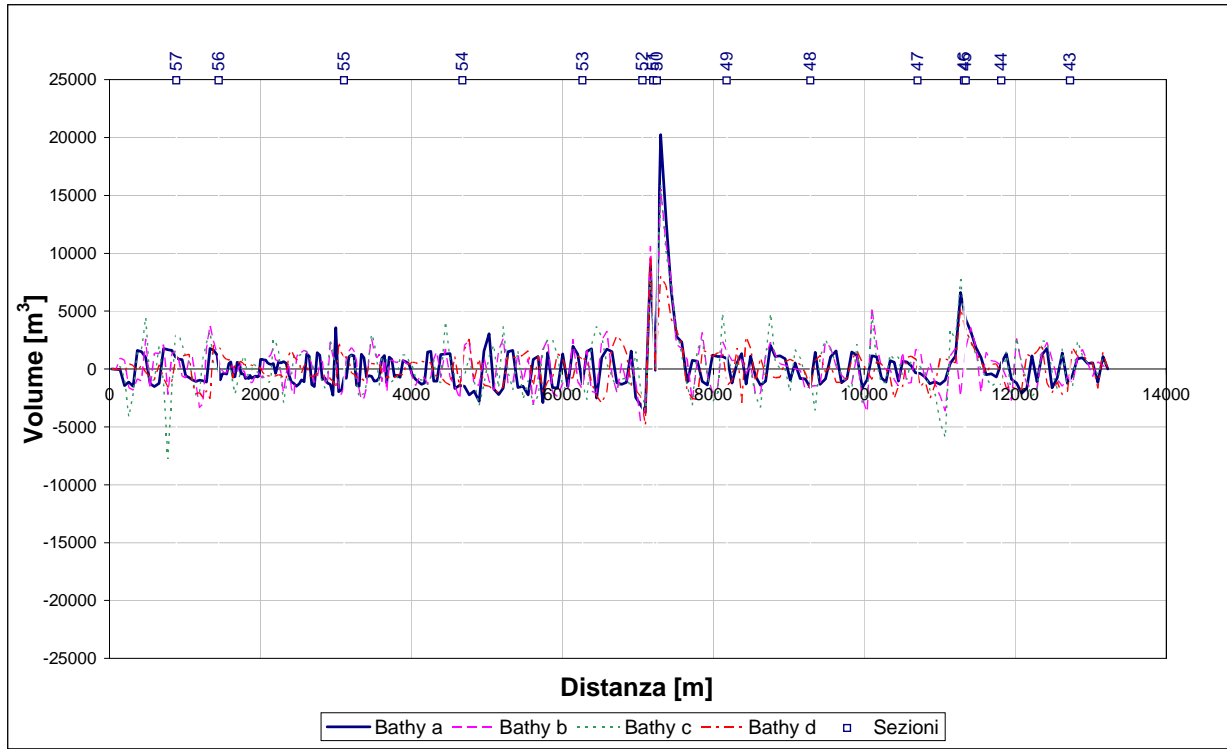


Figura 4.32 Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 3.

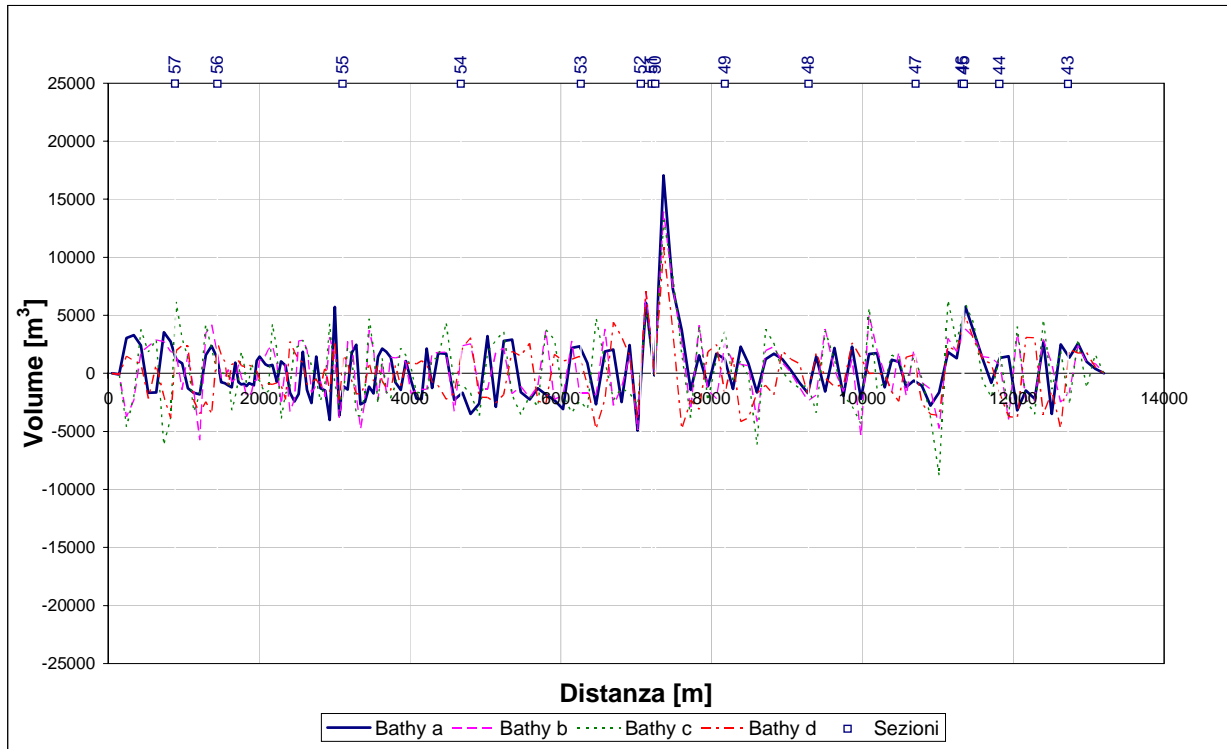


Figura 4.33 Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 4.

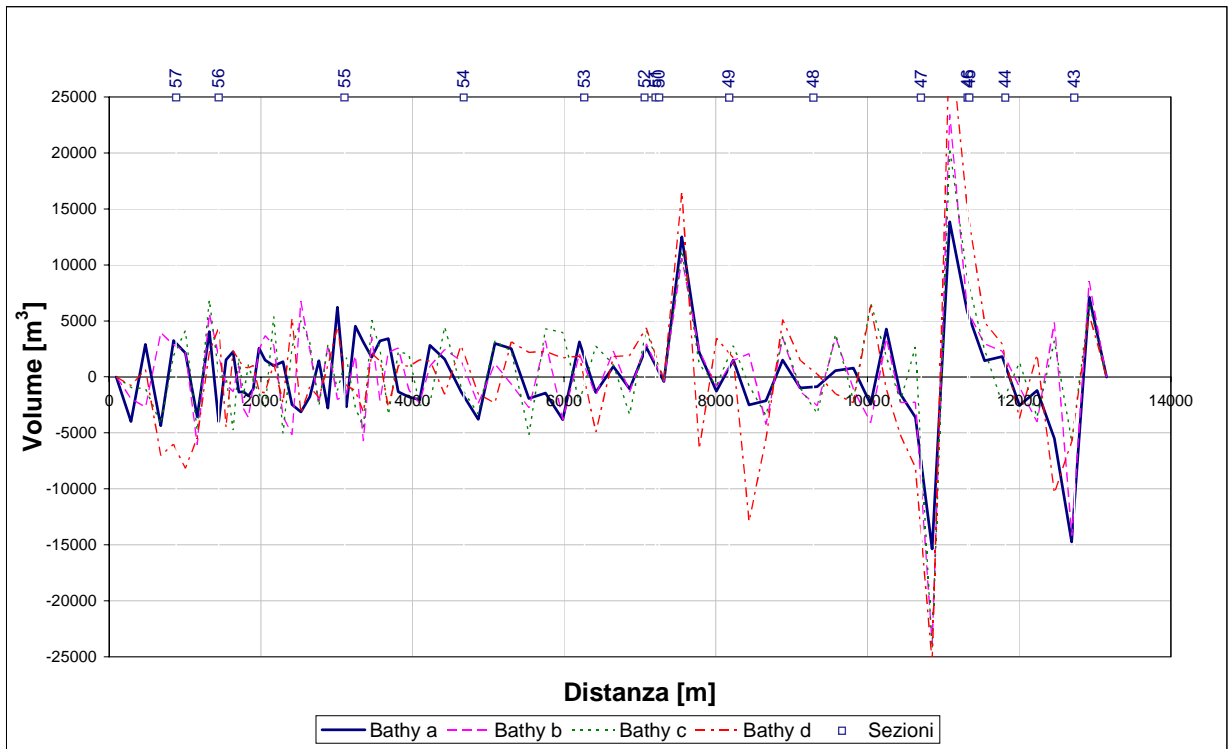


Figura 4.34 Volume eroso e depositato lungo il tratto usando la griglia 5.

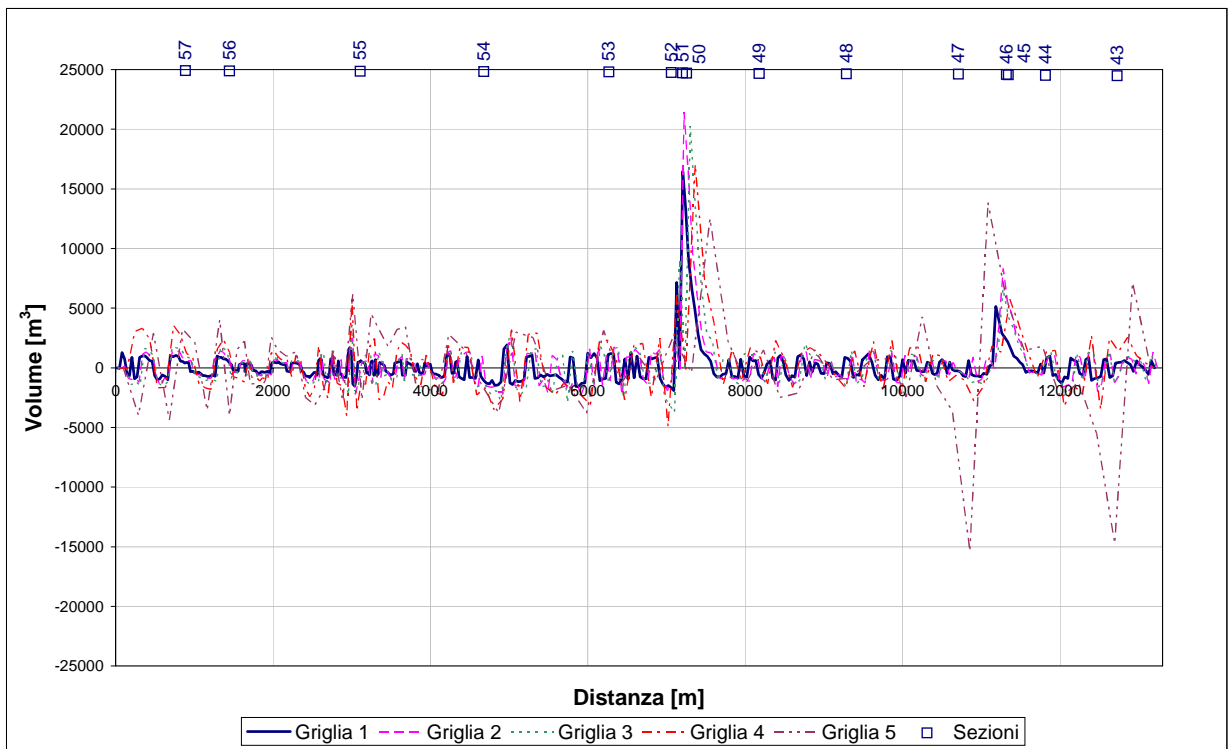


Figura 4.35 Volume eroso e depositato lungo il tratto per tutte le griglie usando la batimetria 'a'.

La Figura 4.36 mostra un esempio della variazione delle quote batimetriche di un tratto rappresentativo della parte di monte del corso d'acqua intorno alla sezione 55, con l'uso della griglia 1 (più fitta), in cui si riscontra un'attività di tipo prevalentemente planimetrico. Come si può osservare vi è un'alternanza di zone di erosione e di deposito che testimoniano una consistente attività morfologica del corso d'acqua; si riscontra la tendenza alla formazione di rami secondari in prossimità delle curvature e la tendenza ad un generale allargamento della sezione con erosione delle sponde e deposito di materiale nell'alveo di magra. Inoltre, si riconferma quanto visto nei precedenti grafici relativi alla perdita di descrizione dell'alveo e quindi alla sua evoluzione con la diminuzione della risoluzione dell'informazione topografica.

Della Figura 4.30 alla Figura 4.35, si evince che i volumi movimentati aumentano con le griglie meno fitte. Questo è probabilmente dovuto all'aumento della dimensione della cella, per cui il modello non riesce a descrivere accuratamente i processi di erosioni - deposito maggiormente accentuati nelle vicinanze dell'opere all'interno dell'alveo.

In alcuni tratti, soprattutto a monte delle briglie, a causa dell'effetto stabilizzante delle stesse, l'alternanza di zone in deposito ed in erosione, si presenta con volumi movimentati di minore entità, l'alveo è poco attivo e la geometria resta quasi invariata. Un esempio di questo comportamento viene riportato in Figura 4.37 nella quale si può osservare una limitata variazione del fondo alveo a monte della sezione 50, prossima ad un attraversamento stradale dotato di una soglia di protezione delle pile, e subito dopo una zona di deposito coerente con il picco di volume movimentato già evidenziato nelle precedenti figure. In questo grafico si può notare come varia la distribuzione del sedimento depositato in conseguenza alle diverse informazioni topografiche di partenza. Il comportamento più difforme riguarda la riduzione della larghezza del canale attivo in conseguenza all'uso della batimetria 'd' la quale, essendo originata a partire dalle sole sezioni trasversali, tende a regolarizzare l'andamento dell'alveo principale lungo la direzione del moto. Si noti come, già al termine della simulazione, l'alveo assume un andamento plano-altimetrico più divagante con l'uso della batimetria 'a'.

Per quanto riguarda il flusso elicoidale, si può osservare (Figura 4.38) che, coerentemente con le variazioni del fondo alveo, questa variabile raggiunge il massimo valore nelle sezioni dove si ha la maggiore curvatura delle linee di corrente, in seguito alle formazioni di correnti secondarie. Ricordando che l'intensità del flusso elicoidale si definisce come la deviazione tra lo sforzo tangenziale al fondo rispetto alla direzione principale della velocità delle correnti, dovuta alle correnti secondarie che si producono in prossimità delle curve, si osservi come i picchi positivi si formano nelle sezioni soggette ad un maggior deposito o nelle zone dove si formano isole o barre laterali mentre, al contrario, picchi negativi in corrispondenza delle zone in erosione.

È importante sottolineare che l'uso di una griglia meno fitta non riesce ad evidenziare il comportamento di questa variabile. Con l'incremento della risoluzione, aumenta l'accuratezza nella sua previsione e quindi il dettaglio nella quantificazione del trasporto solido. In particolare si può affermare che ad una maggiore intensità del flusso elicoidale corrisponde una maggiore influenza del flusso secondario nella movimentazione del sedimento e quindi un più accentuato fenomeno di deposito (valore positivo) e di scavo (valore negativo) in direzione normale al moto. Nei tratti rettilinei l'influenza del flusso secondario diminuisce, ma non cessa di contribuire alla migrazione delle forme di fondo.

La tendenza evolutiva del corso d'acqua è evidenziata anche dalla variazione della geometria delle sezioni di deflusso. Di seguito si mostra nella Figura 4.39 e Figura 4.40, un paragone tra il fondo alveo all'inizio ed alla fine della simulazione, in due sezioni trasversali rappresentative. La prima presenta variazioni batimetriche accentuate ed alveo molto attivo e

la seconda presenta variazioni batimetriche trascurabili ed alveo poco attivo. Si noti come, indipendentemente dalla risoluzione della griglia di calcolo, le batimetrie finali ottenute mantengono la stessa tendenza evolutiva. Questo fatto mostra che il modello ottenuto dalla batimetria 'd', può essere usato preliminarmente per individuare la tendenza evolutiva del corso d'acqua. Inoltre, dal punto di vista della risoluzione della griglia (Figura 4.41), una elevata dimensione di cella produce una scarsa descrizione del fondo, con perdita dei dettagli morfologici importanti nella predizione nei processi di trasporto del sedimento. Tuttavia, la tendenza morfologica generale del corso d'acqua è rappresentata bene con tutte le griglie.

Per analizzare l'effetto della risoluzione del modello sulla posizione delle zone di erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 4.42), è stato usato l'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) ed espresso nell'equazione 4.3. I risultati ottenuti con la batimetria 'a' e la griglia 1 sono stati presi come riferimento e quindi sono stati trattati come valori di base. Gli indici di performance (Figura 4.43) con l'uso della batimetria 'a' (LiDAR), indicano che fino alla griglia 3 (media risoluzione della cella) viene mantenuta una buona rappresentazione delle zone di erosione-deposito (F prossimo a 0.6) mentre per le griglie 4 e 5 si nota uno scadimento della qualità dei risultati (F diminuisce fino a 0.29 - 0.20). In generale, tutte le griglie mostrano un basso indice di performance con l'uso della batimetria 'd' (sezioni trasversali). Il modello non riesce ad individuare la distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito anche al variare della risoluzione della cella a causa della mancanza di dati fra le sezioni trasversali.

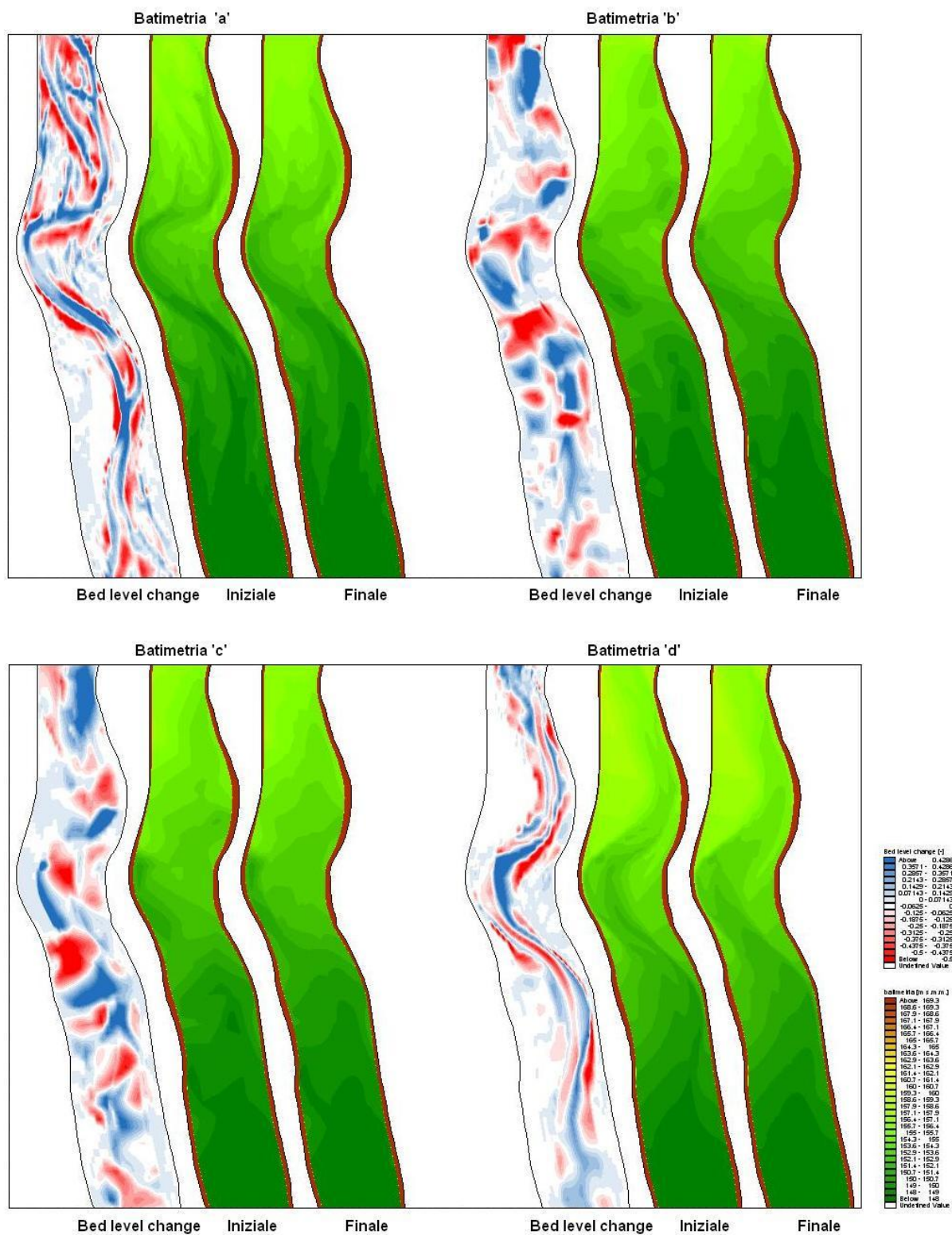


Figura 4.36 Variazioni batimetriche con l'uso della griglia 1 e diverse batimetrie: stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione di medio periodo ($T_R = 20$ anni) in un tratto rappresentativo con forte attività. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.

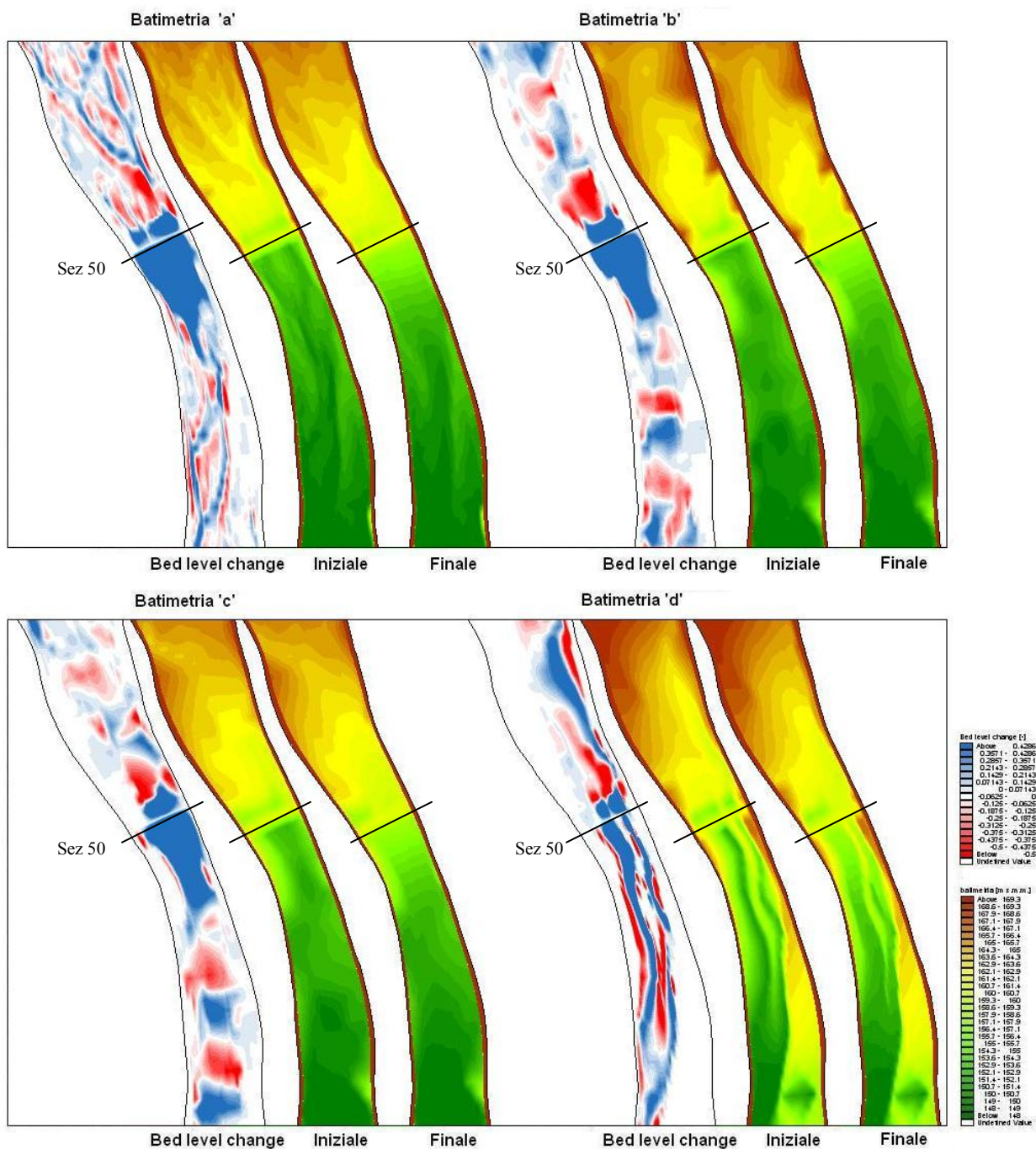


Figura 4.37 Variazioni batimetriche con l'uso della griglia 1 e diverse batimetrie in corrispondenza della sezione 50: stato all'istante iniziale e stato all'istante finale della simulazione, in un tratto con scarsa attività. In rosso le zone in erosione e in blu le zone in deposito.

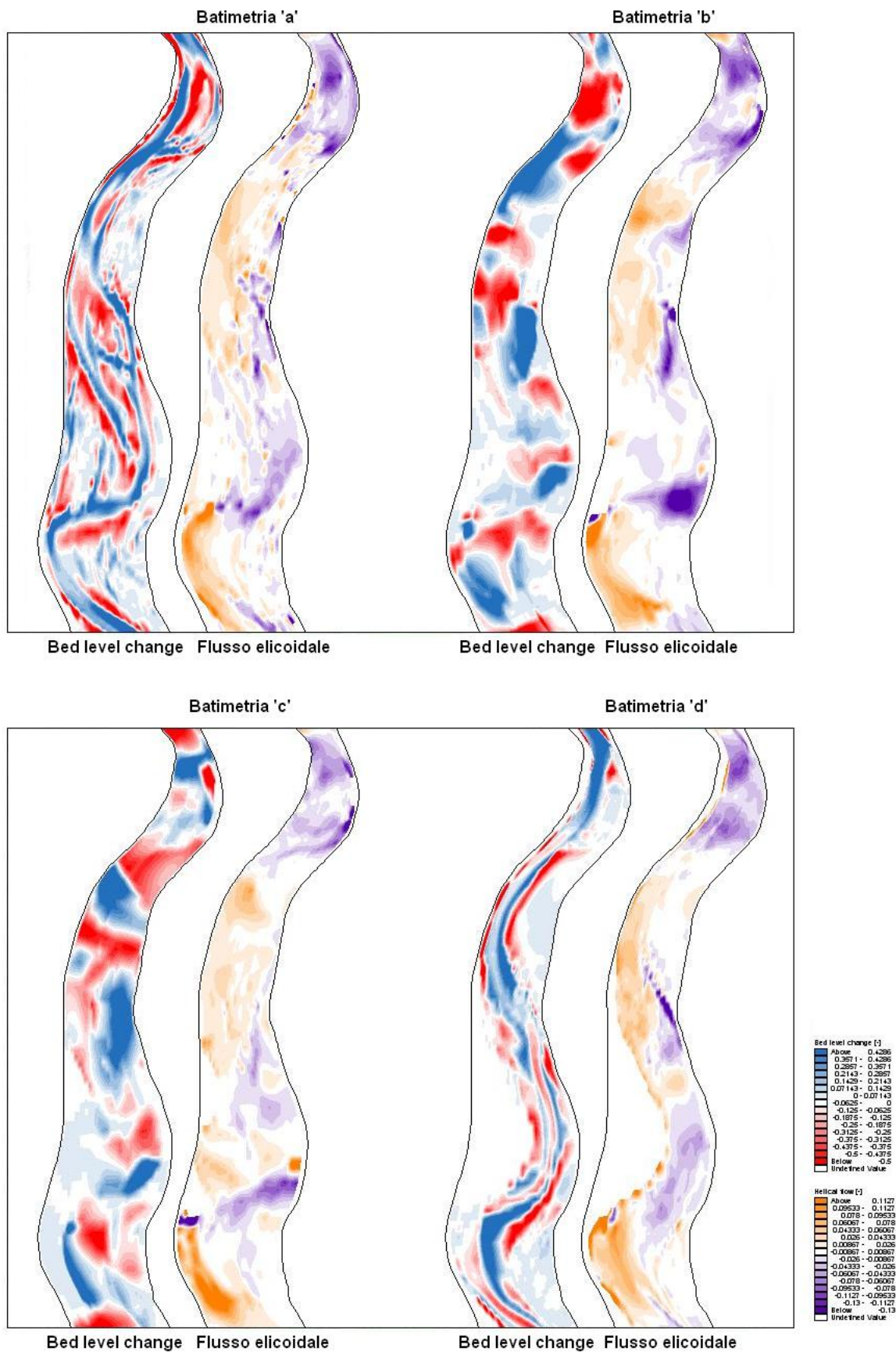


Figura 4.38 Flusso elicoidale medio, usando la griglia 1.

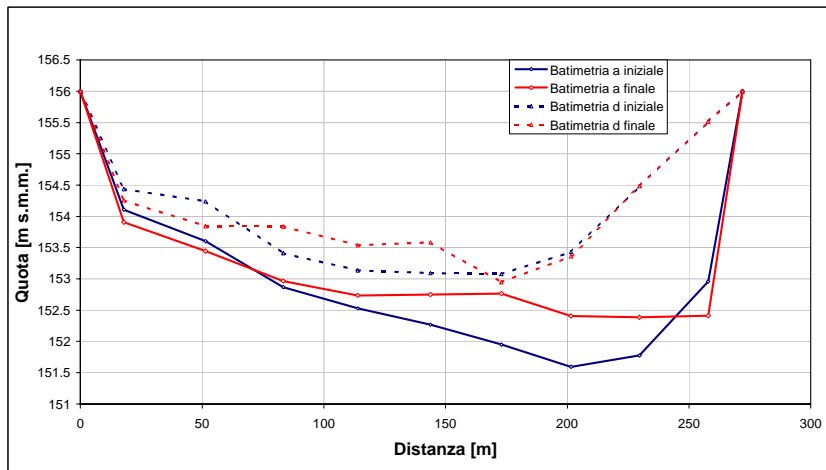
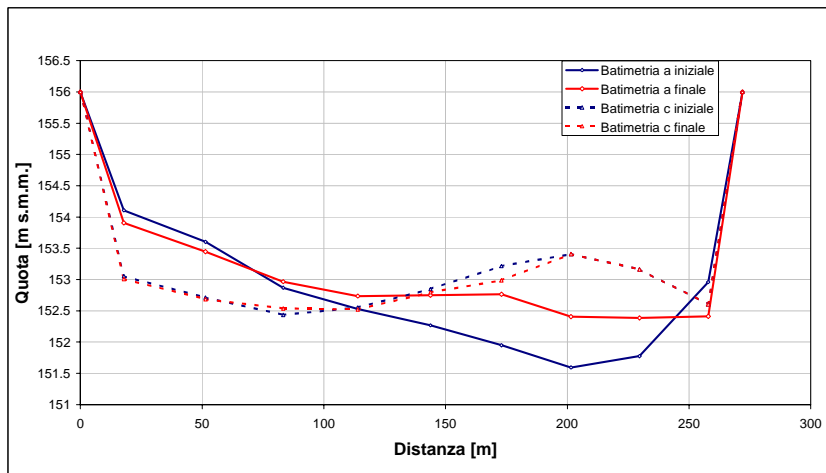
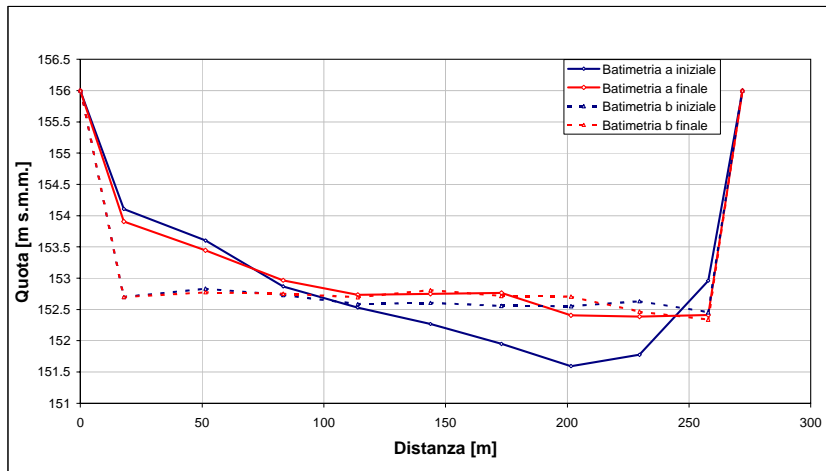


Figura 4.39 Variazione della geometria di una sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica con l'uso della griglia 4 (riferimento batimetria 'a'): in blu viene rappresentata la geometria iniziale mentre in rosso la geometria finale.

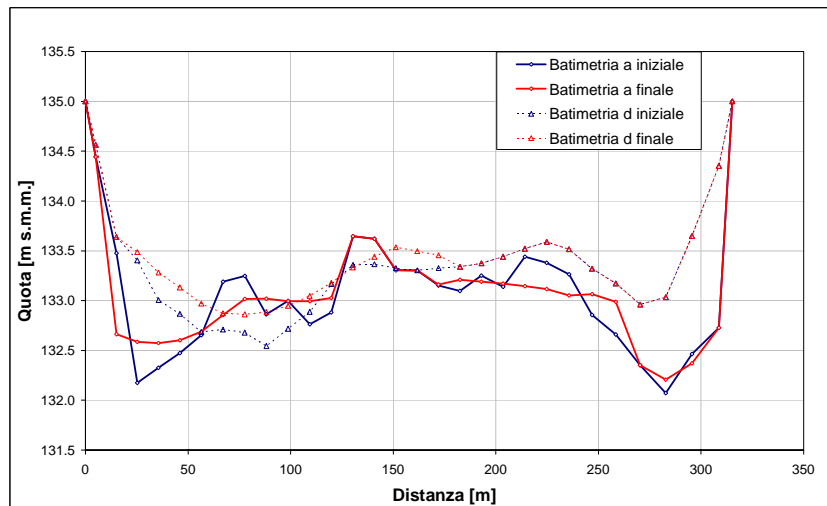
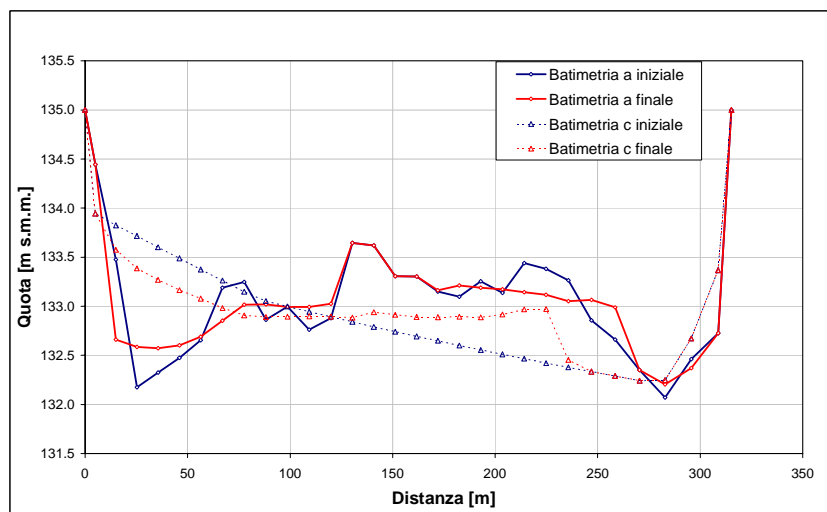
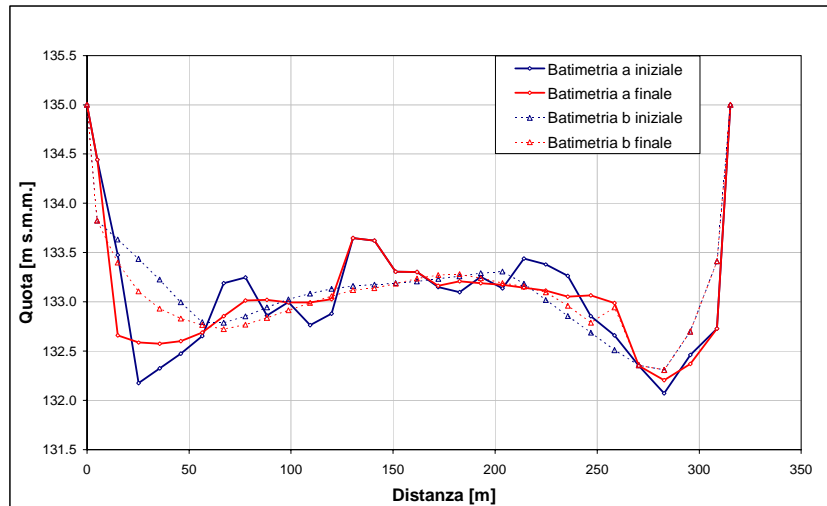


Figura 4.40 Variazione della geometria di una sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a lieve attività morfologica con l'uso della griglia 1 (riferimento batimetria 'a'): in blu viene rappresentata la geometria iniziale mentre in rosso la geometria finale.

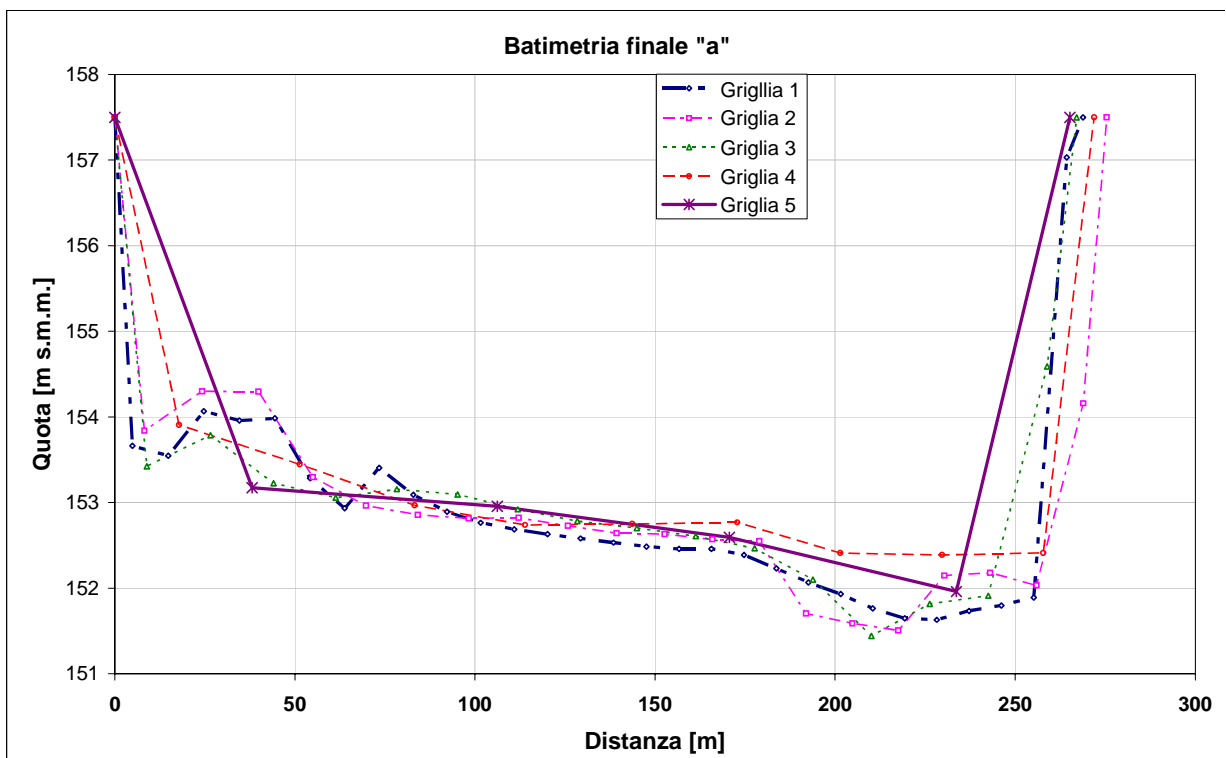
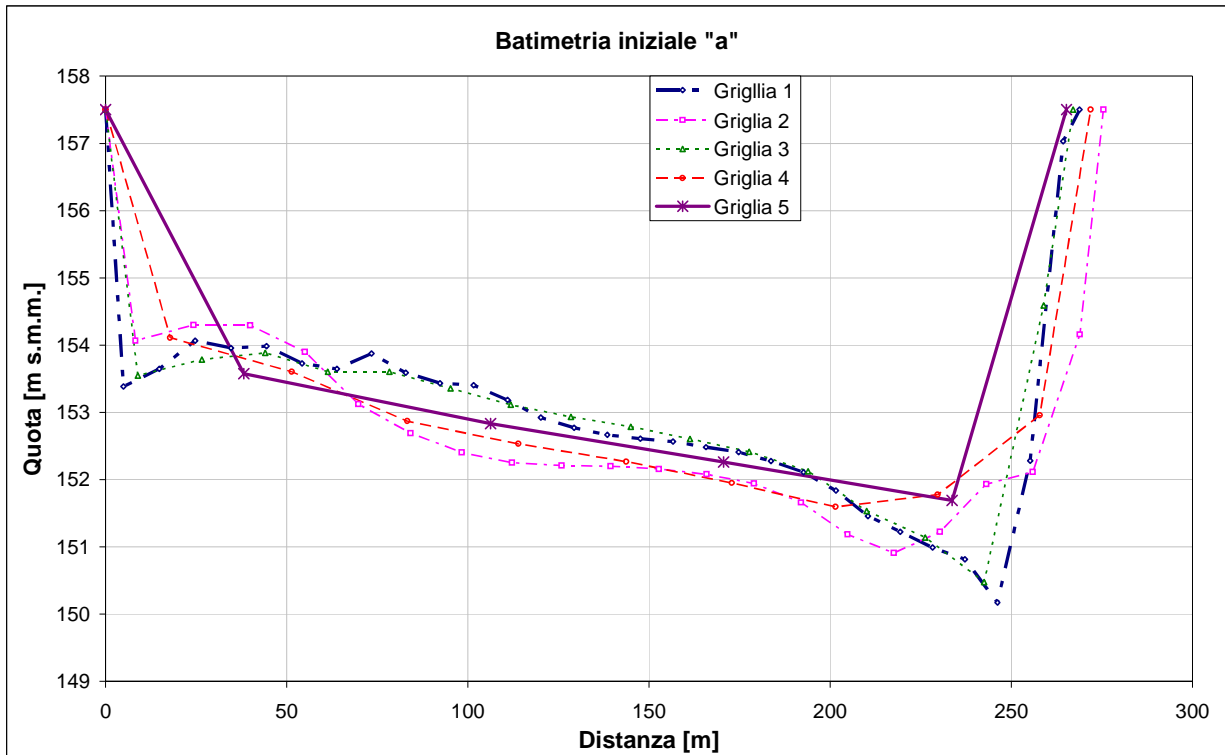


Figura 4.41 *Variazione della geometria della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti (a valle) a lieve attività morfologica, viene rappresentata la geometria iniziale e finale con l'uso della batimetria 'a' in corrispondenza alle diverse griglie.*

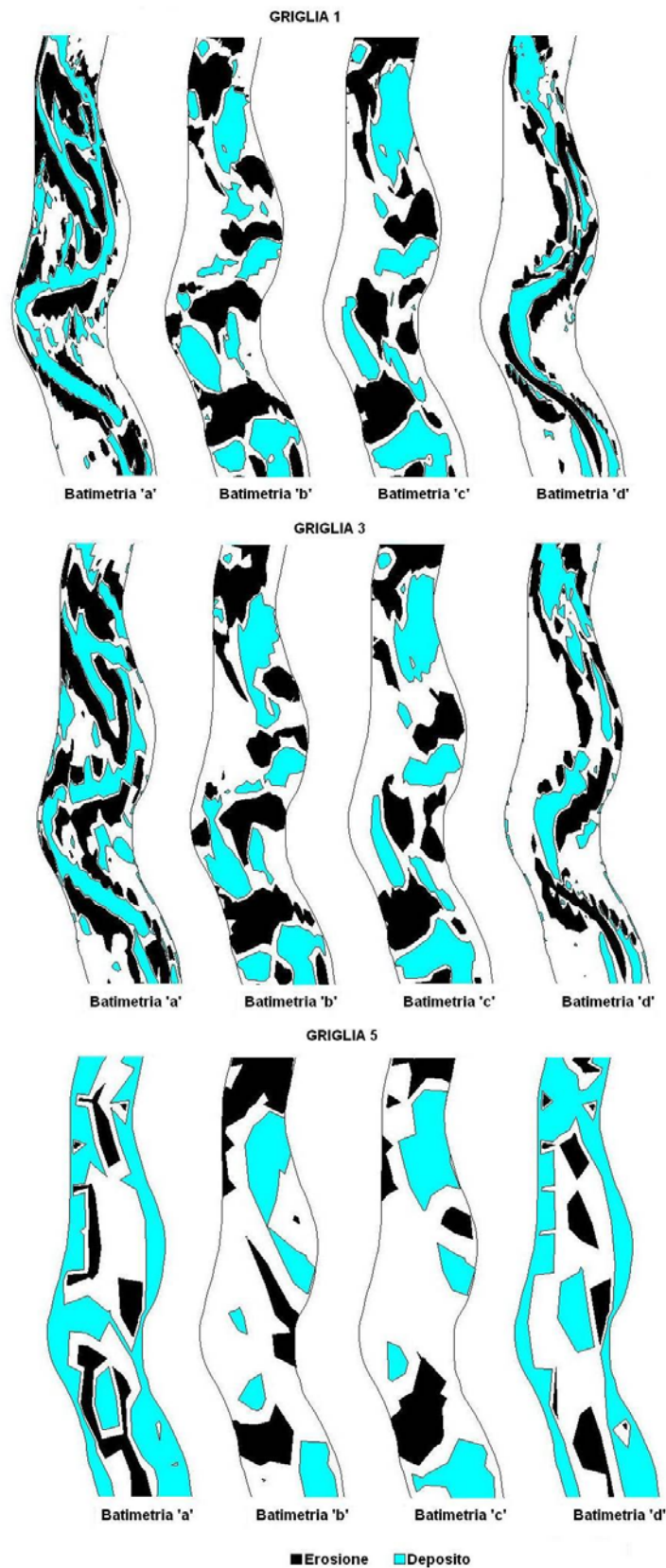


Figura 4.42 Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua ottenute per le griglie 1, 3, 5, e batimetrie 'a'-'d'.

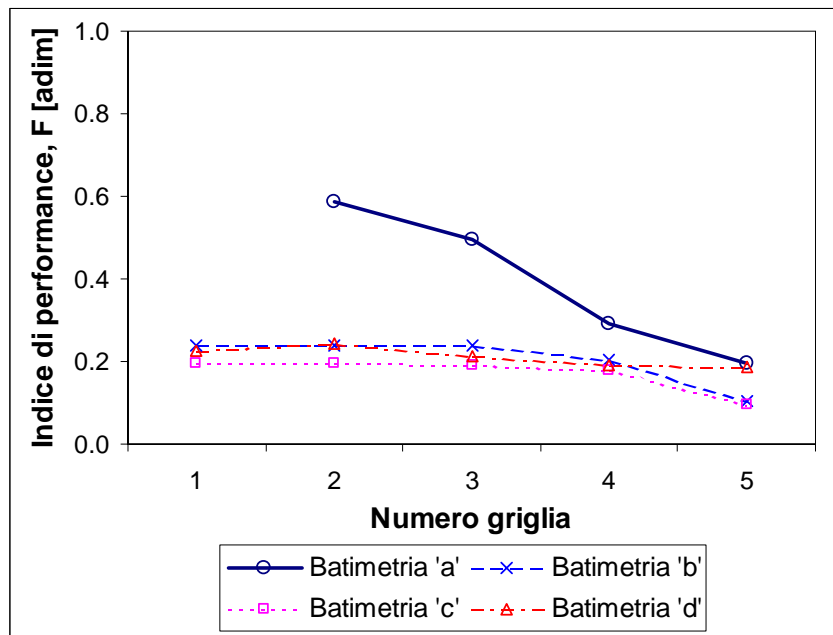


Figura 4.43 Indice di performance calcolato con le diverse griglie e batimetrie prendendo come riferimento la batimetria 'a' e griglia 1 (la più fitta)

Viene infine evidenziata la variazione del tempo di calcolo (Figura 4.44) che aumenta al diminuire della dimensione della cella. In particolare il tempo è risultato pari a 1.5 minuti, con la griglia 5, e pari a 33 minuti con la griglia 1. Questo aspetto può diventare critico quando è necessario indagare un corso d'acqua di una certa lunghezza, per il quale devono essere simulati gli effetti del passaggio di onde di piena con tempi di ritorno differenti, per il quale può essere necessario un tempo di calcolo di alcuni giorni.

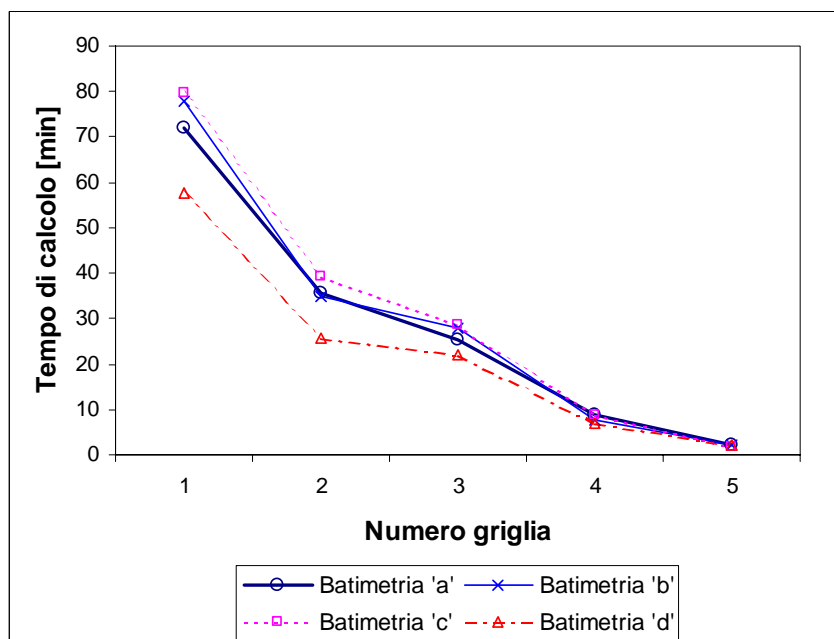


Figura 4.44 Tempi di calcolo della simulazione morfologica.

4.2 FORMULAZIONE DI TRASPORTO SOLIDO

In letteratura esistono numerose formule per il calcolo del trasporto solido totale, di fondo o in sospensione. Questo fatto diventa un problema per molti tecnici che si vedono incerti su quale delle formule disponibili impiegare. Uno degli obiettivi di questa tesi è valutare l'importanza della formula scelta nel calcolo di trasporto di sedimento in un modello idro-morfologico.

Il MIKE 21C ha a disposizione le seguenti formule per stimare il trasporto di sedimento: Engelund & Fredsøe, Van Rijn, Ackers & White, Engelund & Hansen, Smart & Jäeggli o Meyer-Peter. Le formule relativamente semplici sul trasporto solido totale, quali quelle di Engelund & Hansen (1967) e di Ackers & White (1973) non possono essere utilizzate nelle applicazioni dove vi è distinzione tra il sedimento trasportato in sospensione e quello di fondo. E' possibile tuttavia realizzare simulazioni con MIKE 21C utilizzando una formula di trasporto solido totale trascurando l'effetto del flusso elicoidale e la pendenza trasversale dell'alveo.

I modelli di trasporto del sedimento sviluppati da Engelund & Fredsøe (1976) e Van Rijn (1984), che distinguono il trasporto di fondo ed in sospensione, costituiscono le basi della descrizione del trasporto solido nel MIKE 21C. La scelta delle formule di trasporto solido, tuttavia, è molto flessibile. Le formule di trasporto solido sviluppate specificatamente (i.e. determinate da rilievi sul campo) possono essere definite separatamente per il trasporto di fondo e per quello in sospensione. Con questa descrizione flessibile del trasporto solido è anche possibile selezionare formule quali quelli di Engelund & Hansen, Smart & Jäeggli e Meyer-Peter & Müller relative al solo trasporto di fondo.

Nel MIKE 21C il sedimento trasportato al fondo viene calcolato in maniera esplicita per mezzo di una delle formule selezionate, per esempio Engelund & Fredsøe, Van Rijn, Meyer-Peter & Müller o Smart & Jäeggli. Tali formule mettono in relazione la portata solida alla forza di trascinamento ed alla dimensione dei sedimenti.

4.2.1 Metodi di studio

Al fine di vedere l'influenza della formula nel calcolo del trasporto di sedimento di fondo, è stato condotta una simulazione idro-morfologica con ogni formula disponibile nel MIKE 21C (Tabella 4.6), rispettando i parametri scelti nella simulazione standard.

Tabella 4.6 Elenco delle formule del trasporto solido disponibili nel MIKE 21C.

Simulazione	Formula
1	Engelund & Fredsøe
2	Engelund & Hansen
3	Meyer Peter & Müller
4	Smart & Jäeggli
5	Vane Rijn
6	Yang (ghiaia)

Successivamente, nei risultati sono riportati i valori delle differenti variabili idro-morfologiche e sono state confrontati con i valori ottenuti con la simulazione standard, la quale fa uso della formula di Smart & Jäeggli.

4.2.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso, mettendo a confronto i risultati ottenuti con le diverse formule considerate nella presente indagine con l'uso della batimetria 'a' e la griglia 1. La sensibilità inerente alla variazione della formulazione del trasporto solido sui risultati idraulici e morfologici ottenuti dal modello, è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione - deposito lungo il corso d'acqua.

Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascuna formulazione di trasporto solido utilizzata, considerando i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio di calcolo.

In Figura 4.45a vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato, e le rispettive laminazione dell'alveo riportate in Figura 4.45b, calcolate a partire dell'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata di picco in ingresso, pari a $459.5 \text{ m}^3/\text{s}$, e Q_{VALLE} la portata di picco in uscita. Si osservi, che tutte le portate di picco di valle sono minori della portata picco in ingresso, con una tendenza decrescente della percentuale di laminazione in formulazione della formula di trasporto solido considerata; si osservi come con la formula di Meyer Peter & Müller si ottiene il valore più grande di Q_L , i valori più piccoli di Q_S ed una minore percentuale di laminazione. Questo ultimo risultato va ricercato nel campo di applicabilità della formula Meyer Peter & Müller, specifica per un diametro medio delle particelle fino a 28.6 mm (Tabella 1.3), evidenziato anche nei tempi di propagazione, il cui valore minimo è di 0.75 ore a differenza degli altri che rimangono costanti intorno a 1.00 ore (Figura 4.46).

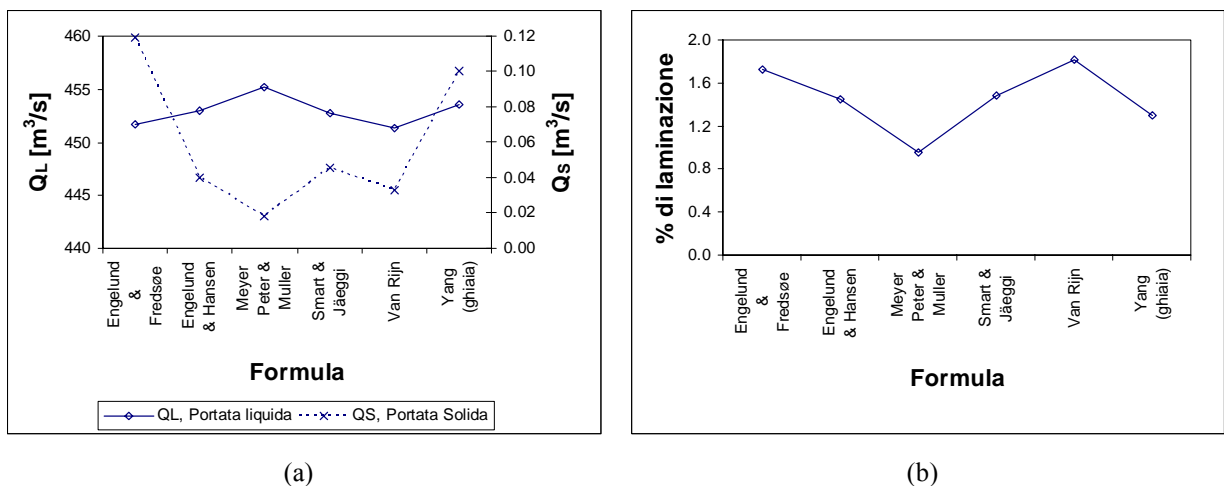


Figura 4.45 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.

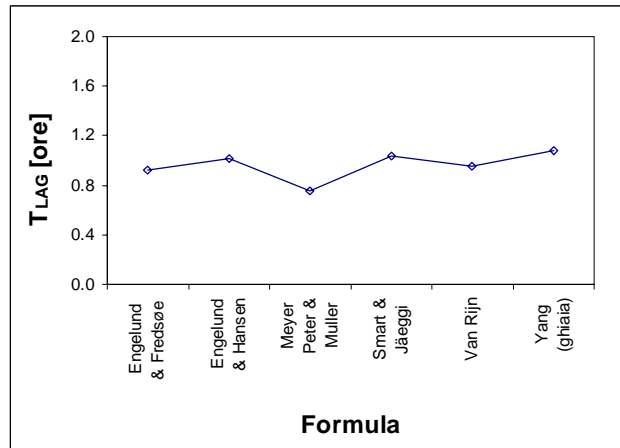


Figura 4.46 Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse simulazione con variazioni della formula del trasporto solido.

Per quanto riguarda le aree inondate si osservano valori maggiori del tirante idraulico con l'uso della formula di Meyer Peter & Müller (Figura 4.47), accentuati dove il canale presenta una maggiore curvatura. Questo fatto conferma quanto menzionato nel precedente paragrafo e mostra come la scelta della formula di trasporto solido può modificare notevolmente la dinamica della corrente sia per quanto riguarda le variabili idrauliche, velocità media (Figura 4.48) e flusso elicoidale (Figura 4.52), sia per quanto riguarda le variabili morfologiche, variazione della quota fondo alveo (Figura 4.49) ed entità della portata solida (Figura 4.51).

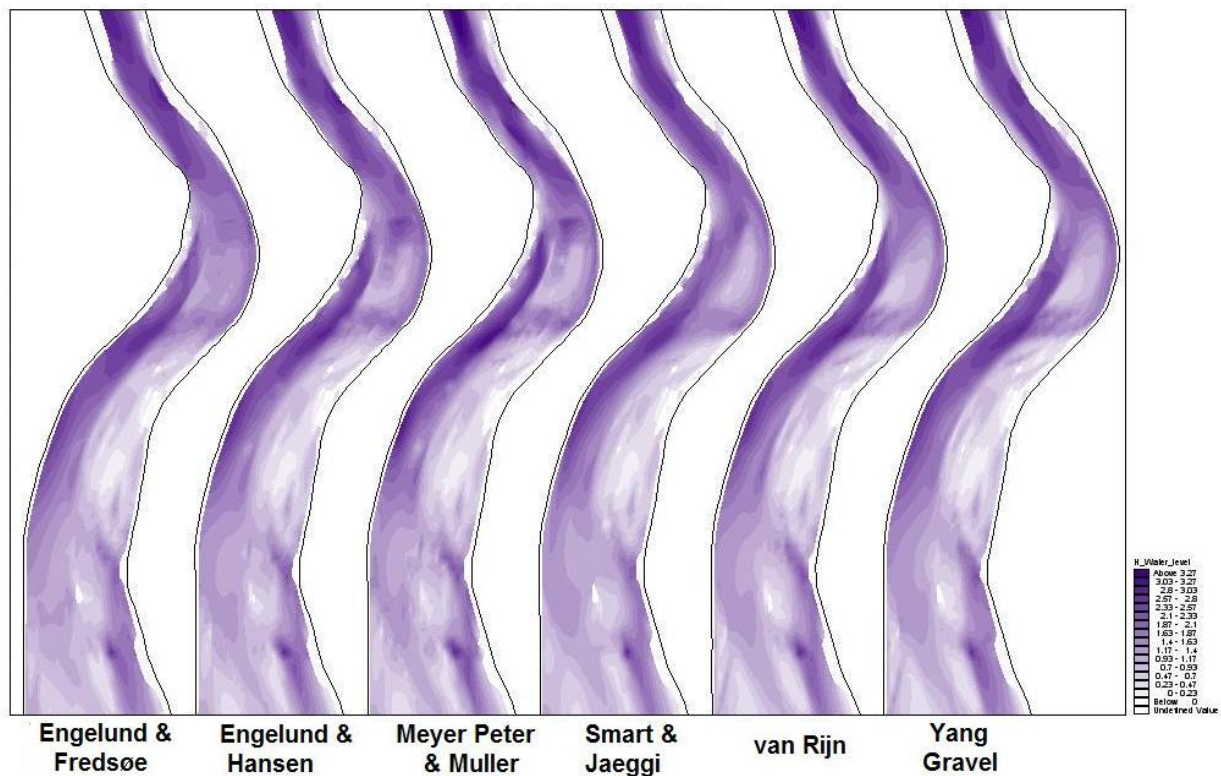


Figura 4.47 Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.

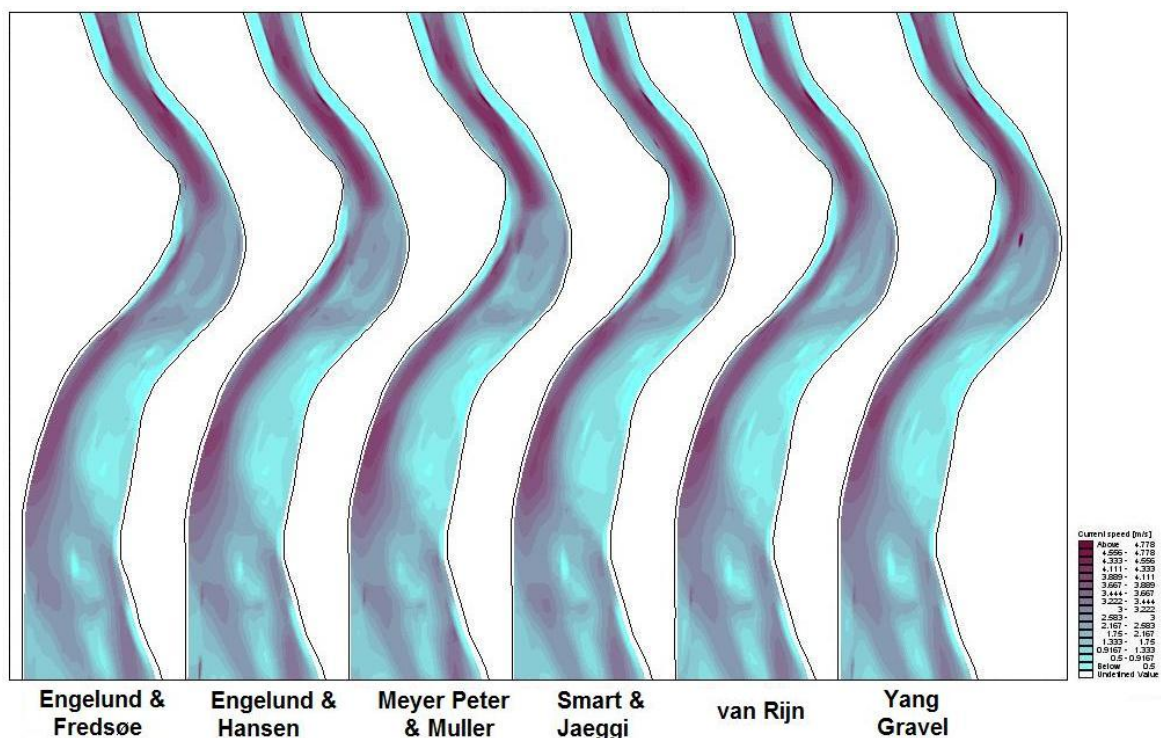


Figura 4.48 Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.

Si sono confrontate le serie temporali di portata solida in diverse sezioni del corso d'acqua, nella Figura 4.49 si riporta un esempio degli idrogrammi a valle del tratto in corrispondenza alla sezione 43, al fine di segnalare la differenza tra gli stessi. Si nota una particolare incoerenza con l'avvenimento nel tempo del picco della portata solida e la sua entità con le differenti formulazioni; i valori maggiori di trasporto si hanno utilizzando la formulazione di Engelund & Fredsøe originata da dati ottenuti con materiale di fondo di frazioni di sabbia che considera il trasporto di fondo in uno singolo strato di spessore uguale ad un diametro di sedimento. Si noti come l'uso della formulazione di Smart & Jäeggli è una via di mezzo tra tutte le formulazioni utilizzate.

Analogamente, per quanto riguarda la variazione della quota del fondo alveo, si può osservare come la maggiore attività dell'alveo corrisponde all'uso della formula di Engelund & Fredsøe (Figura 4.50), e quindi elevati valori di trasporto solido (Figura 4.51) sono coerenti con la $Q_{S\ MAX}$ citata. Questo fatto conferma quanto scritto nel paragrafo precedente e può essere spiegato in quanto la formula stima unicamente il trasporto di fondo e considera solo le condizioni idrauliche della corrente ed il diametro delle particelle. Circa il flusso elicoidale (Figura 4.52) si può vedere come la formulazione di Engelund & Hansen che trascura l'effetto del flusso elicoidale e la pendenza dell'alveo, sovrastima sia l'entità stessa sia la capacità di trasporto solido.

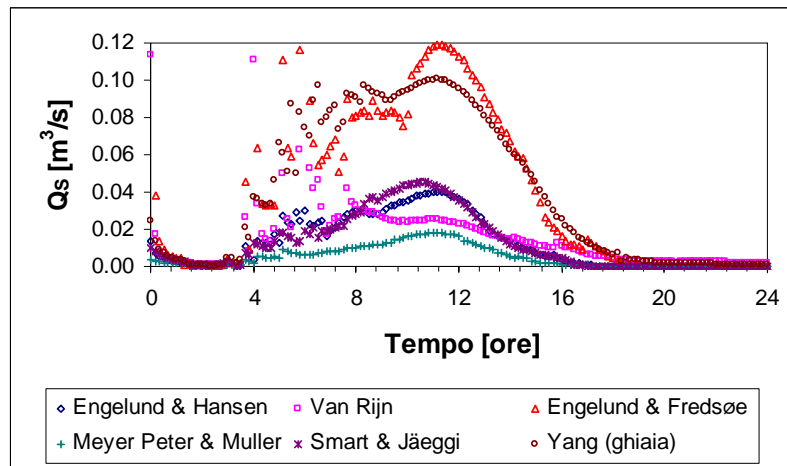


Figura 4.49 Idrogrammi di portata solida in corrispondenza alla sezione 43 per tutte le formulazioni di trasporto solido.

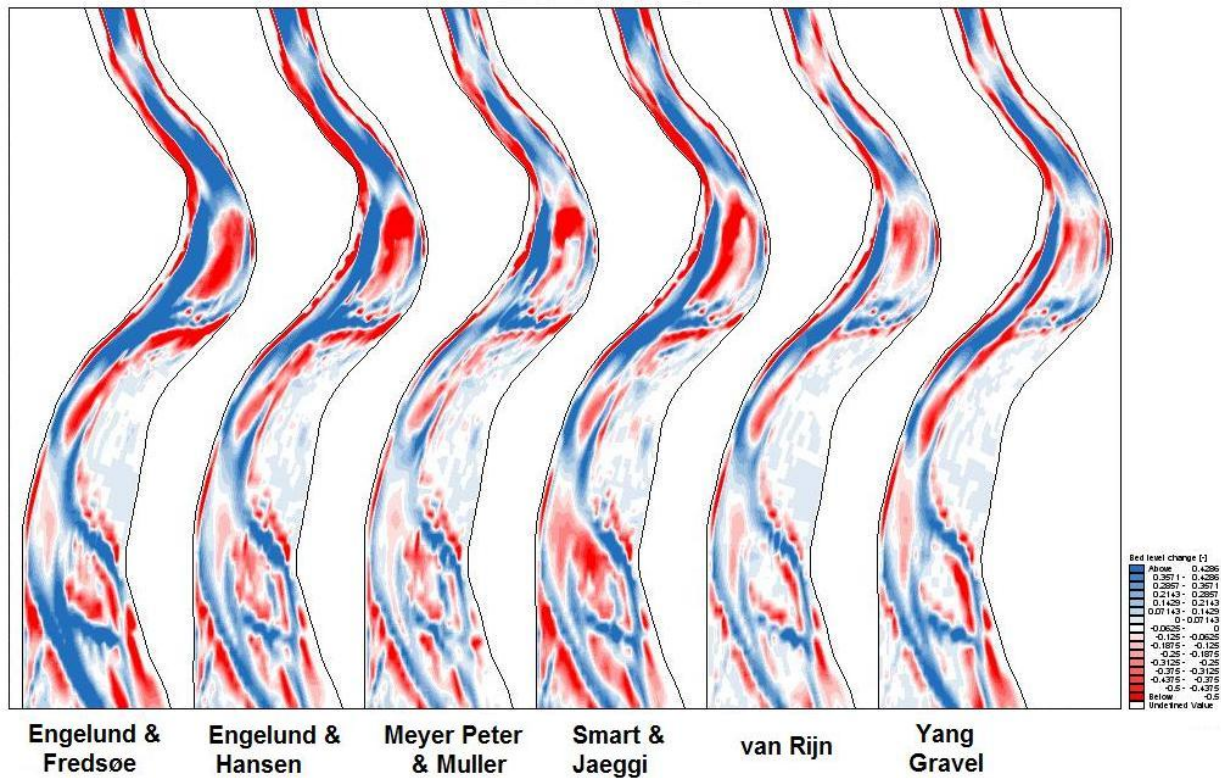


Figura 4.50 Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.

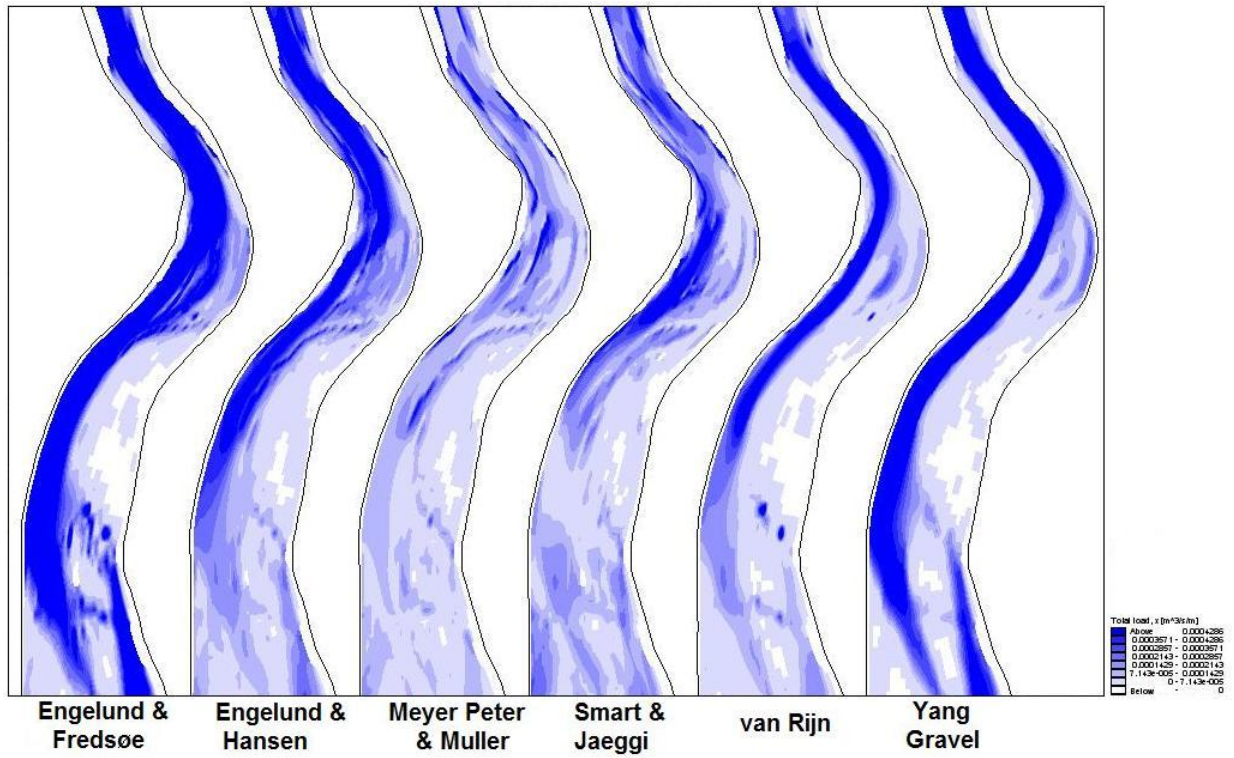


Figura 4.51 Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.

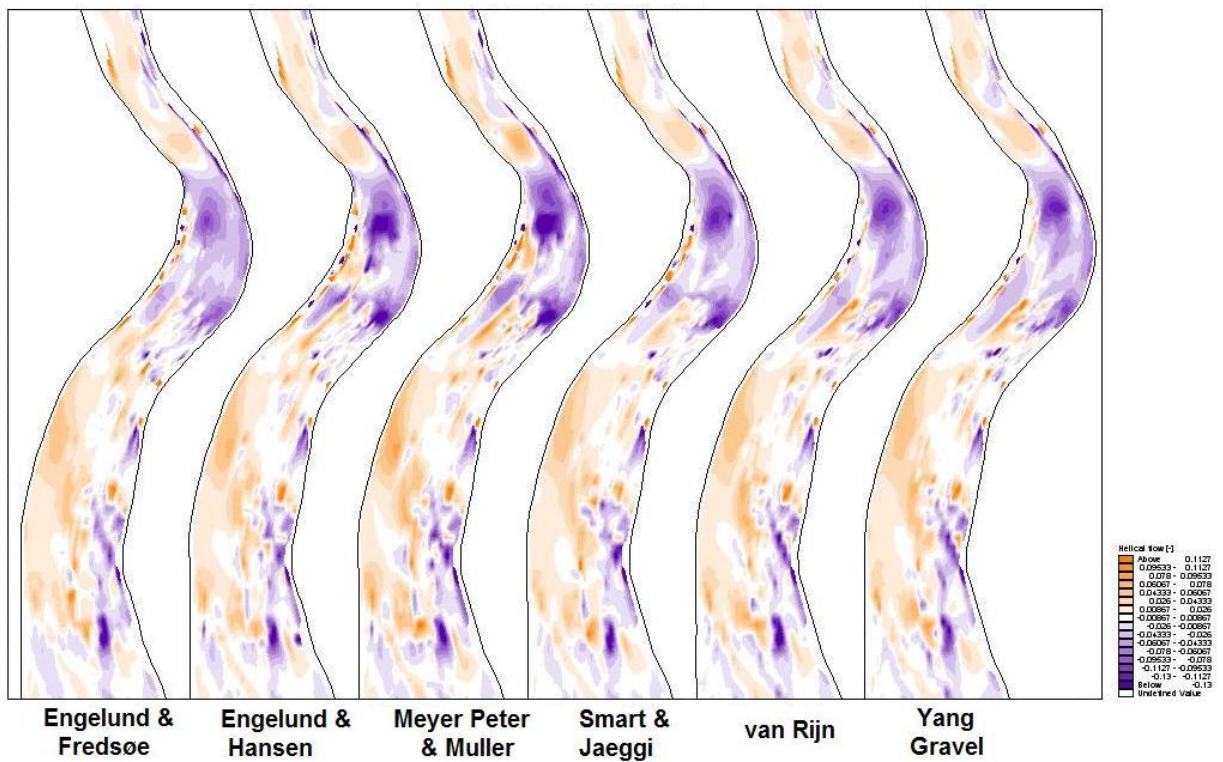


Figura 4.52 Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.

Infine, in Figura 4.53, viene riportato il confronto tra il profilo longitudinale della quota del fondo alveo all'inizio della simulazione con i profili risultanti alla fine della simulazione per ciascuna delle espressioni di trasporto solido considerate. Si noti la posizione delle due briglie che determinano l'andamento generale del profilo di fondo alveo con due salti di fondo di notevole altezza. Per meglio apprezzare la tendenza erosiva o di deposito di ciascuna sezione e le differenze tra risultati ottenuti con le varie espressioni, gli stessi profili sono stati riportati, in Figura 4.54, in termini di variazioni di quota (*Bed Level Change*).

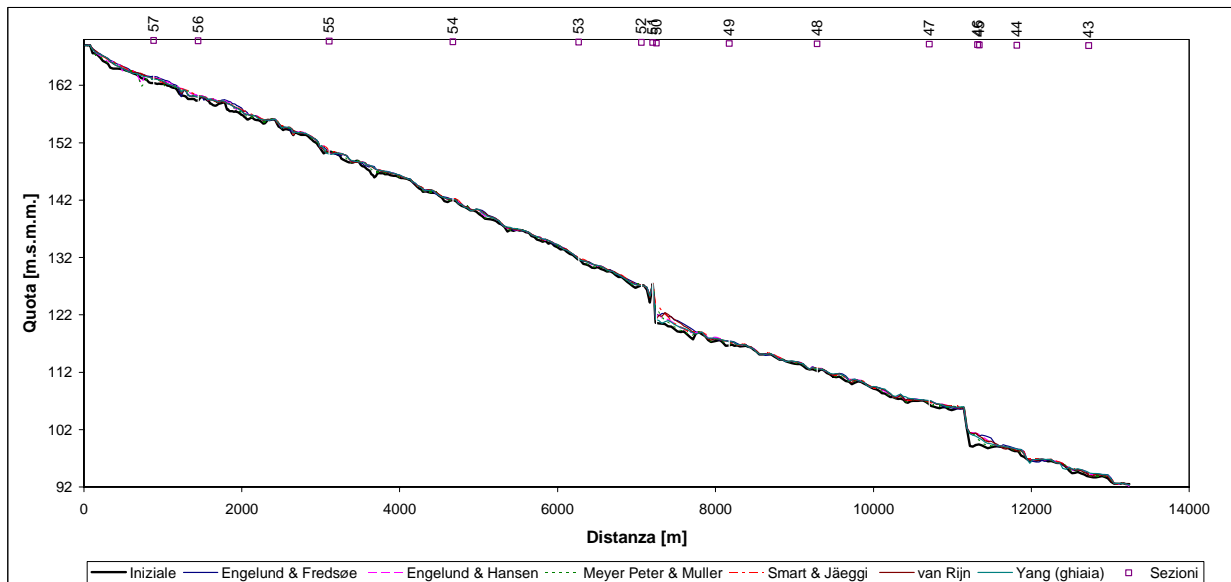


Figura 4.53 Confronto tra il profilo longitudinale del fondo alveo all'inizio e alla fine della simulazione per ciascuna delle espressioni di trasporto solido considerate.

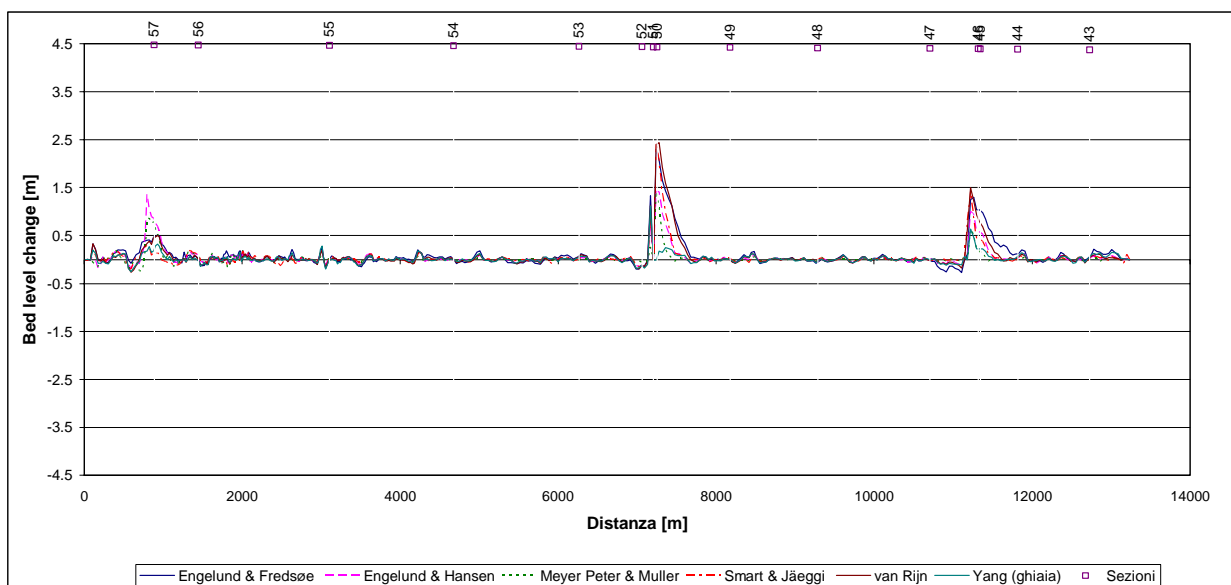


Figura 4.54 Variazioni della quota fondo alveo (*Bed Level Change*) simulate, con le diverse espressioni di trasporto solido considerate.

Per analizzare l'effetto della scelta della formula di trasporto solido nel modello sulla posizione delle zone erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 4.55a), è stato usato l'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso dall'equazione 4.3. I risultati ottenuti nell'applicazione standard, che fa uso della formula di Smart & Jäeggi, sono stati considerati come riferimento. Gli indici di performance (Figura 4.55b) si sono mantenuti intorno a un valore medio di 0.58, questo mostra una dissimilarità ed uno scadimento della qualità dei risultati con l'uso di diverse formule. È importante menzionare che il minore indice di performance corrisponde all'utilizzo della formula di Yang, seguiti da Engelund & Fredsøe e Meyer Peter & Müller. Il modello presenta una gran sensibilità nella previsione del trasporto solido al variare della formula empirica utilizzata, evidenziata dall'elevata dissimilarità nella valutazione della distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito (Figura 4.55).

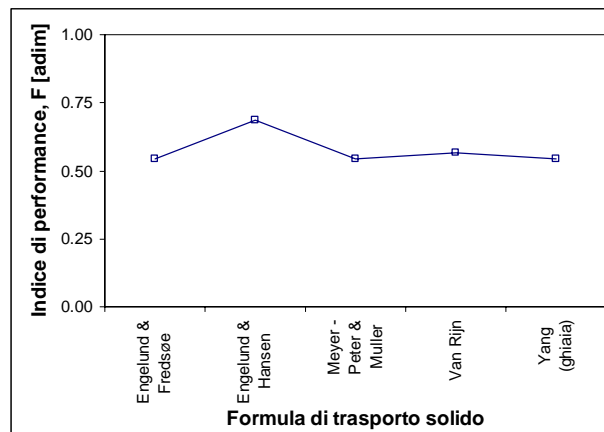
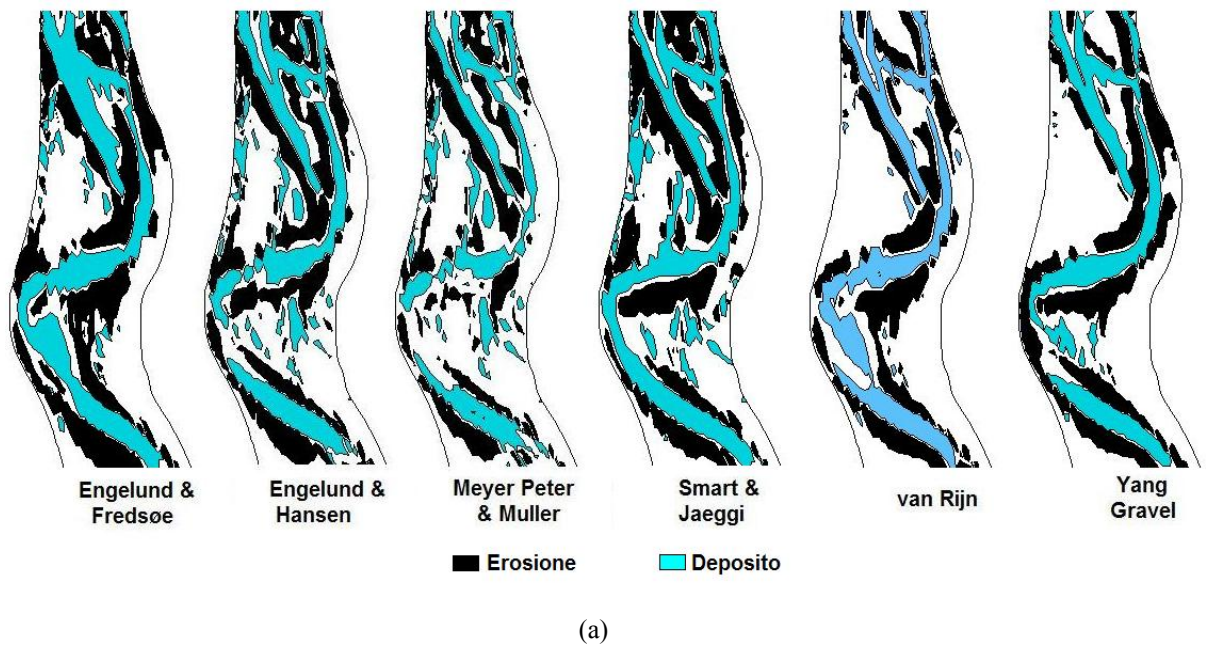


Figura 4.55 (a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F ; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.

4.3 COEFFICIENTE DI INTENSITÀ DEL FLUSSO ELICOIDALE

Il flusso elicoidale costituisce un moto secondario della corrente che, specie nei tratti a forte curvatura, influisce in modo sensibile sull'evoluzione morfodinamica dell'alveo. I coefficienti di intensità del flusso elicoidale, α e β , definiti al paragrafo 3.1.4, alterando l'intensità del flusso elicoidale, possono modificare l'entità del trasporto solido e la direzione nelle varie componenti (Figura 4.56). Come già evidenziato, i moti elicoidali si sviluppano quando le linee di flusso presentano elevata curvatura specialmente in presenza di un meandro.

In questo paragrafo viene analizzata la sensibilità del modello alle variazioni del valore assegnato a questi parametri, ipotizzando un campo di variazione dedotto dai risultati di studi condotti in tal senso da vari autori.

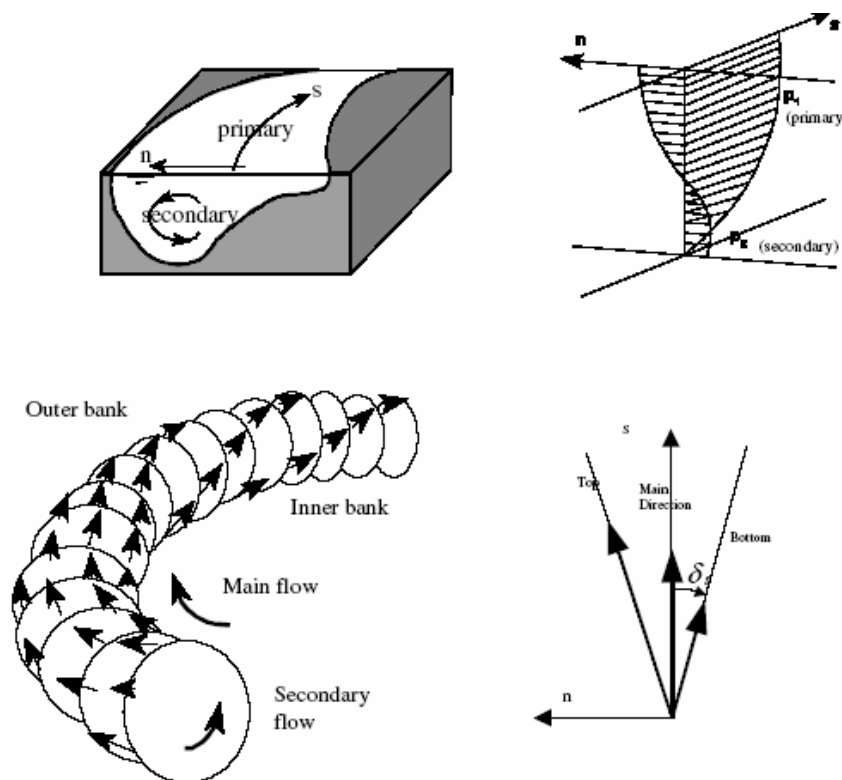


Figura 4.56 Schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale, responsabile del differente comportamento morfologico del fondale in curva.

4.3.1 Metodi di studio

Nell'intento di evidenziare l'influenza del coefficiente di taratura α nella prestazione fornita dal modello, tale coefficiente è stato fatto variare tra $0.4 \div 1.2$ ovvero nel campo dei valori indicato nel manuale dell'utente di MIKE 21C (DHI, 2005), con l'aggiunta del valore estremo $\alpha = 5$. Per $\alpha = 0$ il parametro β si annulla. Per una stima della variazione della direzione dello sforzo tangenziale al fondo (equazione 4.13) e del parametro β (equazione 4.14), al variare del parametro di taratura α , sono stati misurati, tramite ortofoto, i raggi di curvatura massimo, medio e minimo, riportati in Tabella 4.7, lungo l'intero tratto analizzato e si è approssimato il raggio idraulico al tirante idraulico, in considerazione della larghezza del canale. I valori dei

tiranti idraulici di riferimento sono stati presi dalla simulazione standard (paragrafo 3.1.11). Quindi si è valutato il parametro β per i rispettivi valori di α considerati. I risultati sono riportati nella Tabella 4.8.

Tabella 4.7 Valori massimi, medi e minimi delle variabili usate per il calcolo del flusso elicoidale.

Variabile	Simbolo	Massimo	Medio	Minimo	Unità
Raggio Idraulico	R_h	4.21	0.79	0.00	m
Scabrezza Strickler	K_s	39.19	29.44	20.00	$m^{1/3}/s$
Scabrezza Chezy	C	49.79	28.31	4.36	$m^{1/2}/s$
Raggio di curvatura	R	759.96	274.91	126.43	m

Tabella 4.8 Coefficienti d'intensità del flusso elicoidale e direzione dello sforzo tangenziale al fondo.

α	β			Tan δ_s			δ_s		
	Max	Medio	Min	Max	Medio	Min	Max	Medio	Min
0.4	4.214	3.617	-3.984	2.33E-02	1.04E-02	-3.37E-06	2.33E-02	1.04E-02	-3.4E-06
0.8	8.427	7.234	-7.969	4.66E-02	2.08E-02	-6.74E-06	4.66E-02	2.08E-02	-6.7E-06
1.0	10.534	9.042	-9.961	5.83E-02	2.60E-02	-8.43E-06	5.82E-02	2.60E-02	-8.4E-06
1.2	12.641	10.851	-11.953	6.99E-02	3.12E-02	-1.01E-05	6.98E-02	3.12E-02	-1.0E-05
5.0	52.67	45.21	-49.80	2.91E-01	1.30E-01	-4.21E-05	2.84E-01	1.29E-01	-4.2E-05

4.3.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con i diversi valori dell'angolo di deviazione del flusso elicoidale. La sensibilità del modello alla variazione del coefficiente d'intensità del flusso elicoidale è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito.

Per quanto riguarda le variazioni dei risultati in termini idrodinamici, vengono presentati i confronti tra le simulazioni considerando i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio di calcolo.

In Figura 4.57a vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato mentre le rispettive percentuali di laminazione sono riportate in Figura 4.57b. Quest'ultime sono state calcolate a partire dall'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata al picco in ingresso, pari a $459.5 \text{ m}^3/s$ e Q_{VALLE} la portata al picco in uscita. Si osserva, che tutte le portate al picco a valle si stabilizzano su valori di circa $452.65 \text{ m}^3/s$ indipendentemente dal valore del coefficiente di intensità del flusso elicoidale, α . Lo stesso comportamento può essere osservato in relazione ai valori della massima portata solida, della percentuale di laminazione della piena e del tempo di propagazione che assumono valori intorno a $0.0456 \text{ m}^3/s$, 1.51 %, 1.05 ore, rispettivamente.

Per quanto riguarda le aree allagate, ad un incremento del valore di α corrisponde una lieve variazione del tirante idraulico (Figura 4.59). Analogamente, si osserva un lieve cambiamento nella velocità media (Figura 4.60). I risultati evidenziano che la variazione del coefficiente di intensità del flusso elicoidale comporta una lieve influenza nelle variabili idrodinamiche.

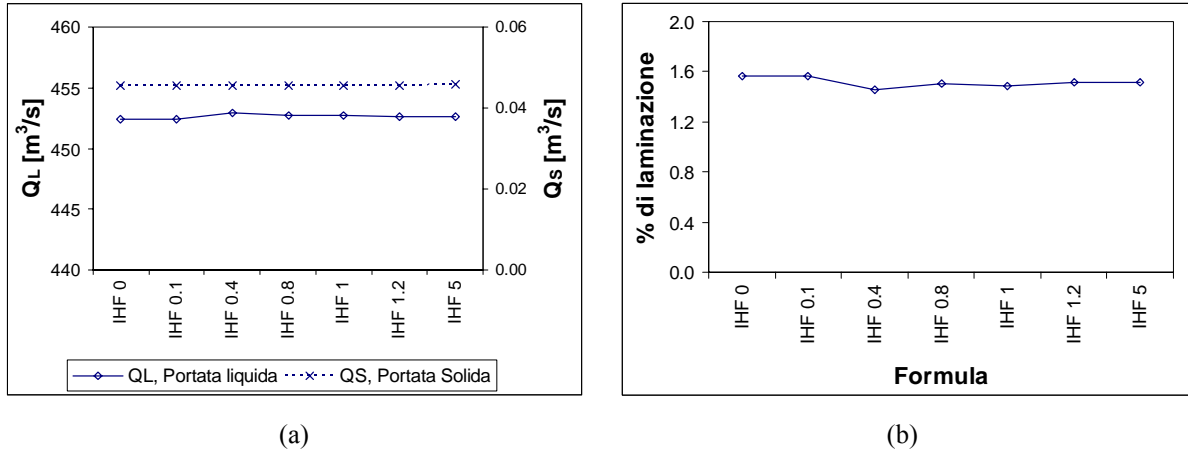


Figura 4.57 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.

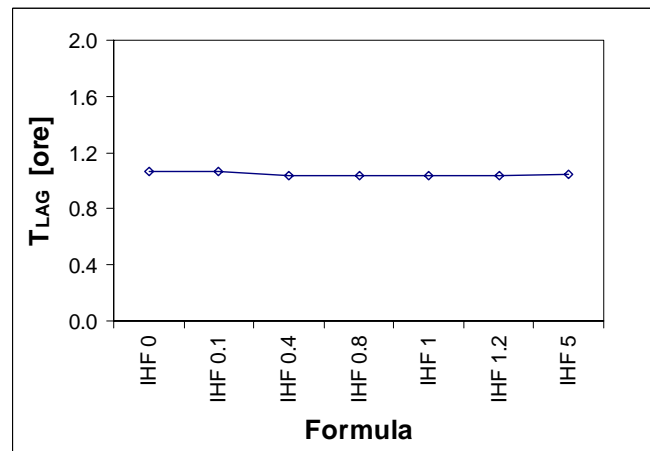


Figura 4.58 Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni del coefficiente di taratura α .

Tuttavia, anche senza produrre variazioni nell'entità della portata solida, l'aumento del valore di α comporta l'incremento della componente del flusso elicoidale (Figura 4.62) ed una maggiore variazione della quota fondo alveo (Figura 4.61). La componente del flusso elicoidale raggiunge il massimo valore nelle sezioni che presentano la maggiore curvatura. In corrispondenza dei valori positivi del flusso elicoidale si osserva una maggiore tendenza al deposito o alla formazione di isole o barre laterali mentre, al contrario, in corrispondenza dei valori negativi si osserva una maggiore tendenza all'erosione. Per la simulazione con $\alpha=5$ si osserva un lieve aumento nella componente trasversale del trasporto solido (Figura 4.63), che evidenzia una maggiore attività morfodinamica.

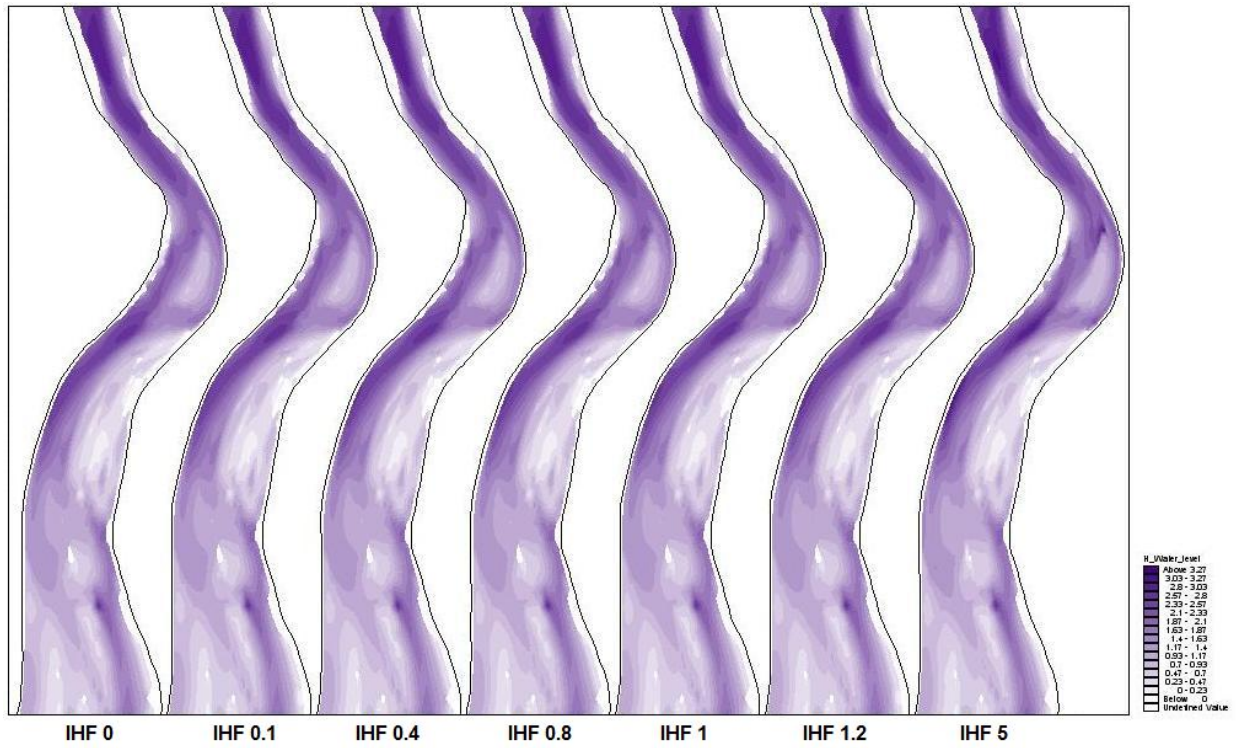


Figura 4.59 Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.

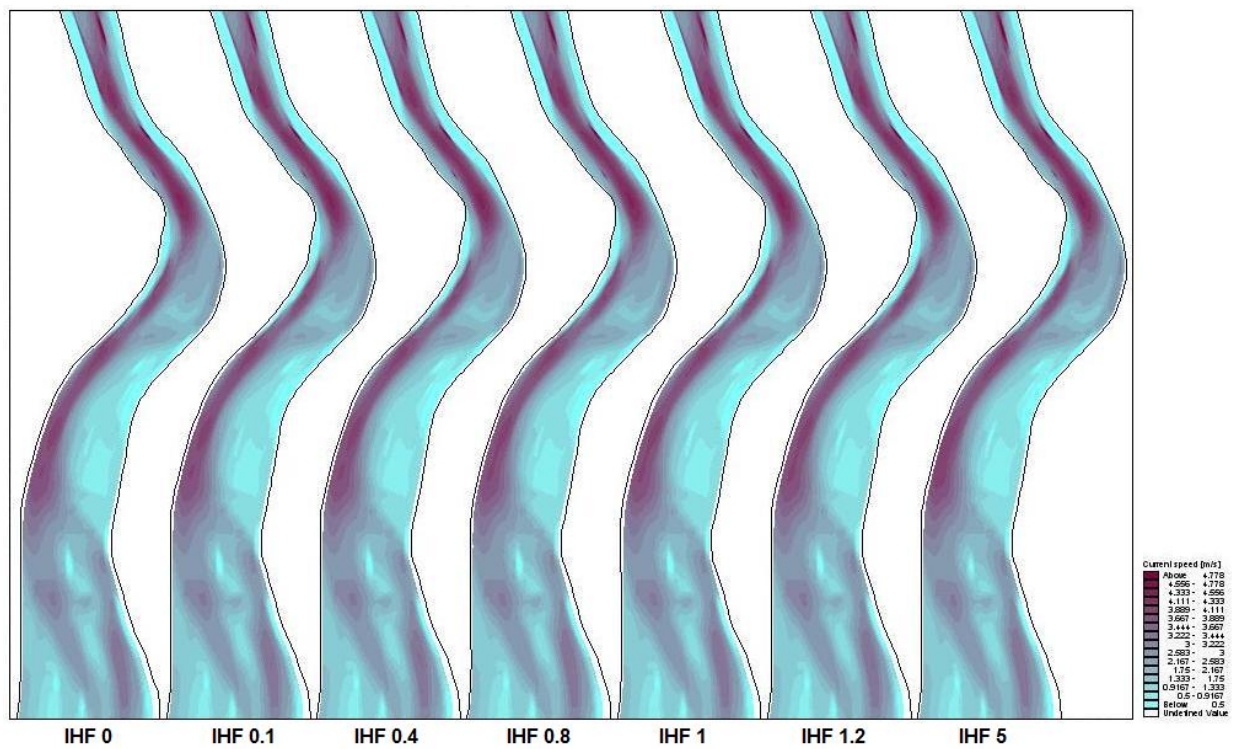


Figura 4.60 Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.

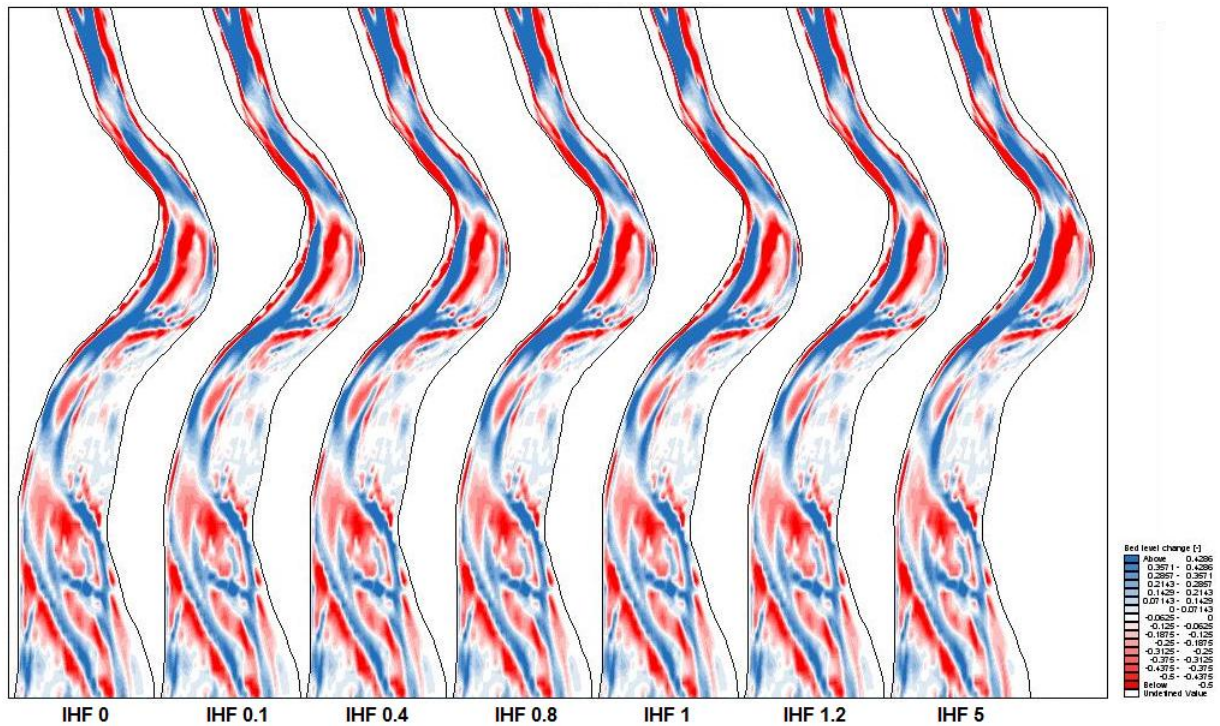


Figura 4.61 Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.

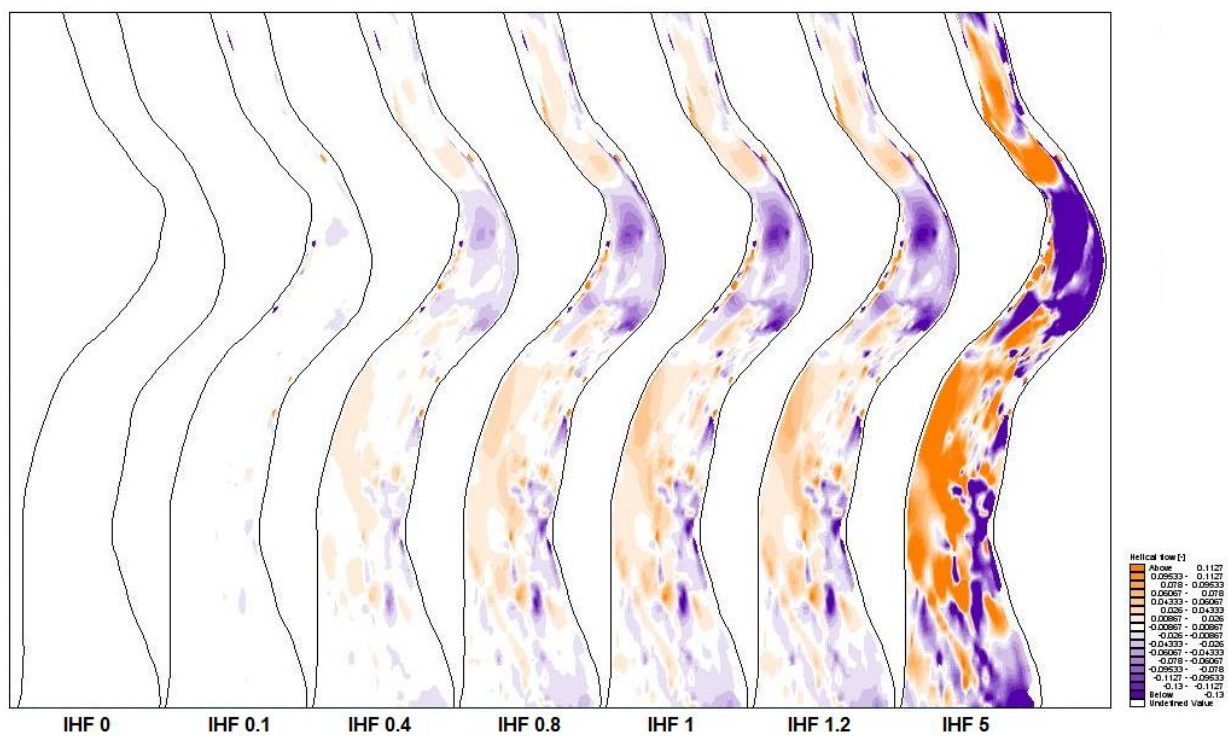


Figura 4.62 Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.

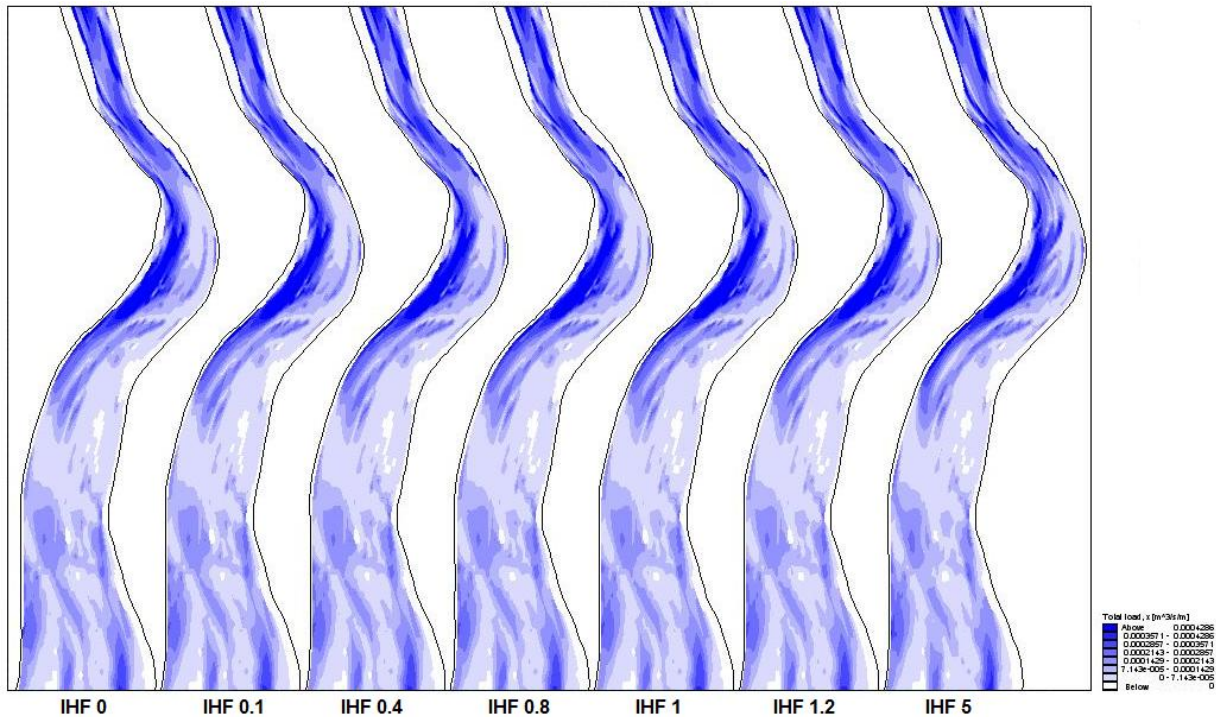


Figura 4.63 Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.

I ragionamenti menzionati prima, possono essere verificati in una sezione rappresentativa (Figura 4.64) del tratto di studio, in cui si può osservare come i picchi dell'intensità del flusso elicoidale corrispondono ai picchi della variazione di quota del fondo alveo, accentuata in coerenza all'incremento del valore dell'angolo di deviazione. In particolare si può affermare che ad una maggiore intensità del flusso elicoidale corrisponde una movimentazione del sedimento (Figura 4.63) lungo la direzione trasversale e quindi un più accentuato fenomeno di deposito (valore positivo) e di scavo (valore negativo) in una stessa sezione. Nei tratti rettilinei l'influenza del flusso secondario diminuisce, ma non cessa di contribuire alla migrazione delle forme del fondo alveo.

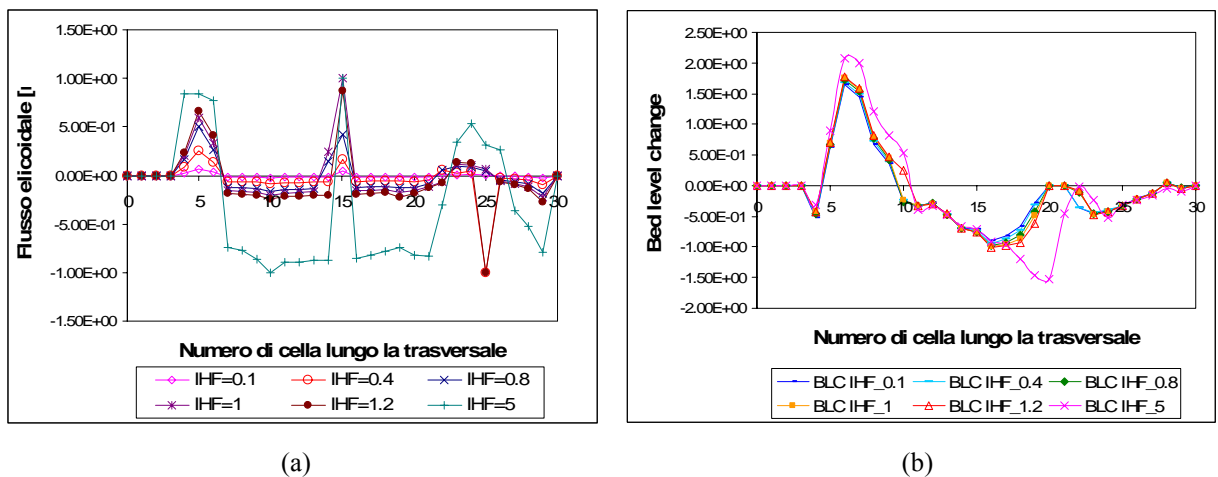
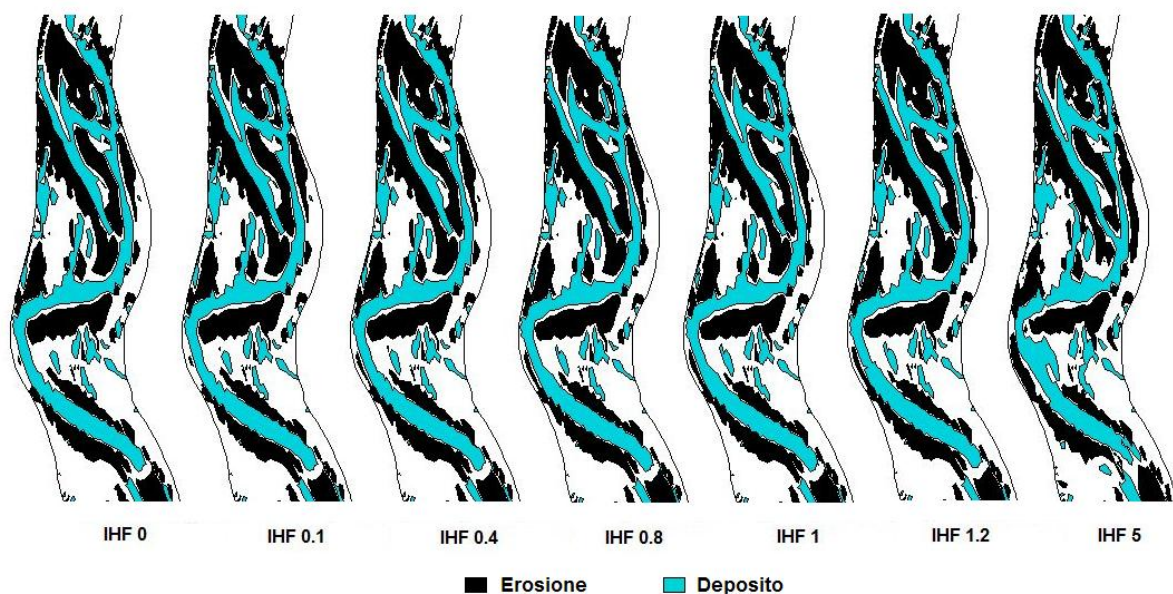
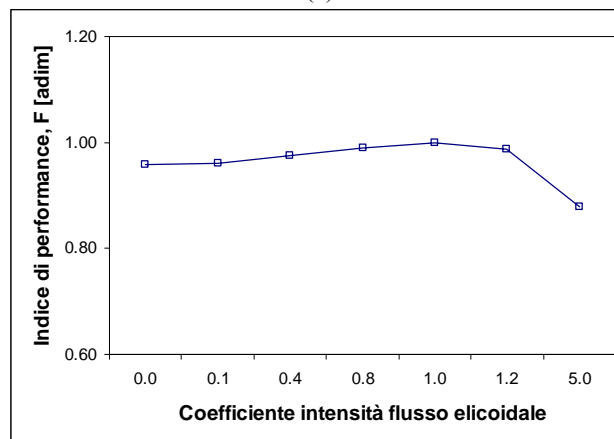


Figura 4.64 Variazione della intensità del flusso elicoidale medio, IHF (a) e quota fondo alveo, BLC (b), della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica.

Per analizzare l'effetto della variazione dell'angolo di deviazione del flusso elicoidale sulla posizione delle zone erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 4.65a), è stato usato l'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso dall'equazione 4.3, considerando, come di consueto, i risultati ottenuti della simulazione standard come riferimento. Gli indici di performance (Figura 4.65b) ottenuti variando l'angolo di deviazione del flusso elicoidale, indicano che fino a valori di $\alpha = 1.2$ viene garantita una buona rappresentazione delle zone di erosione-deposito (F prossimo a 0.97) mentre aumentando α fino al valore pari a 5 si nota uno scadimento della qualità dei risultati (F diminuisce fino a 0.88). In genere, tutte le simulazioni mostrano un elevato indice di performance. Questo fatto indica che l'angolo di deviazione che determina la intensità del flusso elicoidale nei corsi d'acqua a canali intrecciati presenta una modesta influenza sulla distribuzione spaziale del sedimento e quindi sulla disposizione delle zone di erosione-deposito.



(a)



(b)

Figura 4.65 (a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F ; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.

4.4 FATTORE ED ESPONENTE DELLA PENDENZA TRASVERSALE (BED TRANSVERSE SLOPE)

La direzione della tensione tangenziale al fondo può deviare dalla direzione della corrente in corrispondenza della profondità media, a causa del flusso elicoidale, della gravità e della pendenza del fondo in direzione trasversale. Gli effetti di quest'ultima componente sono definiti dall'equazione 3.13.

Il fattore G e l'esponente di pendenza trasversale a , possono assumere differenti valori come suggerito da varie fonti bibliografiche (DHI, 2005):

- Engelund & Fredsøe: $G = 0.625$, $a = 0.50$.
- Kikkawa: $G = 0.60$.
- Van Bendegom: $G = 0.667$, $a = 1.00$.
- Struiksmas: $G = 0.588$, $a = 0.50$ o $G = 1.176$, $a = 0.50$.

Gli esperimenti effettuati da Talmon et al. (1995) suggeriscono che il valore del fattore G può differire significativamente da un'applicazione all'altra. Per elevati valori di G , la forma dell'alveo tende a stabilizzarsi. Per modesti valori di G , la forma dell'alveo diventa più instabile, verso una forma di fiume "braided". In breve, ad un maggiore valore di G corrisponde una maggiore pendenza dell'alveo. Il valore dell'esponente a produce effetti simili, ma non così pronunciati quanto il precedente.

A seguito delle prove eseguite, Talmon et al. (1995) concludono che esiste una distinzione tra condizioni di laboratorio e alvei naturali. L'entità del fattore di pendenza trasversale G e del coefficiente di direzione β del flusso secondario differiscono di almeno di un fattore 2. Anche la distribuzione tra trasporto al fondo e in sospensione appare un aspetto importante. Il fattore G sembra essere due volte superiore in condizioni di prevalente trasporto in sospensione, indicando che o gli effetti della pendenza trasversale agiscono anche sulla parte in sospensione o che gli effetti della pendenza trasversale sono semplicemente più elevati. Di conseguenza, per alvei naturali, i valori che sembrano essere più appropriati sono: $G = 1.25$ e $a = 0.50$.

In conclusione il manuale d'uso del modello MIKE 21C suggerisce valori $G = 1.25$, $a = 0.50$ per canali naturali e $G = 1.25$, $a = 0.66$ per canali artificiali.

4.4.1 Metodi di studio

Per vedere l'influenza di questo parametro nei risultati morfologici, sono state effettuate una serie di simulazioni nelle quali è stato fatto variare il fattore G e l'esponente a della pendenza trasversale di fondo, secondo quanto proposto dai diversi autori, come specificato in Tabella 4.9. È importante menzionare che la simulazione presa come riferimento, corrisponde alla simulazione 1 con $G = 1.250$ ed $a = 0.50$.

Tabella 4.9 Valori massimi, medi e minimi delle variabili usate per il calcolo dell'angolo di deviazione dovuto al flusso elicoidale.

Simulazione	Criteri	G	a
0	Estremo Minimo	0.000	0.50
1	Canali naturali (DHI, 2005) Simulazione standard	1.250	0.50
2	Engelund Fredsøe (1976)	0.625	0.50
3	Kikkawa et al. (1976)	0.600	0.50
4	Van Bendegom (1947)	0.667	1.00
5	Struiksma et al. (1985)	0.588	0.50
6		1.176	0.50
7	Canali artificiali(DHI, 2005)	1.250	0.66
8	Estremo Massimo	3.000	0.50

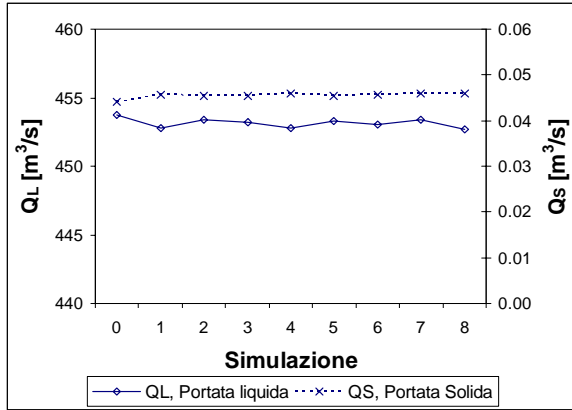
4.4.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con i diversi valori del fattore ed esponente della pendenza trasversale di fondo. La sensibilità del modello alla variazione dei valori del fattore ed esponente della pendenza trasversale di fondo è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito.

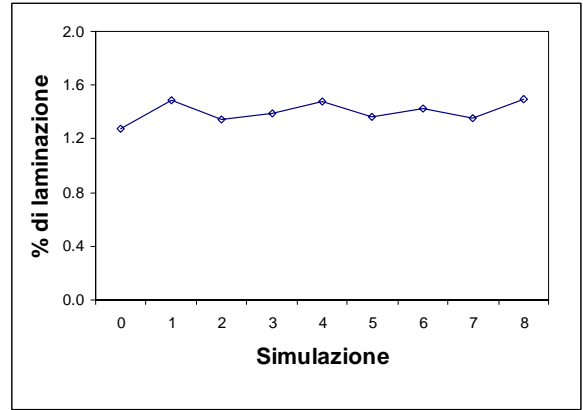
Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascuna simulazione con variazione dei valori di G e a , considerando i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio di calcolo.

In Figura 4.66a vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato mentre le rispettive percentuali di laminazione sono riportate in Figura 4.66b. Quest'ultime sono state calcolate a partire dell'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata picco in ingresso, pari a $459.5 \text{ m}^3/\text{s}$ e Q_{VALLE} la portata picco in uscita. Si osservi, che tutte le portate al colmo si stabilizzano su valori di circa $453.15 \text{ m}^3/\text{s}$. I maggiori valori di Q_S , corrispondono a quello calcolato con la formulazione di Van Bendegom ($Q_{S,} = 0.046023 \text{ m}^3/\text{s}$) che utilizza l'esponente di pendenza trasversale maggiore di tutte le simulazioni ($a=1$) e considera un fattore di pendenza trasversale medio. Tuttavia i valori della portata solida si mantengono nell'intorno di $0.0455 \text{ m}^3/\text{s}$ e non presentano sensibili variazioni. La percentuale di laminazione (Figura 4.66b), che presenta un valore medio di 1.40%, presenta valori minori in corrispondenza a valori maggiori di Q_L . La massima percentuale di laminazione viene raggiunta per valori elevati del fattore G o dell'esponente a di pendenza trasversale ovvero per le formulazioni di DHI (2005), per canali naturali, dell'estremo massimo e di Van Bendegom.

Riguardo al tempo di propagazione (Figura 4.67), si osservi come questo presenta un andamento costante al variare dei coefficienti di pendenza trasversale.



(a)



(b)

Figura 4.66 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.

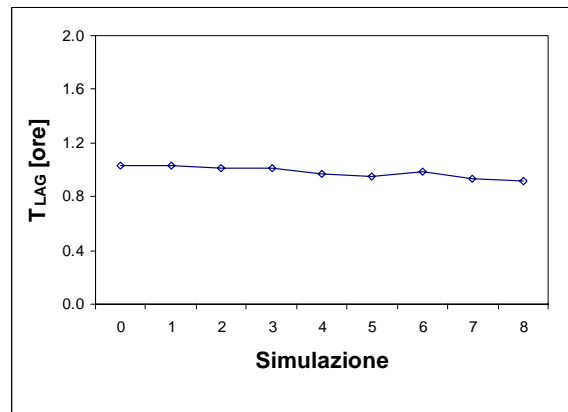


Figura 4.67 Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni del coefficiente di pendenza trasversale.

In merito alle aree allagate (Figura 4.68) e la velocità media (Figura 4.69) ottenute con il modello, si osserva che le variazioni di G ed a comportano una piccola influenza nei risultati idrodinamici, coerente con quello descritto precedentemente.

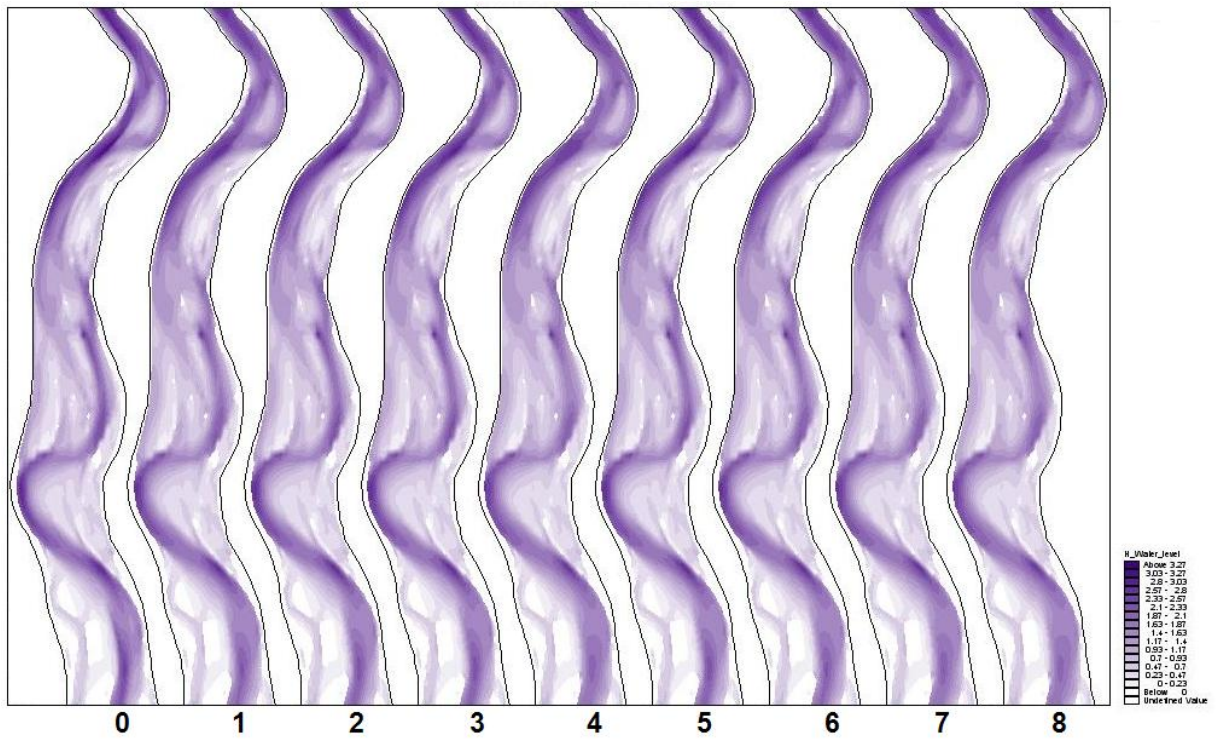


Figura 4.68 Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni.

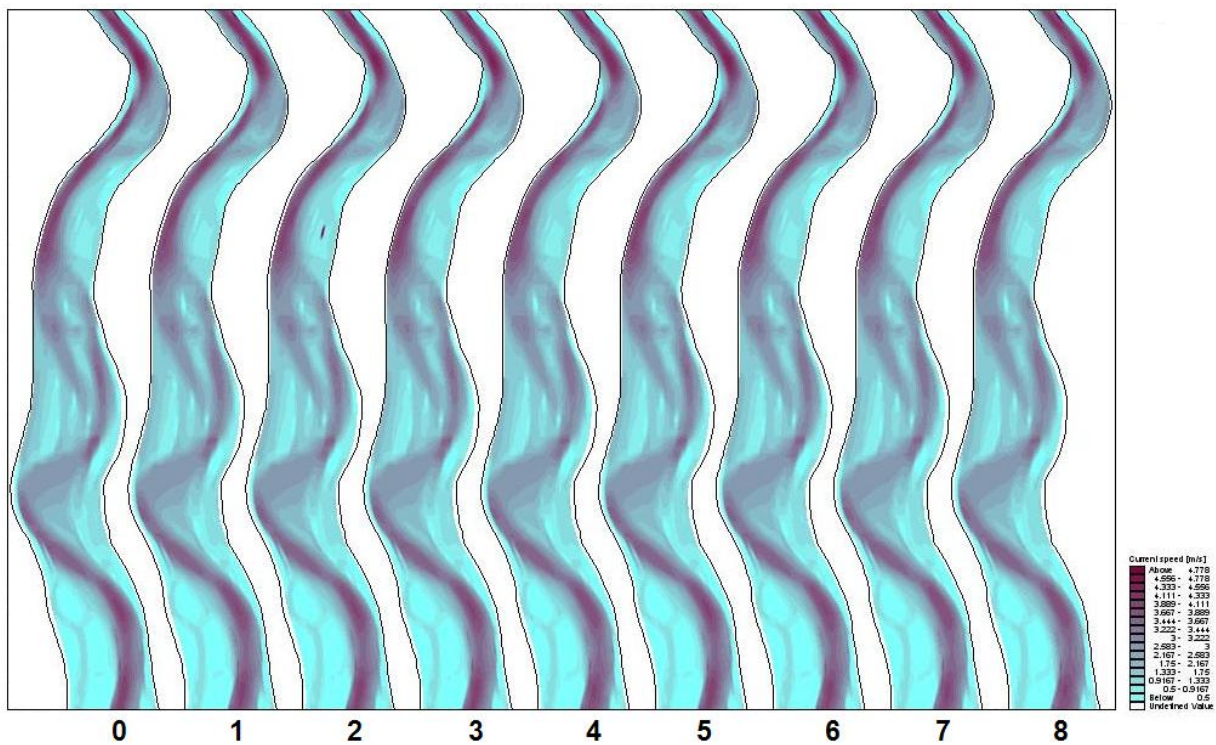


Figura 4.69 Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni.

Tuttavia, anche se non viene rilevato nell'entità della portata solida al colmo descritta precedentemente (Figura 4.66), l'aumento del valore del fattore ed dell'esponente di pendenza trasversale, comporta un lieve incremento nella variazione della quota fondo alveo (Figura 4.70) ed un piccolo aumento della componente del flusso elicoidale (Figura 4.71). In quest'ultima figura, si può osservare che, i maggiori cambiamenti della quota fondo alveo, si presentano nelle sezioni dove si produce una maggiore curvatura della corrente e, pertanto, dove il fondo alveo ha una certa pendenza trasversale (maggiori valori di G). Inoltre questo fatto è coerente con il lieve aumento del trasporto solido lungo la direzione trasversale (Figura 4.72), in corrispondenza alle simulazioni aventi valori di G maggiori di 1.0 (simulazione 8, 6, 1 e 7).

I ragionamenti menzionati prima, possono essere verificati in una sezione rappresentativa (Figura 4.73) del tratto di studio, in cui si può osservare come i picchi dell'intensità del flusso elicoidale corrispondono ai picchi della variazione di quota fondo alveo, lievemente accentuata con l'incremento del valore del fattore di pendenza trasversale. Tuttavia si conferma che una variazione nel fattore e l'esponente di pendenza trasversale non comporta grandi cambiamenti lungo la sezione trasversale.

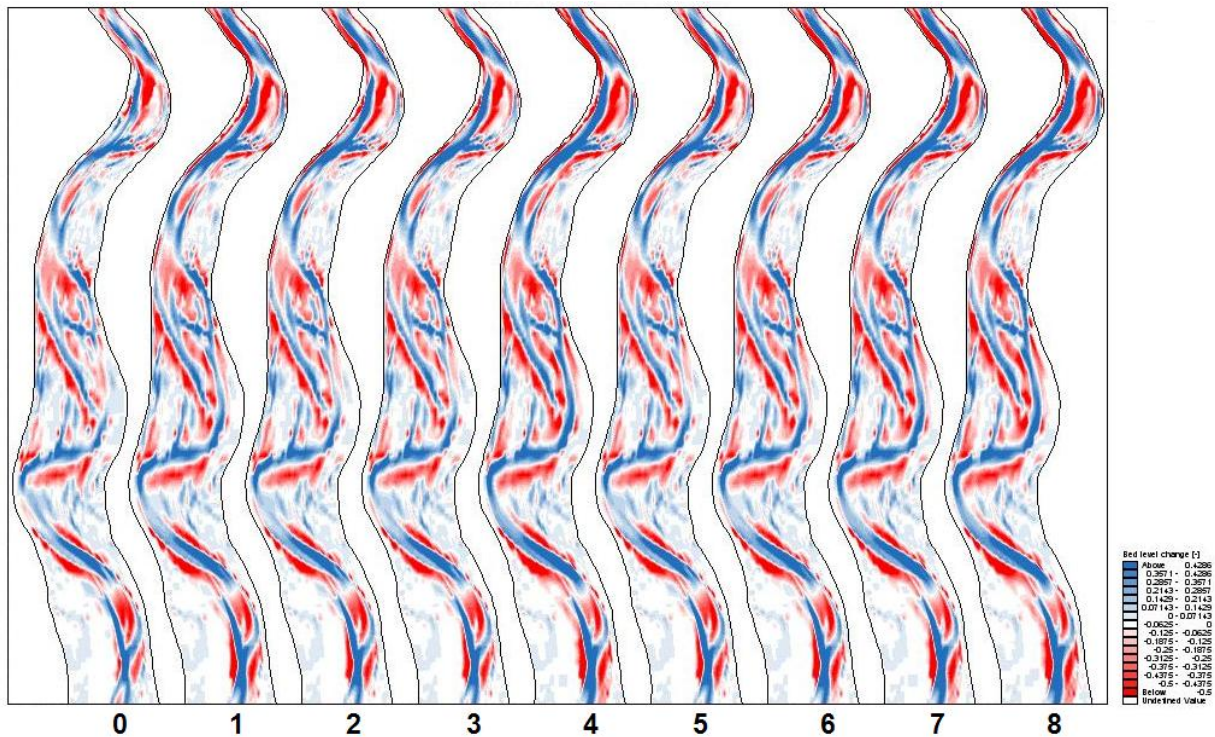


Figura 4.70 Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.

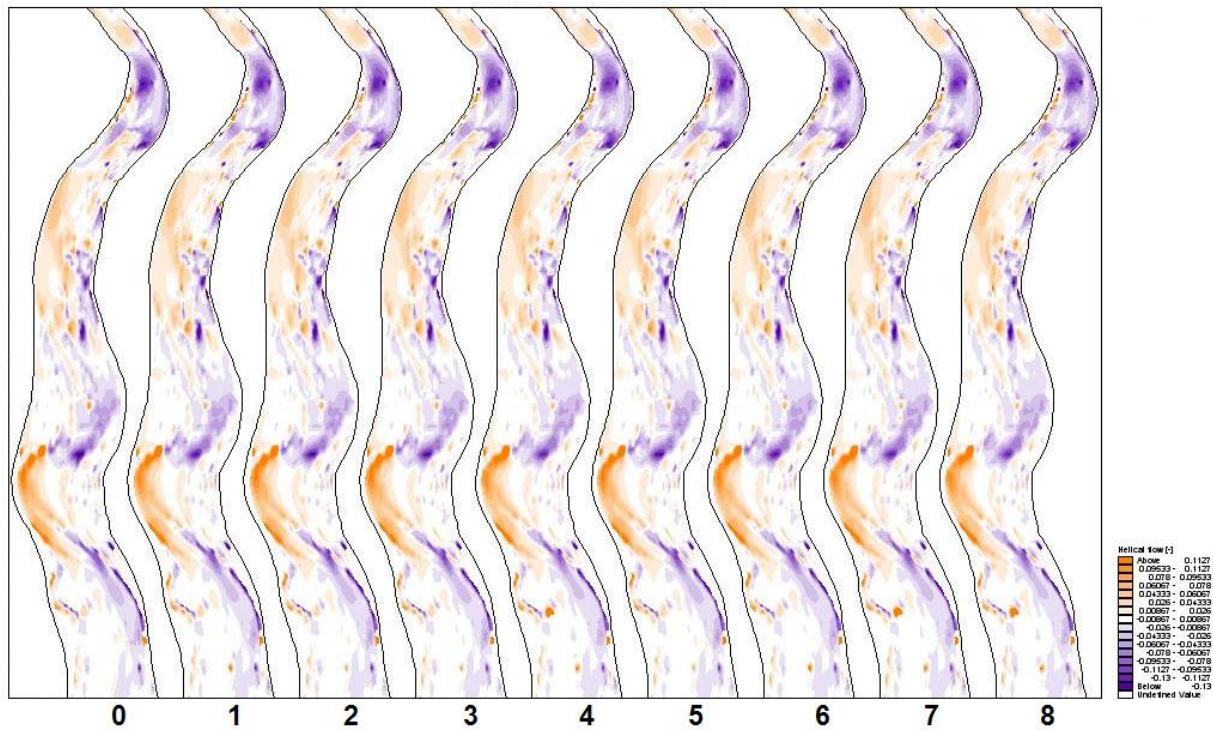


Figura 4.71 Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.

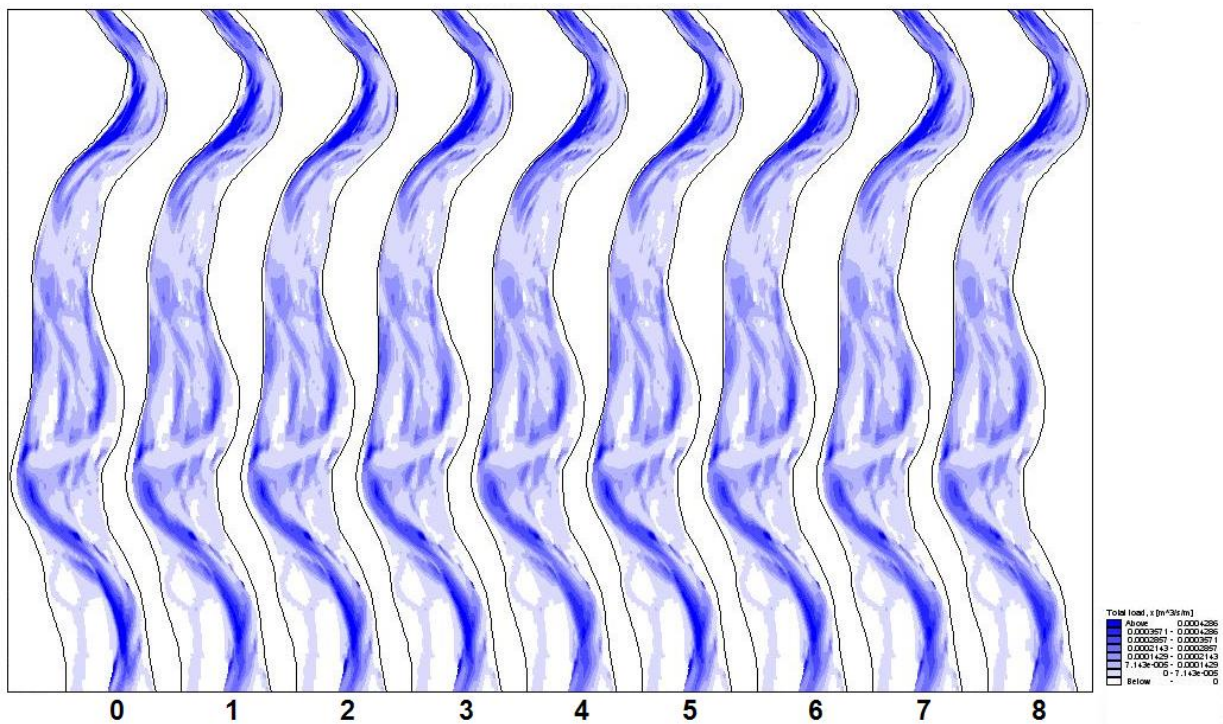


Figura 4.72 Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni

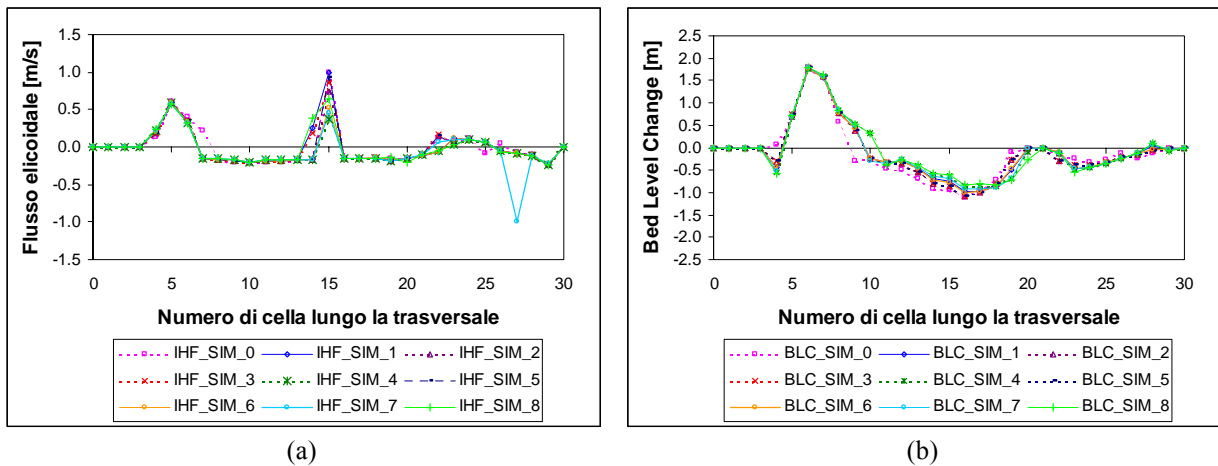
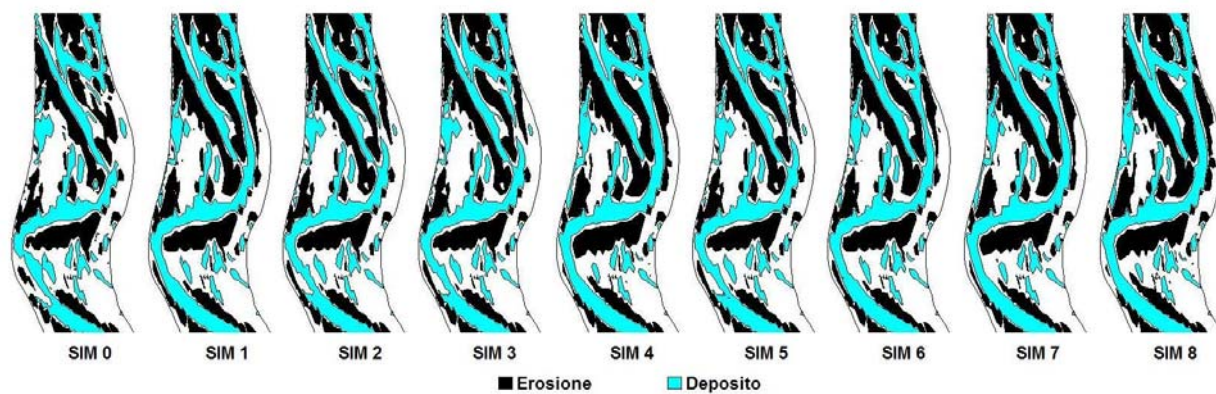


Figura 4.73 *Variazione della intensità del flusso elicoidale medio (a) e quota fondo alveo (b), della sezione di deflusso rappresentativa dei tratti a forte attività morfologica.*

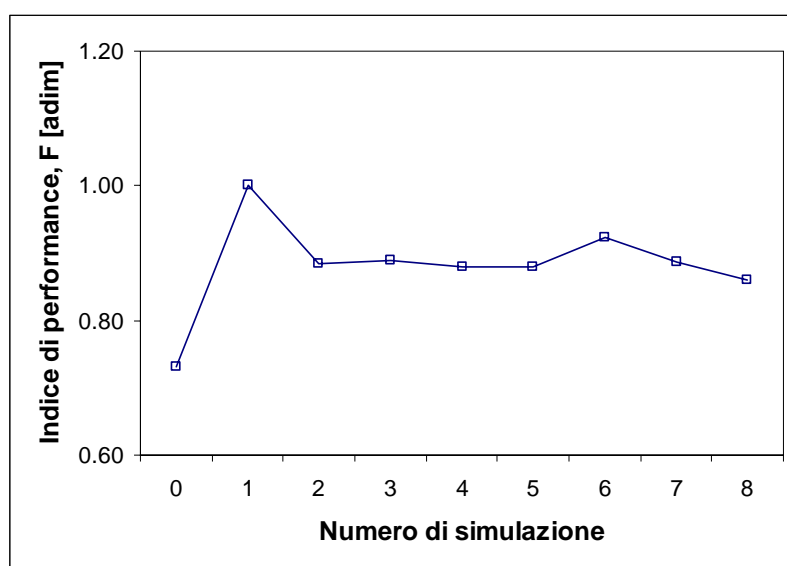
La valutazione circa la sensibilità del modello alla variazione del fattore ed dell'esponente di pendenza trasversale viene, come di consueto, espressa in termini di indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso nell'equazione 4.3, mettendo a confronto l'estensione e la posizione delle zone di erosione e deposito (Figura 4.74a).

Il confronto viene eseguito considerando una serie di 8 simulazioni condotte con fattore ed il esponente di pendenza trasversale variabile da $0.00 \div 3.00$ e $0.5 \div 1$, rispettivamente, come viene proposto nella letteratura tecnica. Come simulazione di riferimento (risultato ottimale) viene considerata quella con fattore ed esponente pari a 1.25 e 0.5, rispettivamente, indicata come simulazione numero 1, per la quale l'indice di performance assume sempre valore pari a 1.

I risultati, riportati in Figura 4.74b, dimostrano come l'indice di performance si mantiene sempre su valori intorno a 0.88, segno di una modesta sensibilità del modello a tale parametro. Scostamenti maggiori si ottengono per la simulazione 0 ($F=0.73$), avente la minore dimensione del fattore di pendenza trasversale, valori di $G=0$ e $a=0.5$. Mentre per le altre simulazioni la sensibilità del modello risulta costante.



(a)



(b)

Figura 4.74 (a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F ; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.

4.5 COEFFICIENTE DI SCABREZZA

Tutte le espressioni utilizzate dai tre modelli matematici utilizzati in questo lavoro per il calcolo del trasporto solido, fanno riferimento ai parametri che descrivono le caratteristiche della corrente liquida, a cominciare dalla velocità media o dalla sua distribuzione nel dominio di calcolo. Appare evidente che i parametri modellistici responsabili di una corretta ricostruzione dei profili idraulici, rivestono una certa importanza, in modo indiretto, anche sulle valutazioni del trasporto solido e sul comportamento complessivo del modello.

Tra questi è nota la sensibilità dei modelli al coefficiente che rappresenta la scabrezza delle superfici che assume pertanto un ruolo fondamentale per una corretta simulazione dei fenomeni idrodinamici.

In questo paragrafo si vuole valutare se tale sensibilità si mantiene elevata anche rispetto ai risultati morfologici ovvero se una variazione del valore del coefficiente di scabrezza, di entità

compatibile con le approssimazioni normalmente introdotte nelle pratiche applicazioni, comporta notevoli scostamenti nella previsione della tendenza evolutivo del corso d'acqua.

4.5.1 Metodi di studio

Per vedere l'influenza di questo parametro nella simulazione del fenomeno del trasporto solido, si è aumentato e diminuito il valore del coefficiente della scabrezza stabilita nella applicazione standard del 10% e 20%, con i cui valori sono state costruite mappe differenti di resistenza al moto. I valori del coefficiente della scabrezza K_s , corrispondenti alle diverse aree sono riportati nella Tabella 4.10.

Tabella 4.10 Valori del coefficienti di scabrezza K_s , standard e varianti del ± 10 e ± 20 .

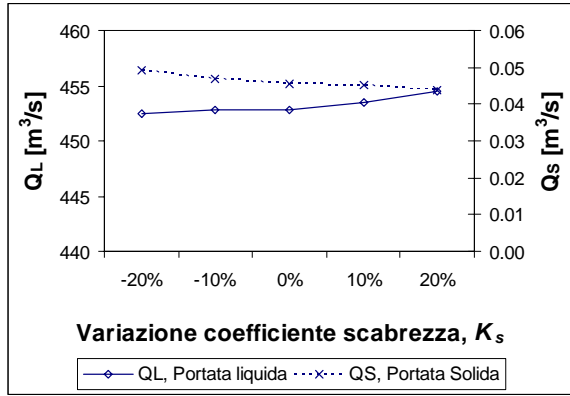
Descrizione dell'area	K_s Standard [$m^{1/3}s^{-1}$]	Incremento netto		K_s [$m^{1/3}s^{-1}$]			
		10%	20%	-20%	-10%	+10%	+20%
Golenali e barre fluviali vegetate	20	2.0	4.0	16.0	18.0	22.0	24.0
Agricole o antropizzate	33	3.3	6.6	26.4	29.7	36.3	39.6
Alveo tra sezioni 57 e 55	35	3.5	7.0	28.0	31.5	38.5	42.0
Alveo tra sezioni 55 e 42	38	3.8	7.6	30.4	34.2	41.8	45.6

4.5.2 Risultati

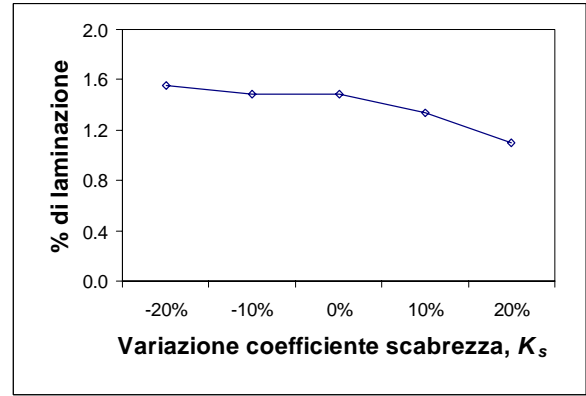
Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con diversi valori variazione del coefficiente di scabrezza. La sensibilità del modello alla variazione del K_s è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito.

Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascun valore del coefficiente di scabrezza K_s utilizzato, considerando i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio di calcolo.

Nella Figura 4.75a vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato mentre le rispettive percentuali di laminazione sono riportate in Figura 4.75b. Quest'ultime sono state calcolate a partire dell'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata al picco in ingresso, pari a $459.5 m^3/s$ e Q_{VALLE} la portata al picco in uscita. Si osserva che la portata liquida al colmo nella sezione di valle presenta una tendenza crescente con l'aumento di K_s mentre la percentuale di laminazione tende a diminuire. Infatti, l'aumento del coefficiente di Strickler produce velocità maggiori (K_s è inversamente proporzionale al n di Manning), una minore escursione del tirante idraulico ed un minore volume di invaso-svaso dell'alveo. Al contrario, la portata solida tende a diminuire in misura trascurabile. Nella Figura 4.76, questo è evidenziato anche nei tempi di propagazione cui valori massimi corrispondono alla riduzione del coefficiente di scabrezza del -20 e -10% che rallenta di più il flusso.



(a)



(b)

Figura 4.75 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.

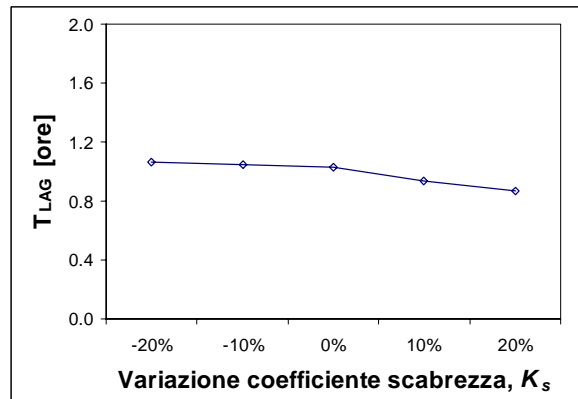


Figura 4.76 Confronto dei valori di tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni di scabrezza.

In Figura 4.77 si può notare la tendenza all'aumentare dei tiranti idraulici al diminuire del coefficiente di scabrezza del -20 e -10%, a causa del rallentamento del flusso, mentre le velocità medie (Figura 4.78) presentano un andamento contrario.

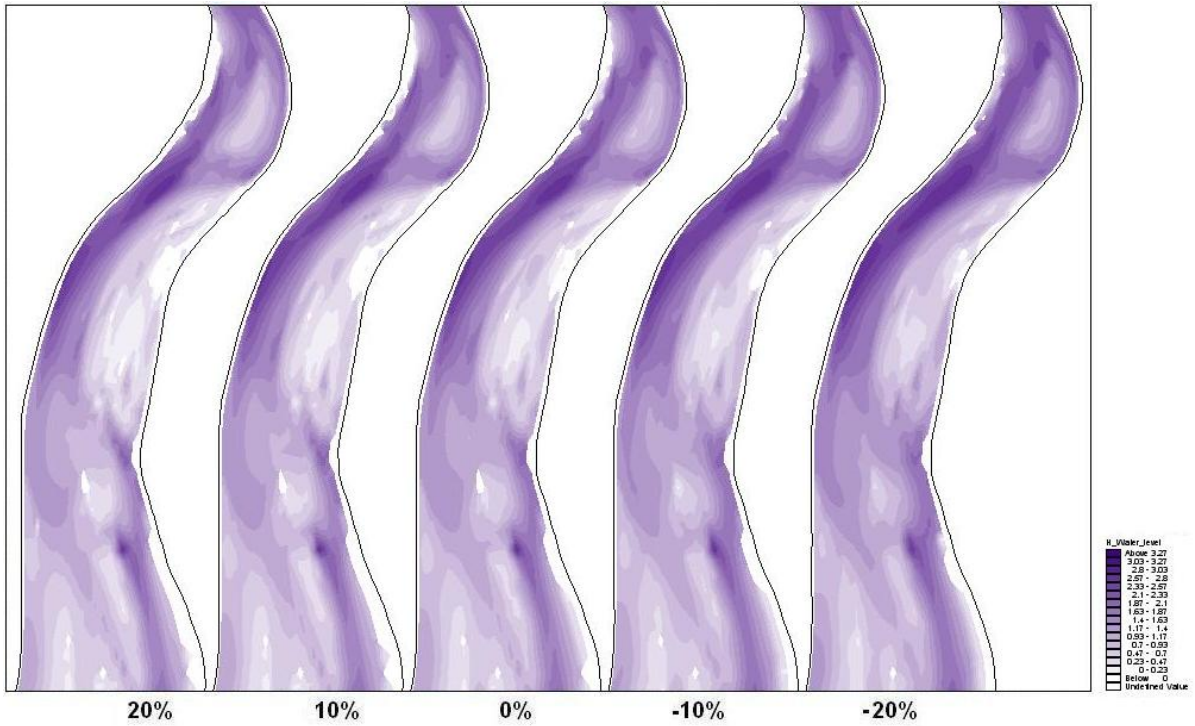


Figura 4.77 Restituzione grafica dal modello della planimetria delle aree allagate per le diverse simulazioni.

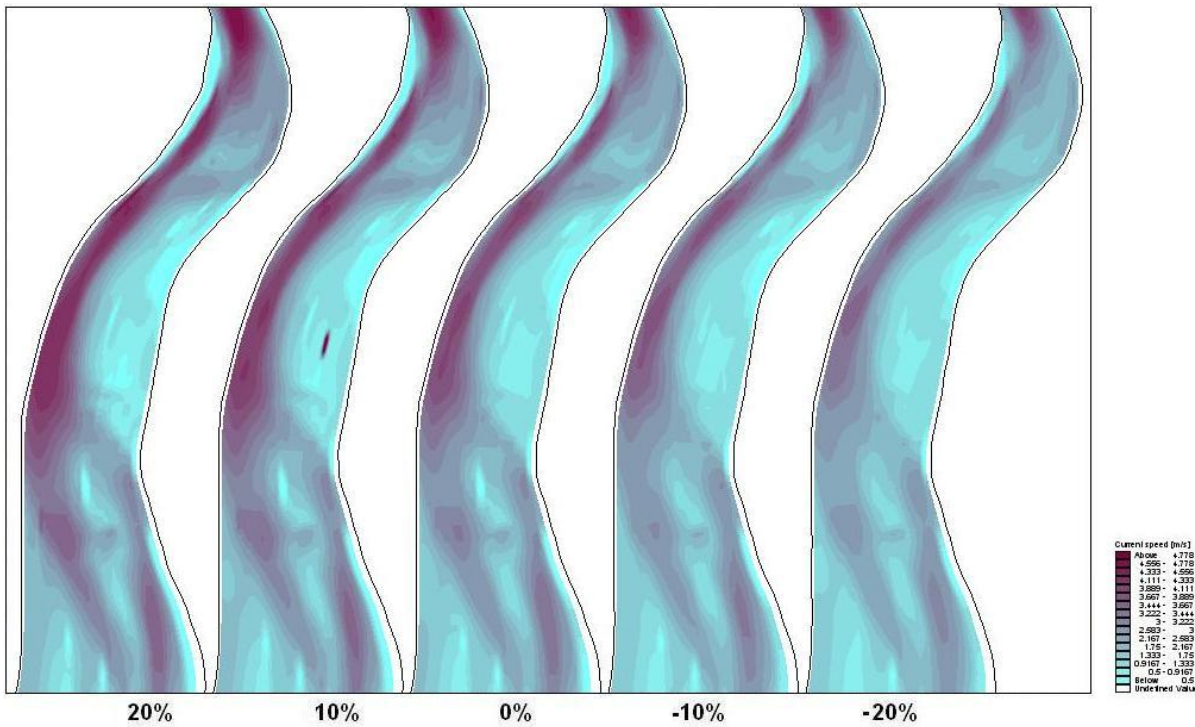


Figura 4.78 Restituzione grafica dal modello della planimetria della velocità media per le diverse simulazioni.

Con riferimento ai massimi valori della portata solida (Figura 4.75a), si osserva una tendenza inversamente proporzionale al valore di K_s e quindi una riduzione del volume

dell'idrogramma solido in uscita (Figura 4.79). È importante notare che al diminuire del coefficiente di scabrezza di Strickler si accentuano i cambiamenti delle quote fondo alveo (Figura 4.80) condizionando la formazione degli elementi geomorfologici caratteristiche del torrente come isole, barre, canali, etc.

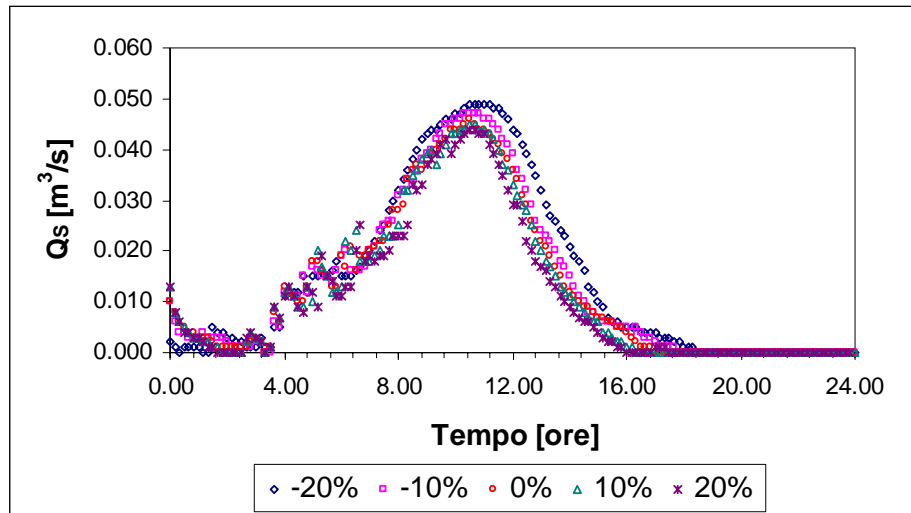


Figura 4.79 Confronto tra idrogrammi di portata solida al variare di K_s nella sezione 43.

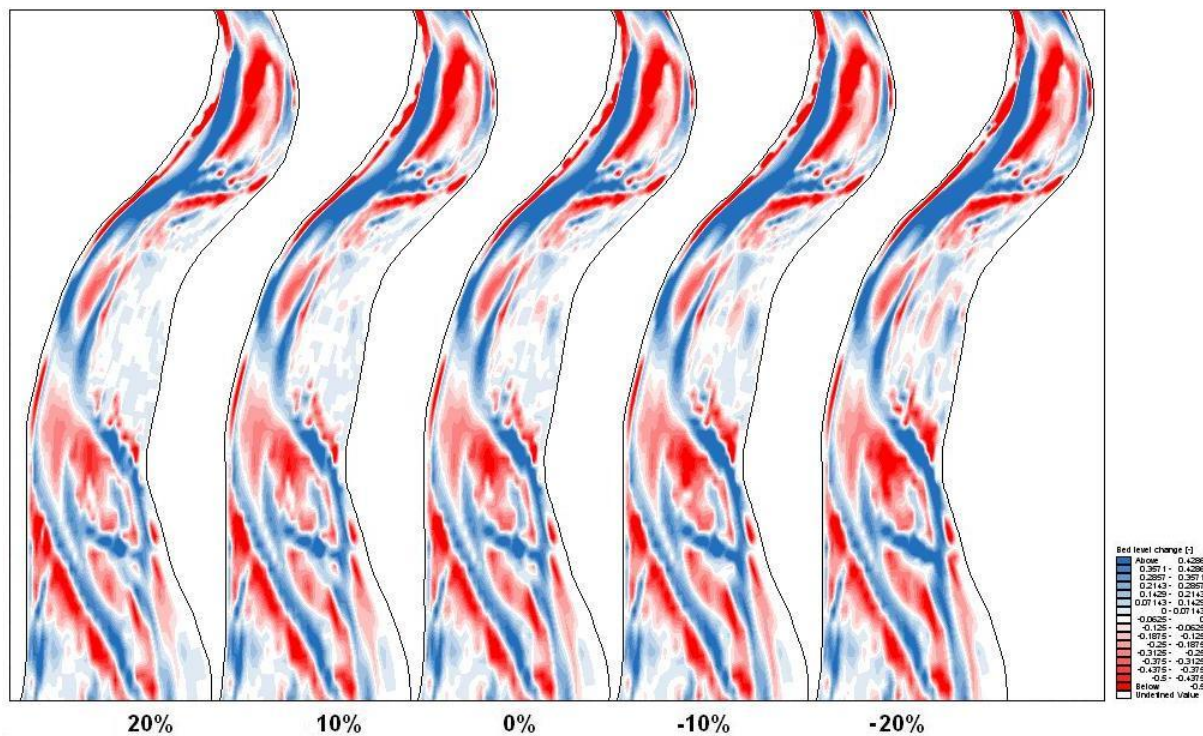


Figura 4.80 Variazioni di quota fondo alveo per tutte le simulazioni.

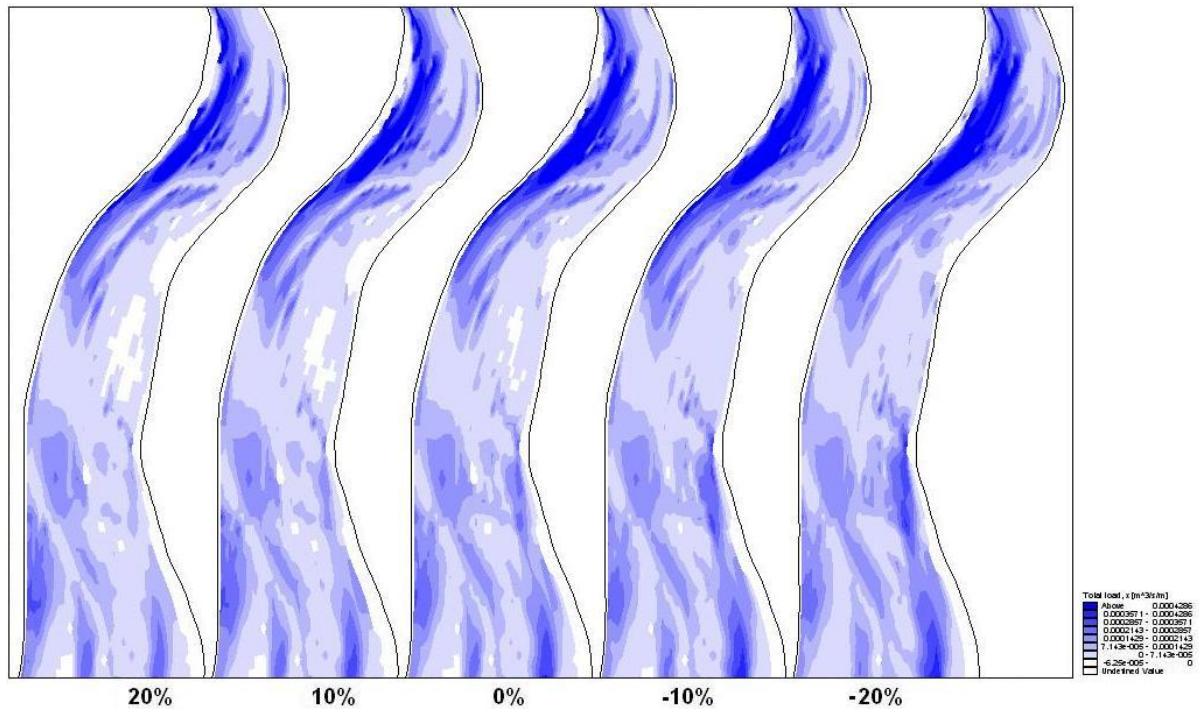
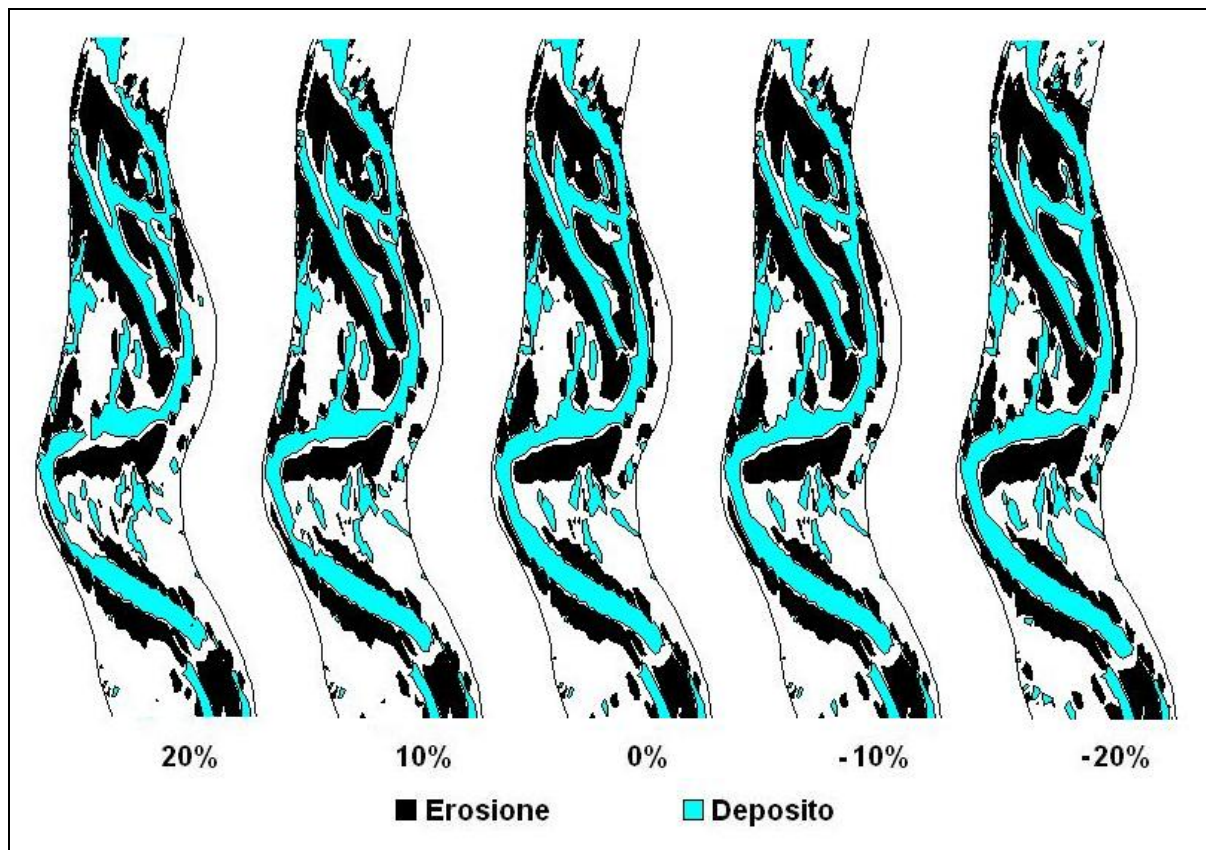
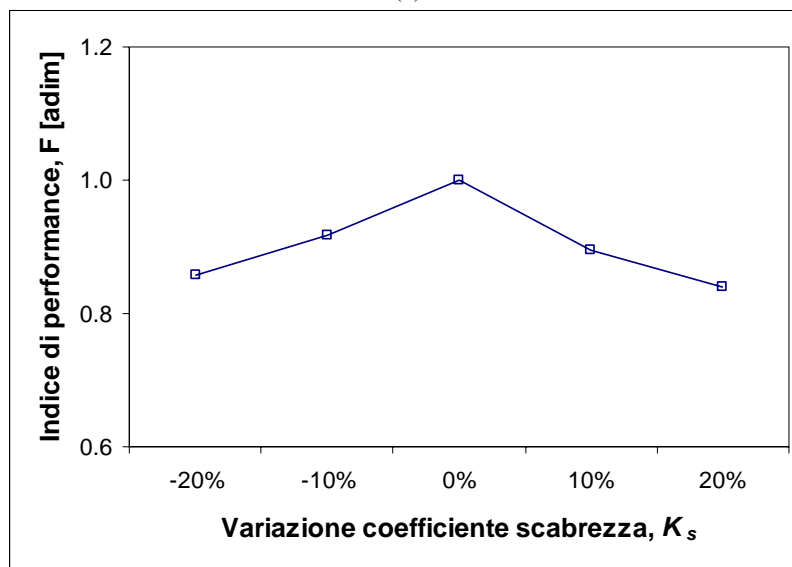


Figura 4.81 Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni.

Per analizzare la sensibilità del modello alla variazione del coefficiente di scabrezza sulla posizione delle zone erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 4.82a), è stato usato l'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso nell'equazione 4.3, considerando come di consueto, i risultati dell'applicazione standard come riferimento. Gli indici di performance (Figura 4.82b), indicano che in genere viene mantenuta una buona rappresentazione delle zone di erosione-deposito (F prossimo a 0.8), con una diminuzione della performance per entrambe le variazioni del 20%. Questo indica che una drastica variazione del coefficiente di scabrezza può alterare leggermente la distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito e pertanto causare un piccolo cambiamento nel trasporto di sedimento, evidenziata dall'entità della variazione della quota del fondo alveo.



(a)



(b)

Figura 4.82 (a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F ; ottenute per le diverse percentuali di variazione di scabrezza.

4.6 DIAMETRO MEDIO DEL SEDIMENTO

La dimensione di una particella solido investita da una corrente liquida costituisce il parametro fondamentale per la capacità della stessa ad opporsi alla forza di trascinamento che tende a metterla in movimento ovvero allo sforzo tangenziale critico che individua lo stato di incipiente trasporto solido.

E' pertanto necessario includere la curva granulometrica del materiale che costituisce l'alveo tra i parametri che condizionano in modo rilevante il trasporto solido e le forme di fondo fluviali.

4.6.1 Metodi di studio

Per valutare l'influenza del diametro della particella nella simulazione del fenomeno del trasporto solido, è stato variato il D_{50} delle frazioni considerate nel presente studio, incrementando e riducendolo rispetto a quello dell'applicazione standard rispettivamente del 10% e 20%. I valori dei diametri modificati corrispondenti alle diverse frazioni considerati nelle simulazioni sono riportati nella Tabella 4.11.

Tabella 4.11 Valori di partenza del diametro medio (D_{50} standard) e gli equivalenti considerando gli incrementi del ± 10 e ± 20 .

Frazione di sedimento	Diametro D_{50} di Partenza [mm]	Percentuale incremento		Diametri, D_{50} , modificati			
		10%	20%	meno 20%	meno 10%	più 10%	pi 20%
1	15	1.5	3	12	13.5	16.5	18
2	30	3	6	24	27	33	36
3	50	5	10	40	45	55	60

4.6.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con i diversi valori del diametro medio del sedimento. La sensibilità del modello alla variazione del diametro medio del sedimento è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito.

Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascuna simulazione con variazione del diametro medio del sedimento, i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio di calcolo.

In Figura 4.83a vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato mentre le rispettive percentuali di laminazione sono riportate in Figura 4.83b. Quest'ultime sono state calcolate a partire dell'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata al picco in ingresso, pari a $459.5 \text{ m}^3/\text{s}$ e Q_{VALLE} la portata al picco in uscita. Si osserva, che tutte le portate al colmo a valle presentano una lieve tendenza

decescente coerente con la riduzione nella percentuale di laminazione della piena in corrispondenza all'aumento del diametro del sedimento. In coerenza, il tempo di propagazione (Figura 4.84) dell'onda diminuisce con l'incremento del diametro del sedimento. Questo può essere spiegato nel fatto che all'aumentare il diametro aumenta la resistenza al moto e quindi diminuisce la portata sia liquida sia solida.

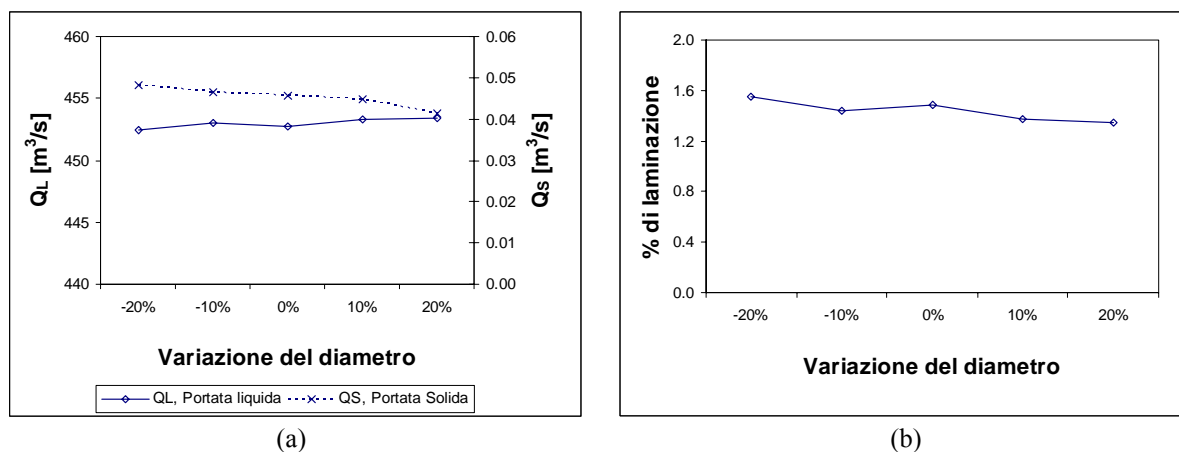


Figura 4.83 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) percentuale di laminazione della piena.

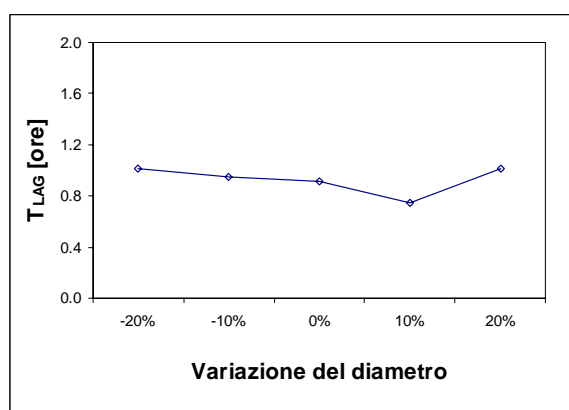


Figura 4.84 Confronto tra valori del tempo di ritardo per differenti diametri medi del sedimento.

Per quanto riguarda le aree inondate si osserva una lieve diminuzione del tirante idraulico (Figura 4.85) ad un aumento del diametro del sedimento coerente con i risultati appena discussi. Il valore della velocità media sembra non risentire la variazione nel diametro medio del sedimento (Figura 4.86).

Analogamente ai risultati idrodinamici, ad una riduzione del diametro medio del sedimento comporta idrogrammi di portata solida moderatamente maggiori (Figura 4.87), ed in conseguenza, una maggiore attività morfologica riflessa nel moderato cambiamento della quota fondo alveo (Figura 4.88) e la movimentazione del sedimento (Figura 4.90). Inoltre, il flusso elicoidale (Figura 4.89) appare non risentire la variazione del diametro medio delle particelle.

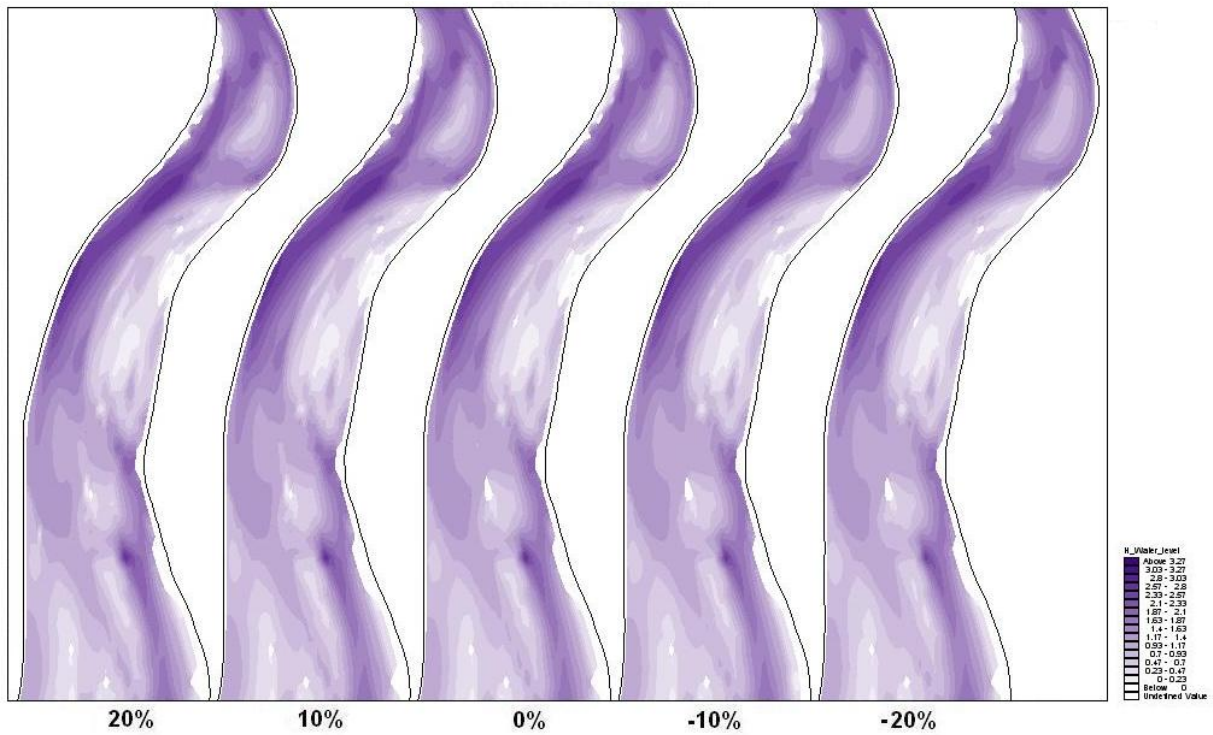


Figura 4.85 Restituzione grafica dal modello della planimetria delle aree allagate per le diverse simulazioni.

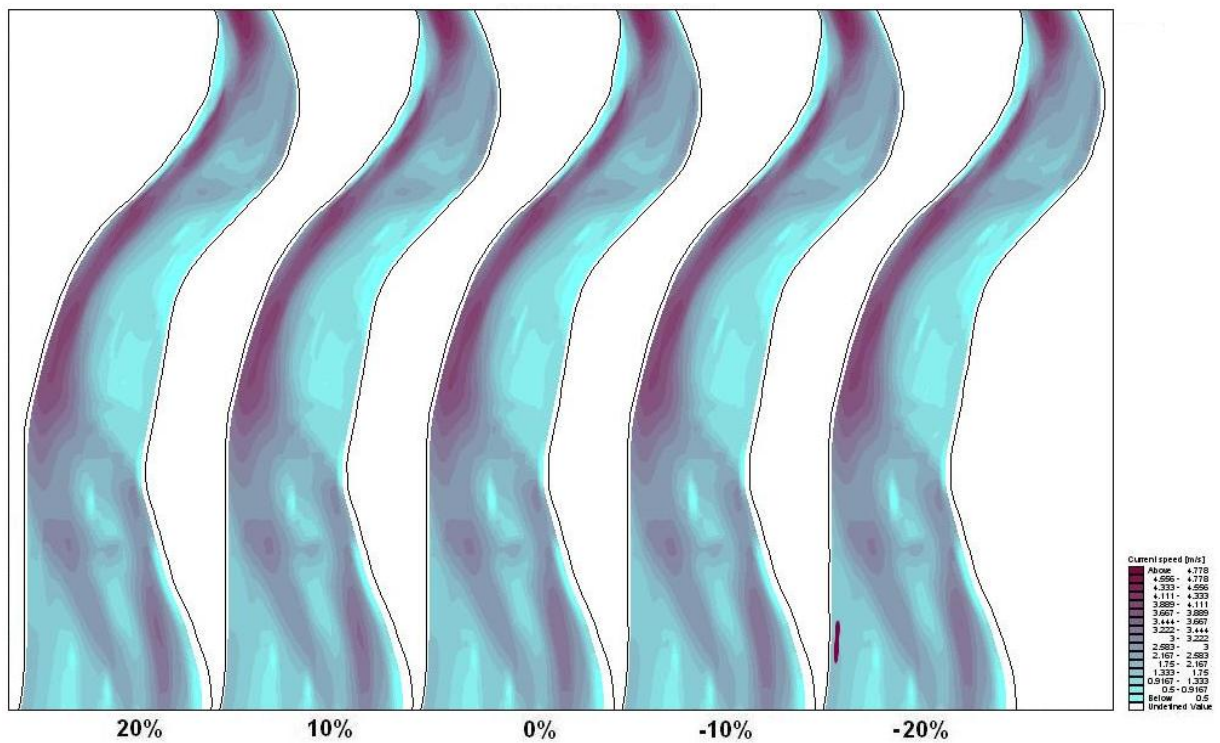


Figura 4.86 Restituzione grafica dal modello della planimetria della velocità media per le diverse simulazioni.

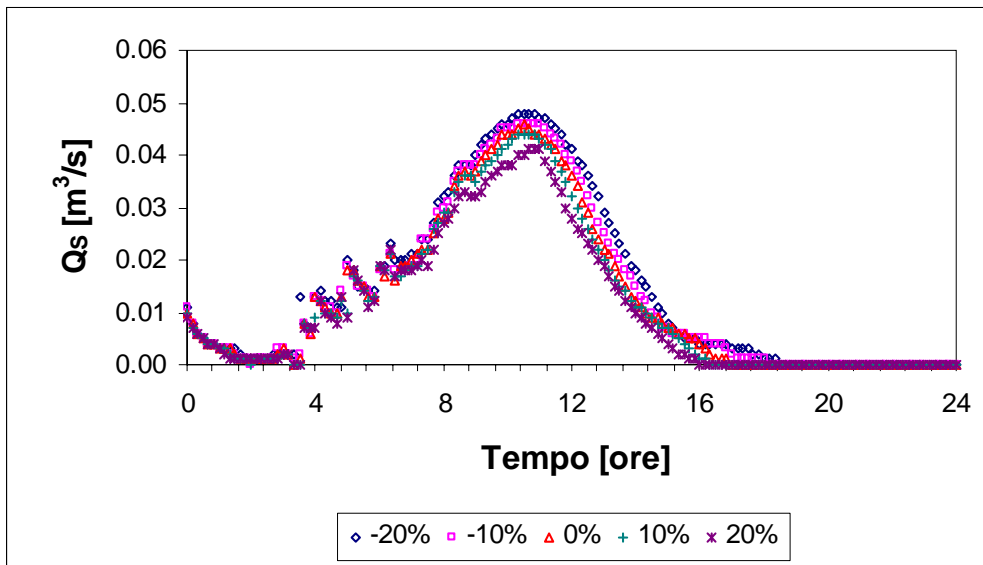


Figura 4.87 Confronto degli idrogrammi di portata solida per le diverse variazioni della scabrezza nella sezione 43.

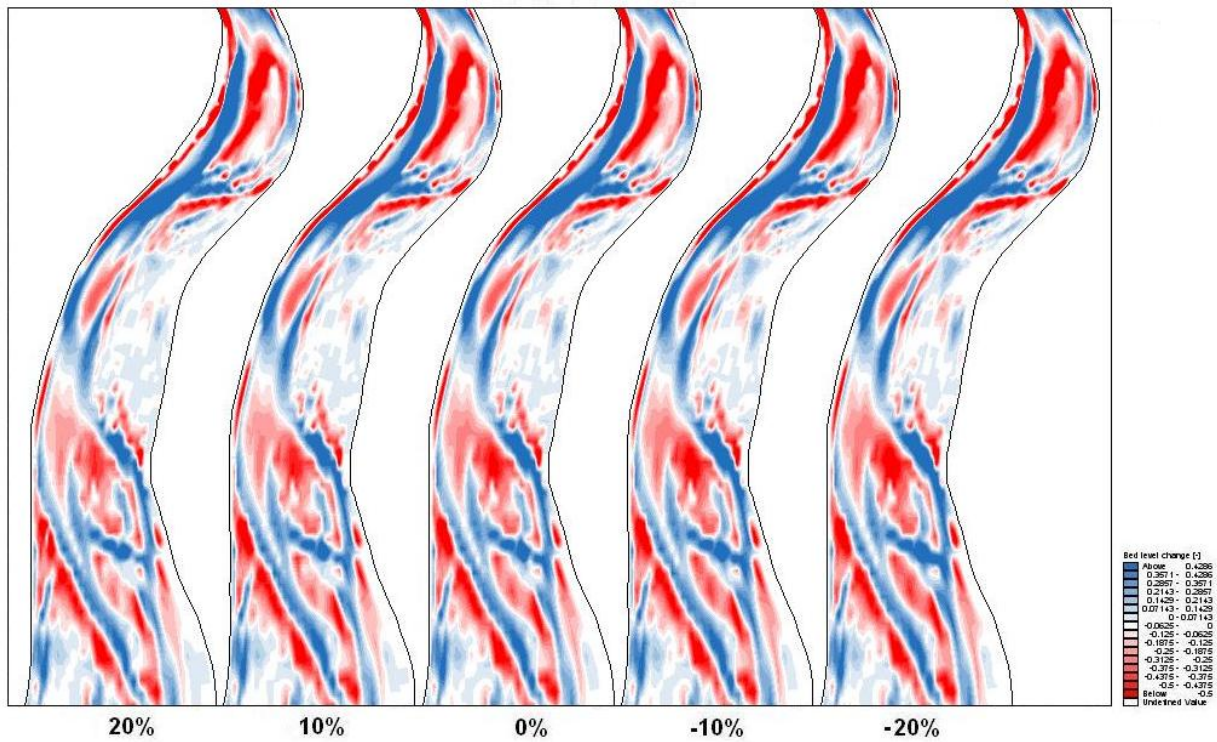


Figura 4.88 Restituzione grafica dal modello della planimetria della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni.

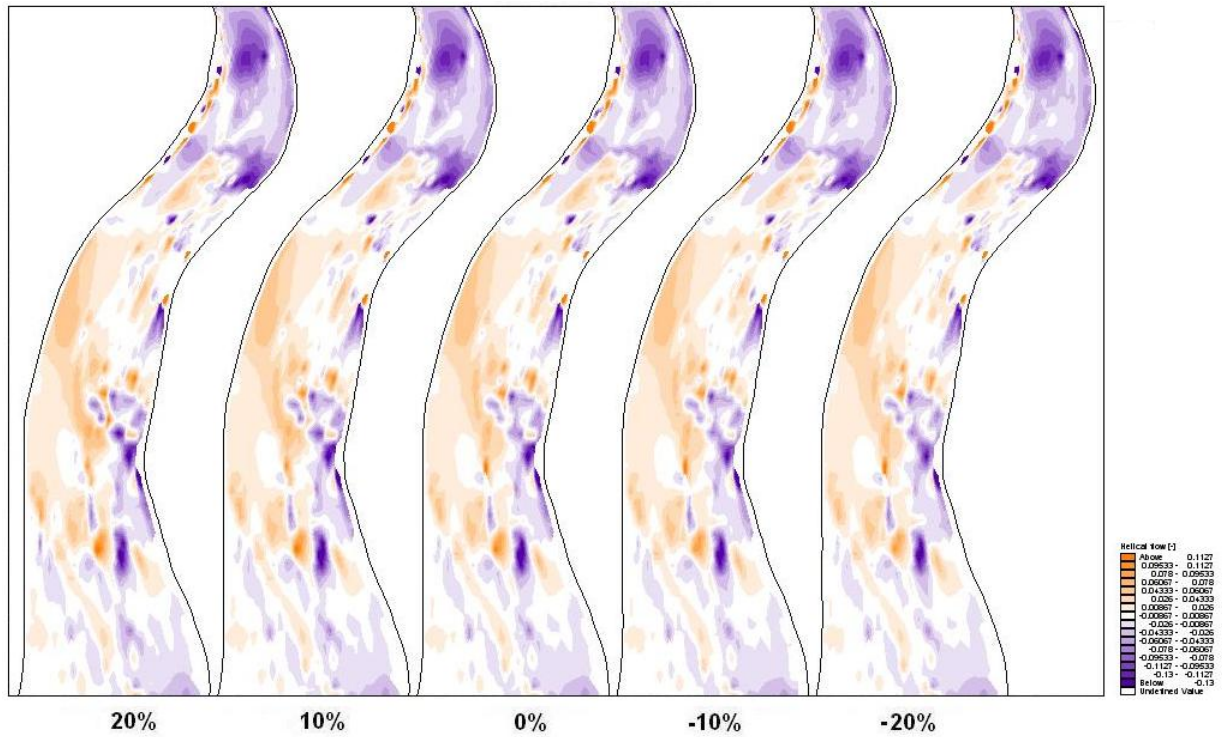


Figura 4.89 Restituzione grafica dal modello della planimetria del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni.

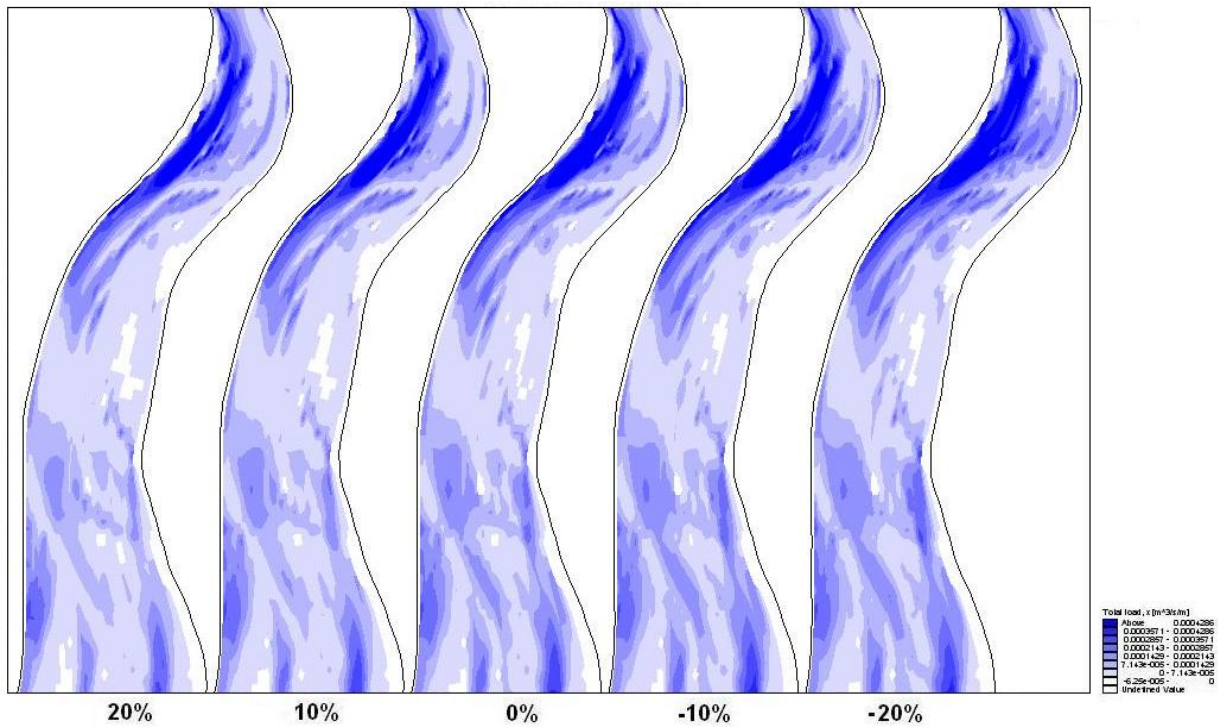
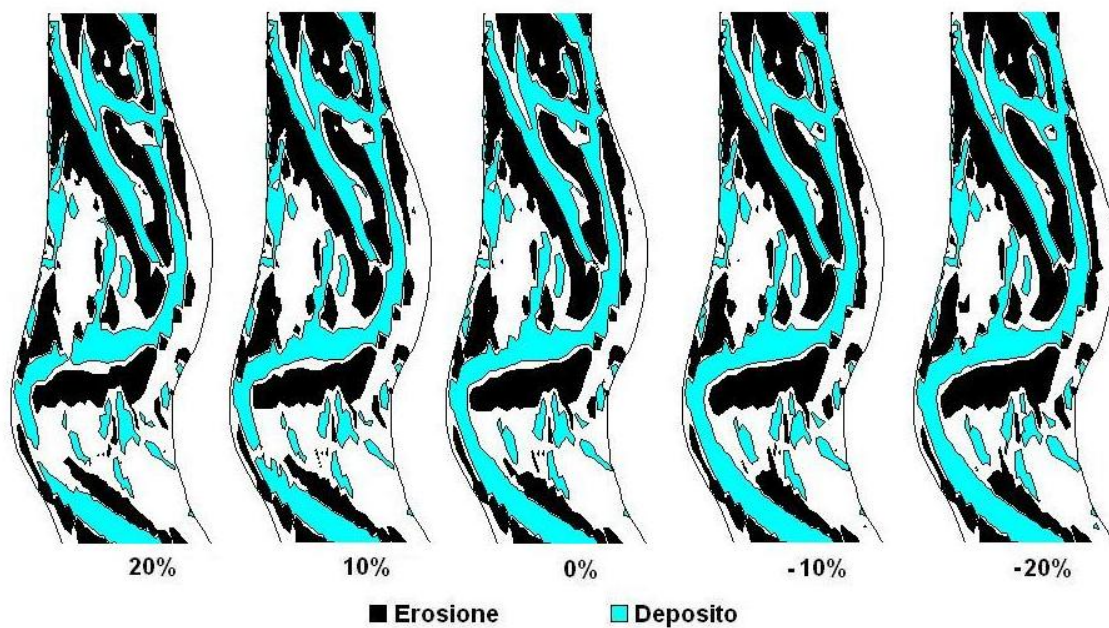
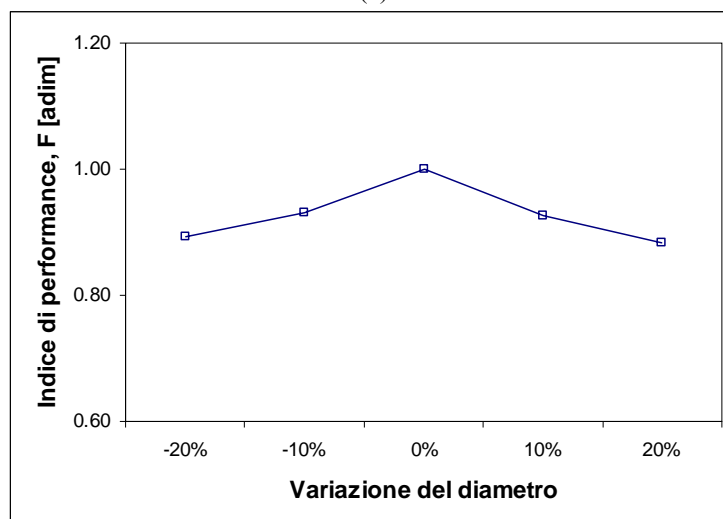


Figura 4.90 Restituzione grafica dal modello della planimetria del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni

Per analizzare la sensibilità del modello alla variazione del diametro del sedimento sulla posizione delle zone erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 4.91a), è stato usato l'indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso nell'equazione 4.3, considerando, come di consueto, i risultati dell'applicazione standard come riferimento. Gli indici di performance (Figura 4.91b), indicano che in genere viene mantenuta una buona rappresentazione delle zone di erosione-deposito (F intorno a 0.91), con una diminuzione della performance (F circa 0.89) per entrambe le variazioni del 20%. Questo indica che una modesta variazione del diametro del sedimento può alterare leggermente la distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito e pertanto causare un piccolo cambiamento nel trasporto di sedimento (Figura 4.90), evidenziata dall'entità della variazione della quota del fondo alveo.



(a)



(b)

Figura 4.91 (a) Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua (b) indice di performance, F ; ottenute con diversi angoli di deviazione del flusso elicoidale.

4.7 VISCOSITÀ TURBOLENTA

Lo scambio della quantità di moto tramite un vortice origina un attrito interno analogo all'attrito nella viscosità del moto laminare, ma opera su una scala molto più grande. Il valore della viscosità turbolenta è circa di $1 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Questo parametro ha un'alta influenza sulla stabilità numerica del modello. Poiché il modello considera un unico valore delle grandezze idrauliche per cella, con questo parametro si tiene conto dello scambio di quantità di moto dovuti alla turbolenze nella cella stessa. La sensibilità della simulazione a tale parametro dipende fortemente dalle dimensioni della cella, se la cella è piccola rispetto alla profondità della corrente allora può essere ignorata. Generalmente il parametro viene posto pari a 1, ma può essere variato in funzione delle dimensioni delle celle per risolvere problemi legati alla stabilità numerica. Nel caso esistano zone in cui il modello incontra difficoltà di convergenza, si procede ad aumentare il valore di questo parametro per stabilizzare la soluzione. In MIKE 21C (DHI, 2005) un valore di viscosità turbolenta uguale a zero (con il quale si trascurano gli effetti delle turbolenze) va troppo a sfavore della stabilità numerica e per questo motivo si raccomanda un valore di circa di $1 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$.

Nelle simulazioni in corsi d'acqua naturali, il coefficiente di viscosità turbolenta nella profondità media ν_t , rappresenta l'influenza delle perdite di energia dovute alle turbolenze alla scala di sub - griglia. Inoltre, il coefficiente include la "viscosità numerica", richiesta per la stabilità, od in modo implicito nello schema numerico o aggiunto in modo parziale (Zanichelli, G. et al., 2004). Per questo motivo, la scelta di un adeguato coefficiente di viscosità turbolenta non può essere basata solamente su considerazioni fisiche. L'incremento del coefficiente di viscosità turbolenta rispetto al valore ottimale, talvolta è richiesto per garantire la stabilità numerica e permettere il raggiungimento di una soluzione stabile, ma se gli vengono assegnati valori troppo elevati, il campo di moto non verrà simulato correttamente. Per canali profondi, sono stati indicati valori di ν compresi tra 2.4 e 14.4 [m^2/s], i quali aumentano in funzione delle dimensioni degli elementi e della natura dinamica del problema (King & Norton, 1978). Questi valori sono molto più grandi di quelli che possono essere calcolati su basi fisiche o misurati in canali regolari. Infatti, per canali regolari, $\nu_t = \alpha \cdot u_* \cdot h$, dove u_* è la velocità di attrito e α il coefficiente adimensionale uguale a 0.07 (e.g., Shiono & Knight, 1991). Nel caso di canali naturali con profondità variabile, questi valori possono aumentare, specialmente nelle golene, che dipendono dal tiranti idraulico; in tali condizioni, Shiono & Knight (1991) hanno riscontrato in laboratorio, in alcuni casi, valori di α maggiori di 10^2 . Ne consegue che α è un parametro geometricamente dipendente (Rodi 1993).

A fine d'evitare l'incertezza nella scelta del valore di ν , si potrebbe applicare un modello di media profondità fisicamente basato sull'approccio di turbolenza, e.g., un modello $k-\varepsilon$ (Rastogi & Rodi, 1978). Questo approccio, quando applicato a problemi di ingegneria fluviale oppure a modelli fisici a grande scala, richiede uno sforzo computazionale notevolmente maggiore, non solo a causa delle equazioni supplementari di $k-\varepsilon$ che devono essere prese in considerazione nel modello di turbolenza per valutare la distribuzione spaziale di ν_t , ma principalmente perché richiede l'uso di griglie a risoluzione elevata al fine di ottenere soluzioni indipendenti dalla griglia. Ulteriori complicazioni possono sorgere nell'analisi di situazioni con contorno variabile nel tempo con aree asciutte-bagnate od in presenza di strutture di regolazione idraulica. Di conseguenza questi modelli non vengono utilizzati largamente in applicazioni pratiche. Così la scelta di un valore di ν_t appropriato, che prende in considerazione gli effetti a scala di sottogriglia, non solo diviene un problema di modello di

turbolenza, ma anche un problema di calibrazione numerica e per questa ragione spesso è assunto come costante (Hardy et al., 2000). Un metodo di calcolo più raffinato potrebbe essere improprio ed anche difficile da calibrare con successo in modelli 2D applicati a corsi d'acqua naturali o in modelli fisici di grande scala che presentano un comportamento tridimensionale del campo di moto, geometria complessa, natura eterogenea della scabrezza delle pareti, ecc. (Shiono & Knight, 1991).

4.7.1 Metodi di studio

Al fine di evidenziare l'influenza della viscosità turbolenta sulla performance del modello, sono state condotte una serie di simulazioni variando tale parametro da 0.0 a 5.0 [m²/s]. Le simulazioni sono state numerate come riportato in Tabella 4.12. Il valore assunto nella simulazione standard corrisponde alla simulazione 2.

Tabella 4.12 Elenco dei valori di viscosità turbolenta considerati MIKE 21C.

Simulazione	Viscosità [m ² /s]
0	0
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5

L'operazione è stata ripetuta per ognuna delle 5 griglie e con la batimetria 'a' descritte nel paragrafo 4.1, per un totale di 30 simulazioni. Per ognuna griglia considerata, la simulazione 2 è stata considerata quella di riferimento e la sensibilità del modello è stata valutata attraverso l'indice di performance calcolato sui risultati ottenuti con le restanti simulazioni.

4.7.2 Risultati

Di seguito si riportano i risultati, in termini idrodinamici e morfologici, ottenuti con il modello propagando l'onda di piena in ingresso. Per completezza verranno posti a confronto i risultati ottenuti con i diversi valori della viscosità turbolenta. La sensibilità del modello alla variazione della viscosità turbolenta è stato valutato usando tre criteri di verifica: a) confronto dei risultati idrodinamici, b) analisi delle variazioni morfologiche lungo il corso d'acqua, c) posizione delle zone di erosione-deposito lungo il corso d'acqua.

Per quanto riguarda i risultati idrodinamici, vengono presentati i confronti, per ciascuna simulazione con variazione della viscosità turbolenta, considerando i seguenti parametri: portate al colmo liquida e solida nella sezioni di valle, tempo di ritardo (o di propagazione) dell'onda, ubicazione planimetrica delle aree allagate e mappa delle velocità di deflusso in alcuni tratti significativi, tiranti idraulici massimi in una porzione rappresentativa del dominio spaziale.

In Figura 4.92 vengono riportati i valori delle portate al colmo liquida (Q_L) e solida (Q_S) in uscita dal tratto indagato mentre le rispettive percentuali di laminazione sono riportate in Figura 4.93. Quest'ultime sono state calcolate a partire dell'equazione 4.21 considerando Q_{MONTE} come la portata al picco in ingresso, pari a 459.5 m³/s e Q_{VALLE} la portata al picco in uscita. Si osserva, che tutte le portate al picco a valle presentano una tendenza decrescente con l'aumento della dimensione della cella, ma considerando il comportamento su una singola griglia non risente grandi cambiamenti al variare della viscosità turbolenta. Le maggiore

differenze si osservano in corrispondenza della griglia 1 per il massimo valore di viscosità turbolenta pari a $5\text{m}^2/\text{s}$. La portata solida al colmo presenta una modesta tendenza decrescente con l'aumento della dimensione de cella. I maggiori scostamenti per i diversi valori della viscosità turbolenta si osservano in corrispondenza della griglia 4.

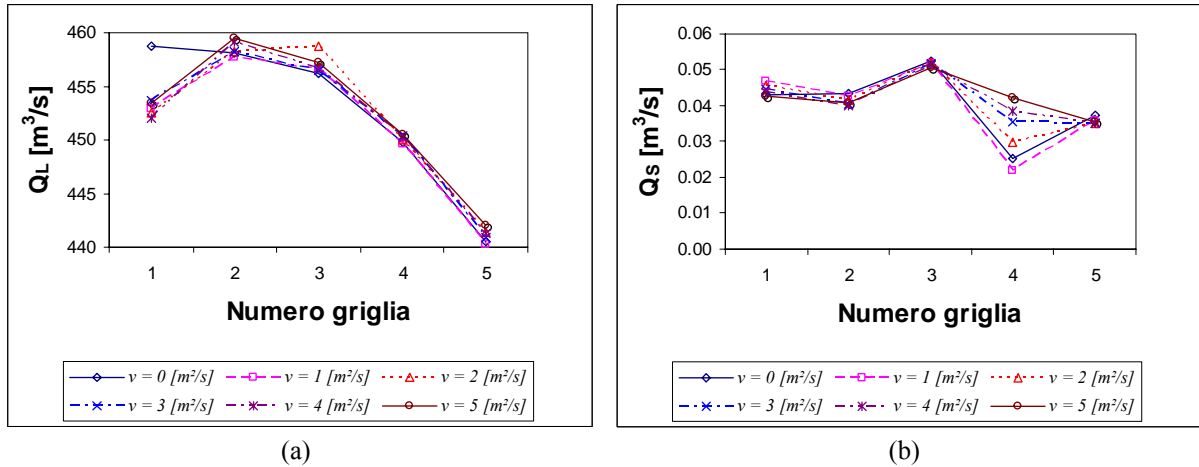


Figura 4.92 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di: (a) portata di picco liquida e solida nella sezione di valle; (b) portata di picco solida nella sezione di valle.

La percentuale di laminazione della piena presenta una tendenza crescente con l'incremento della dimensione della cella, valori piccoli per le griglie più fitte (griglia 1 a 3) e grandi per le meno fitte (griglia 4 e 5). Questo ultimo motivo va ricercato nella risoluzione troppo modesta della griglia 5 che in alcuni tratti è confrontabile con la larghezza del torrente in magra. Per i rispettivi valori della viscosità turbolenta, il tempo di ritardo (Figura 4.93b) aumenta progressivamente dalla griglia 1 alla 5 ma non rivela notevoli cambiamenti con il valore della sua entità. Ad una minore risoluzione della griglia segue un maggiore effetto di smussatura delle irregolarità dell'alveo, con generazione di sezioni trasversali più ampie e tiranti idraulici inferiori. Di conseguenza, si osserva il rallentamento del flusso ed un maggiore effetto di laminazione dell'onda di piena (Figura 4.93a).

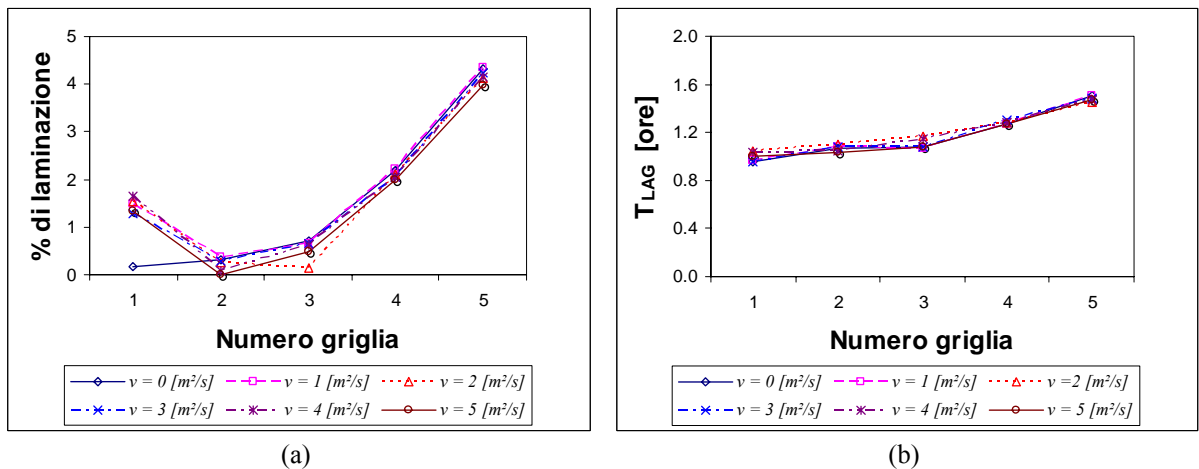


Figura 4.93 Confronto, per le diverse simulazioni, dei valori di (a) percentuale di laminazione (b) tempo di ritardo dell'onda di piena per le diverse variazioni della viscosità turbolenta

In merito alle aree allagate (Figura 4.94) ed alla velocità media (Figura 4.95), si osserva che la variazione della viscosità turbolenta non comporta particolari cambiamenti dei risultati. Qualche variazione si nota nel caso delle griglie di maggiore risoluzione, ma solo per valori estremi della viscosità turbolenta. Questo fatto nei risultati idrodinamici, segno di una modesta sensibilità del modello a tale parametro, è coerente con quello descritto precedentemente. Scostamenti maggiori si ottengono utilizzando la griglia 1, avente la minore dimensione delle celle (griglia a maggiore risoluzione).

Quello precedentemente descritto si osserva di maniera analoga per le altre variabili considerate: variazione quota fondo alveo (Figura 4.96), flusso elicoidale (Figura 4.97) e trasporto solido totale in direzione trasversale al moto (Figura 4.98).

La valutazione circa la sensibilità del modello alla viscosità turbolenta viene, come di consueto, espressa in termini di indice di performance proposto da Horritt, M.S., Bates, P.D. (2001) espresso nell'equazione 4.3, mettendo a confronto l'estensione e la posizione delle zone di erosione e deposito (Figura 4.99).

Il confronto viene eseguito considerando una serie di 6 simulazioni (dalla 0 alla 5) condotte con viscosità turbolenta variabile da 0.00 m²/s a 5.00 m²/s, a partire dalla medesima griglia di calcolo (1÷5). Come simulazione di riferimento (risultato ottimale) viene considerata quella con coefficiente di viscosità turbolenta pari a 2.0 m²/s, indicata come simulazione numero 2, per la quale l'indice di performance assume sempre valore pari a 1.

I risultati, riportati in Figura 4.100, dimostrano come l'indice di performance si mantiene sempre su valori prossimi a 1, segno di una modesta sensibilità del modello a tale parametro. Scostamenti maggiori si ottengono utilizzando la griglia 1, avente la minore dimensione delle celle (griglia a maggiore risoluzione). A partire dalla griglia 3 la sensibilità del modello risulta praticamente nulla.

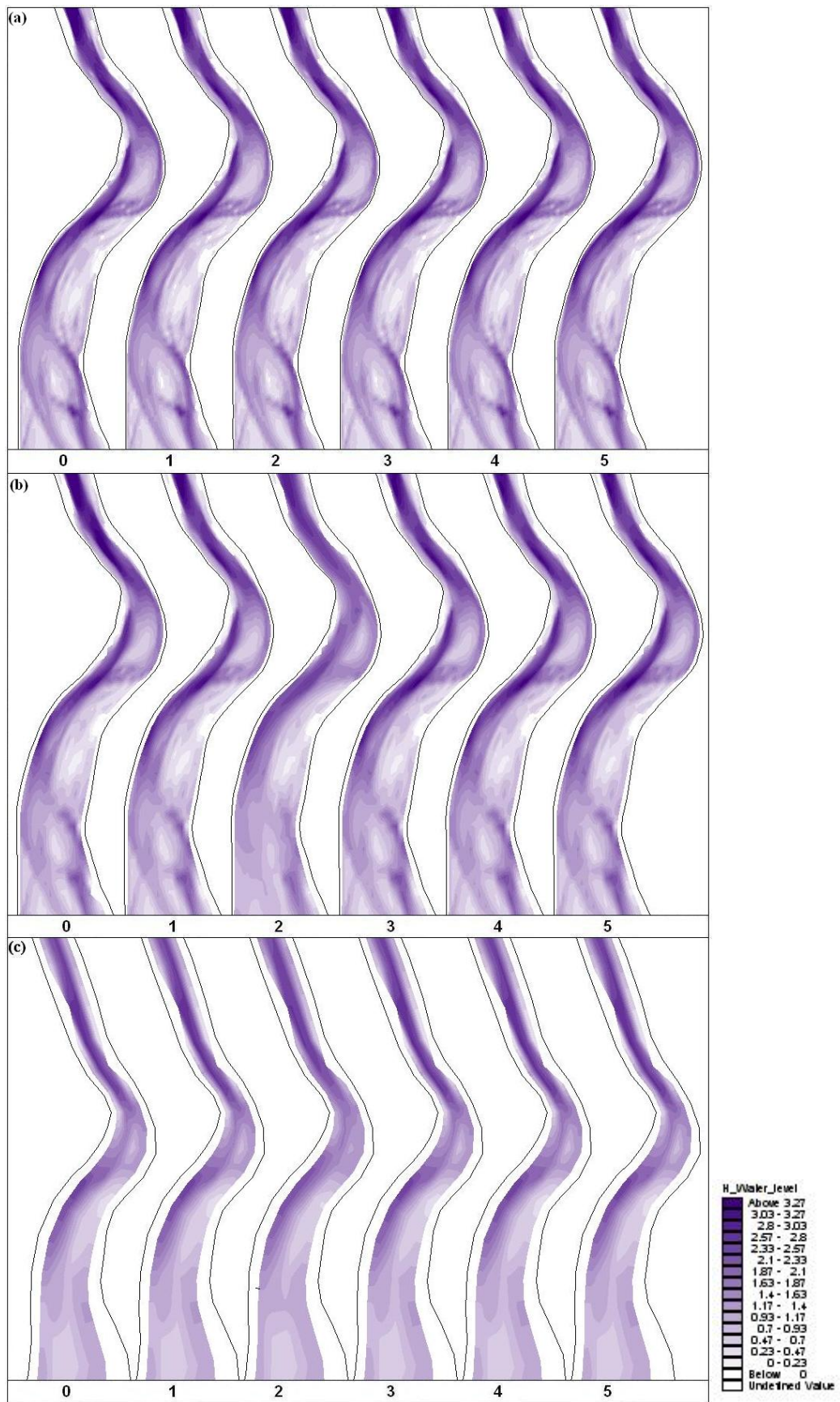


Figura 4.94 Restituzione planimetrica delle aree allagate per le diverse simulazioni utilizzando la

griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).

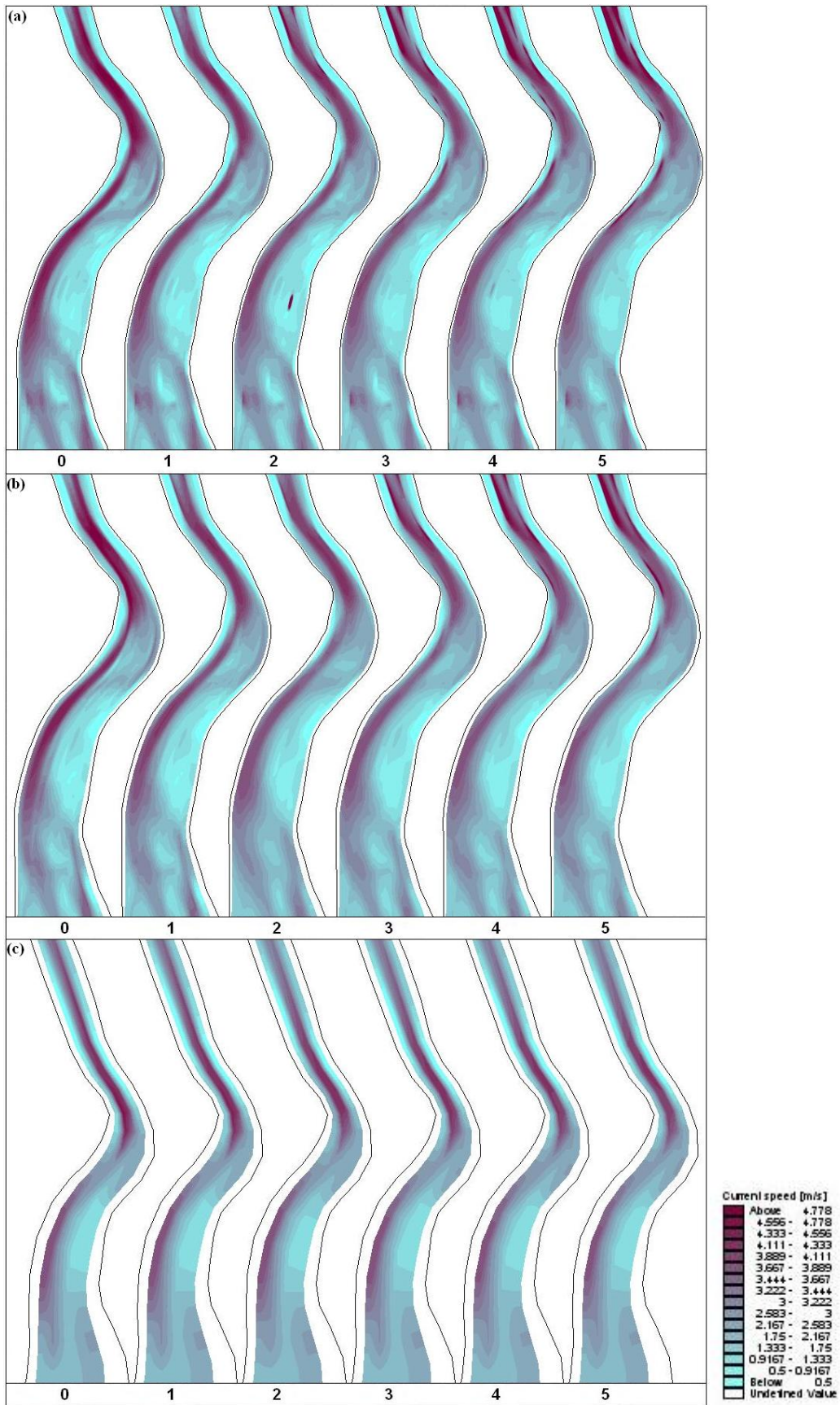


Figura 4.95 Restituzione planimetrica della velocità media per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).

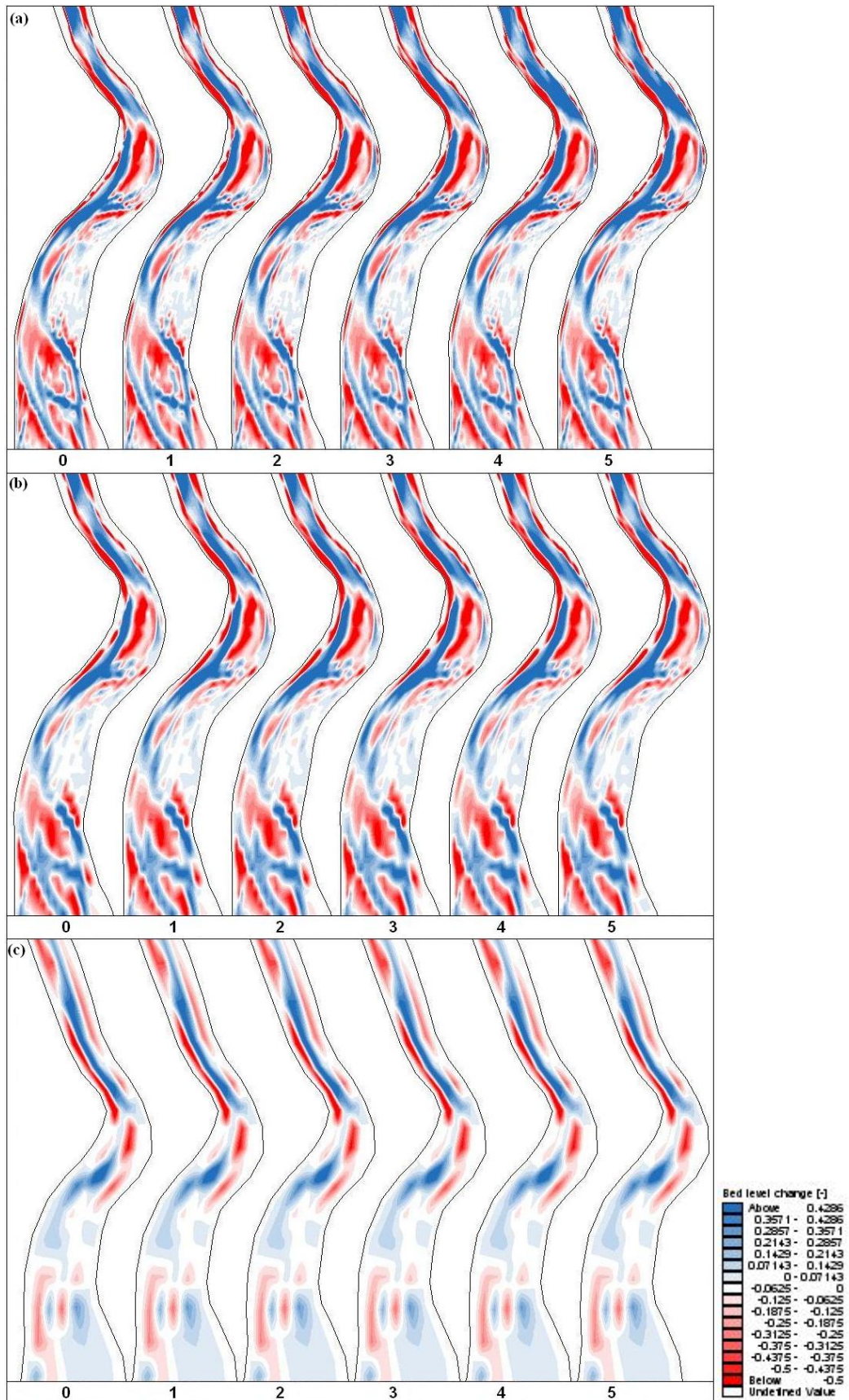


Figura 4.96 Restituzione planimetrica della variazione della quota di fondo alveo (bed level change) per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2 3 (figure a, b, c).

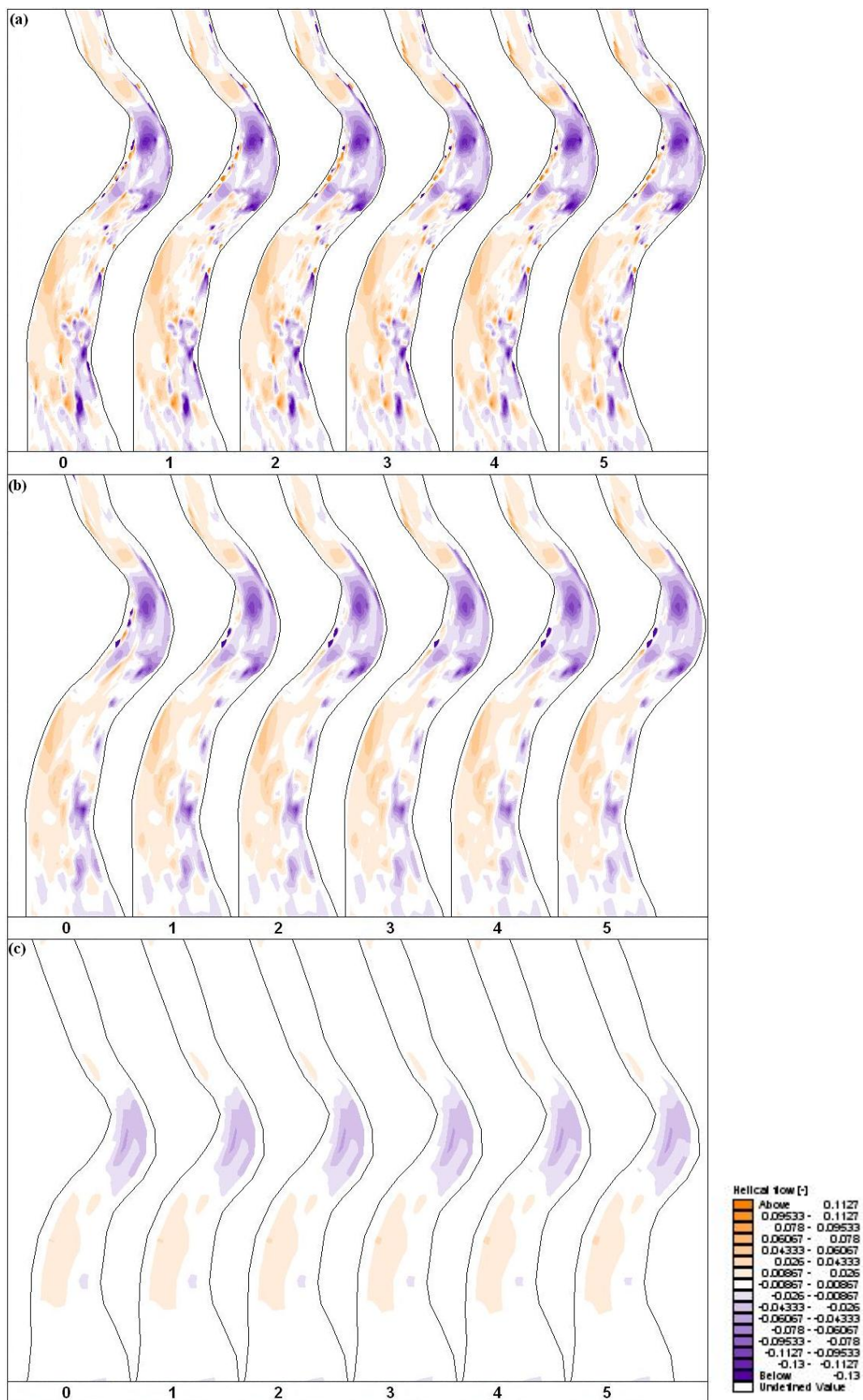


Figura 4.97 Restituzione planimetrica del flusso elicoidale medio per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).

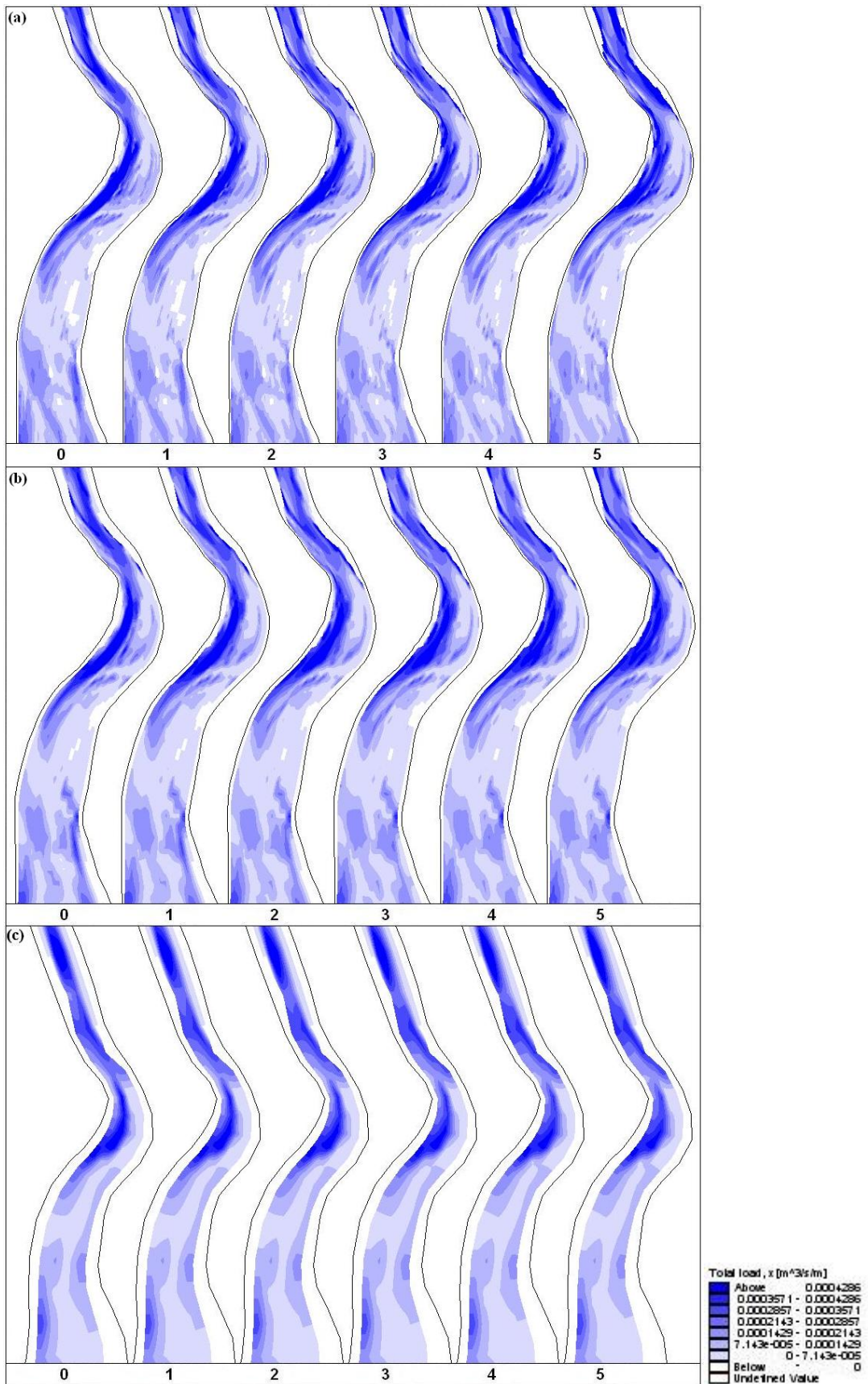


Figura 4.98 Restituzione planimetrica del trasporto solido totale trasversale per le diverse simulazioni utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).



Figura 4.99 Zone di erosione-deposito in a porzione del corso d'acqua utilizzando la griglia 1, 2, 3 (figure a, b, c).

Tenuto conto che ad un valore della viscosità turbolenta pari a $0.00 \text{ m}^2/\text{s}$ corrisponde l'aver trascurato gli effetti delle turbolenze, è possibile concludere che le simulazioni condotte con griglie di scarsa risoluzione non consentono di cogliere tali effetti, indipendentemente dal valore del parametro adottato.

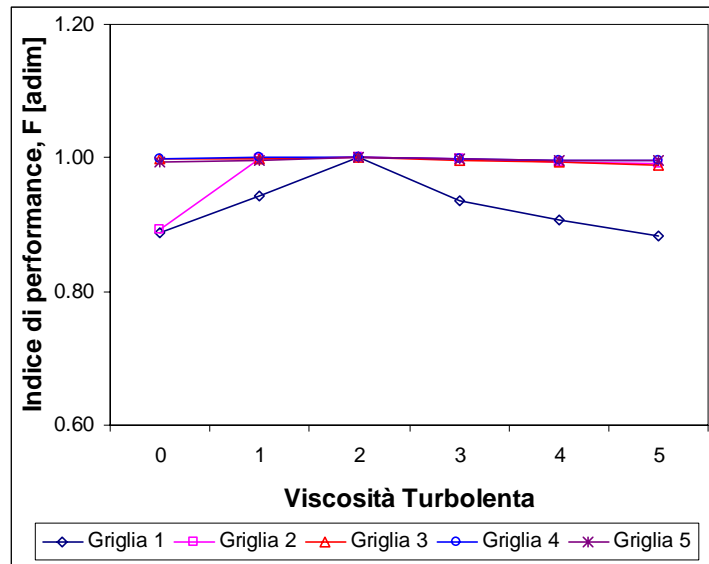


Figura 4.100 Indice di performance, F ; ottenuto con diversi valori della viscosità turbolenta.

4.8 SENSIBILITÀ DELLA FUNZIONE DI SENSIBILITÀ DEL MODELLO

Un confronto finale della sensibilità del modello ai diversi parametri considerati è stato svolto in termini della funzione M , come definita dall'equazione 4.1. Gli scostamenti di tale funzione rispetto al risultato ottimale ottenuto con il set di parametri di riferimento sono stati valutati mediante l'indice di performance applicato sull'estensione e posizione delle zone di erosione-deposito.

Per ogni parametro sono state imposte variazioni di entità giustificata o dalla reale incertezza con la quale è noto il parametro (scabrezza, diametro del sedimento, coefficienti di pendenza trasversale, coefficiente di intensità del flusso elicoidale, formulazione di trasporto solido adeguata), della stabilità numerica (viscosità turbolenta) o del dettaglio topografico disponibile.

La sensibilità della funzione di modello M è stata definita come $1 - F$, dove F è l'indice di performance, in modo che ad una maggiore variazione dei risultati ottenuti corrisponda un valore maggiore. I valori della sensibilità sono messi a confronto in Figura 4.101.

Il grafico, dato il modo con cui è stato costruito, è rappresentativo dell'incertezza dei risultati ottenuti dal modello come conseguenza dell'imprecisione con cui è noto ogni singolo

parametro o a causa della mancanza di una adeguata informazione topografica o dall'errata scelta della formulazione di trasporto solido utilizzata.

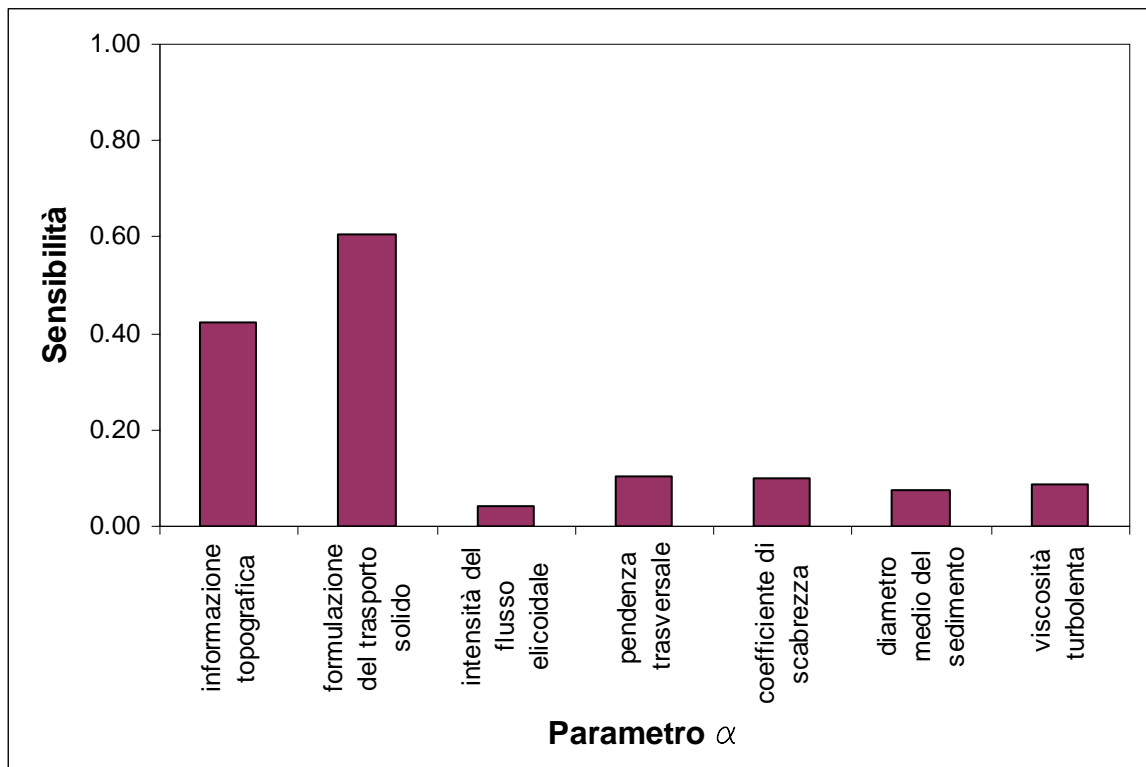


Figura 4.101 Sensibilità della funzione di modello M , ai vari parametri.

Si noti come una non adeguata informazione topografica produca una notevole degradazione della qualità del risultato, come peraltro era lecito attendersi. La cosa interessante è la forte sensibilità alla formulazione di trasporto solido utilizzata, che si presenta di entità ancora maggiore. In altri termini, l'errata scelta di questa formulazione può vanificare lo sforzo sostenuto per l'esecuzione di rilievi topografici alquanto costosi. Appare evidente la necessità di approfondire la conoscenza delle singole espressioni della capacità di trasporto solido, soffermandosi sulle modalità con le quali gli autori sono pervenuti alle loro definizioni, alle caratteristiche dei corsi d'acqua nei quali sono state sperimentate e di valutare la corrispondenza di tali ambiti con quello in esame.

Gli scostamenti dovuti all'incertezza con cui vengono valutati i restanti parametri si presentano dello stesso ordine di grandezza e comunque di entità piuttosto contenuta.

5 CONFRONTO TRA MODELLI

Nel campo dell'ingegneria idraulica è frequente la necessità di affrontare problematiche connesse all'evoluzione morfologica fluviale al fine delle applicazioni ingegneristiche e della progettazione di opere di difesa, infrastrutturali o ambientali. Quando il rispetto della dinamica evolutiva naturale riveste un vincolo fondamentale nella costruzione di una qualsiasi opera in alveo, o anche per un normale intervento di manutenzione straordinaria, si rende indispensabile prevedere le conseguenze delle azioni intraprese sul regime idraulico, specialmente per quanto attiene alla capacità di trasporto solido.

Se l'intervento è orientato alla correzione di una evoluzione fluviale non compatibile con il territorio circostante o di un trend evolutivo modificato da una precedente azione antropica, ci si trova di fronte al quesito di come ricondurre la dinamica evolutiva verso la forma originaria mentre, se l'intervento viene realizzato a servizio di una nuova infrastruttura o di una difesa idraulica, l'intento è quello di non interferire con il naturale processo morfodinamico. In ogni caso, la comprensione delle condizioni al contorno che governano i processi fluviali in atto, rappresenta il passaggio propedeutico a qualsiasi forma di azione, strutturale e non, per il conseguimento dell'obiettivo.

A seguito della crescente sensibilità verso le tematiche ambientali osservata negli ultimi anni, il vincolo del rispetto dell'ambiente è divenuto sempre più rilevante ai fini della scelta di una alternativa progettuale rispetto ad un'altra o nella adozione di una politica di gestione del territorio e, di conseguenza, l'analisi evolutiva fluviale è divenuta un'attività di studio richiesta anche nella progettazione di opere di importanza ordinaria. Gli strumenti di analisi, specie quelli modellistici, hanno, da un lato, raggiunto livelli elevati di sofisticazione e, dall'altro, sono divenuti mezzi di lavoro usuali anche in ambito professionale.

in questo momento che l'ingegnere deve valutare gli strumenti software a sua disposizione e prendere una decisione su quale di questi utilizzare per rappresentare e simulare il caso di studio. Per una corretta impostazione dello studio, è necessario essere consapevoli di "cosa" e "come" si deve modellare ed è in questa fase che sorgono le domande più frequenti. È sufficiente un'approssimazione del tipo uni-dimensionale per cogliere gli aspetti fondamentali della dinamica del corso d'acqua? È conveniente usare un modello 1D a partire da una informazione topografica tradizionale, come le classiche sezioni trasversali, o un modello 2D basato su informazioni maggiormente complesse ed elaborate, capaci di dare origine a griglie curvilinee, rettangolari, triangolari, ecc.? Come si può scegliere tra diversi modelli bidimensionali? Quali parametri sono maggiormente significativi nella rappresentazione dei processi di erosione-deposito? In questo capitolo si tenterà di dare risposta alle prime tre domande mentre la discussione su come dare una risposta alla quarta domanda è stata riportata nel capitolo precedente.

Nei seguenti paragrafi viene riportato il confronto tra il MIKE 21C con il modello monodimensionale HEC –RAS e con il modello bidimensionale CCHE2D.

5.1 CONFRONTO TRA I MODELLI MIKE 21C E HEC-RAS

Il modo migliore per valutare le differenze nell'analisi di un corso d'acqua ottenuta con l'ausilio di un modello matematico bidimensionale ed uno monodimensionale è quello di

affrontare lo studio di uno stesso tratto fluviale con entrambi i modelli. A tal fine, in questo paragrafo, sono stati utilizzati il modello MIKE 21C ed il modello HEC-RAS, applicandoli al tratto del torrente Torre descritto in precedenza.

Naturalmente due modelli matematici così diversi richiedono una diversa rappresentazione del dominio fisico di calcolo e pertanto, l'elaborazione di una griglia curvilinea piuttosto che di una serie di sezioni trasversali, richiede una base topografica differente, non solo per la densità dell'informazione disponibile, ma anche per la differente tecnica di rilievo. Le differenze tra i risultati ottenuti, e riportati nelle seguenti pagine, devono essere considerati anche alla luce di questo aspetto.

5.1.1 Metodi di studio

Tra le varie simulazioni condotte con il modello MIKE 21C, finalizzate all'analisi di sensibilità riportata nel precedente capitolo, vengono qui considerate quella realizzata con le impostazioni standard, come descritto nel paragrafo 3.1.11, che considera i dati topografici LiDAR (batimetria 'a'), e quella realizzata a partire del rilievo topografico delle sezioni trasversali (batimetria 'd'). La prima configurazione è stata adottata in quanto rappresenta l'impostazione in grado di fornire i risultati più aderenti alla realtà mentre la seconda è stata considerata in quanto la più simile alla configurazione utilizzata da HEC-RAS e quindi interessante al fine di un confronto tra risultati. È importante ricordare che il modello MIKE 21C, in ogni caso, richiede una rappresentazione del dominio di calcolo di tipo distribuito in senso spaziale.

Il modello uni-dimensionale HEC-RAS è stato implementato sulla base dell'informazione topografica ottenuta da un rilievo tradizionale, ovvero realizzato mediante rilievo di una serie di sezioni trasversali, riportato nel paragrafo 2.2. Queste sezioni trasversali, unitamente alle opere idrauliche trasversali (briglie) e infrastrutturali (ponti), hanno permesso la ricostruzione della geometria del modello, affinata mediante un'operazione di interpolazione tra sezioni per coprire i tratti dove la densità di informazione era scarsa e per ridurre il passo spaziale di integrazione.

Sulla base dei risultati ottenuti per l'individuazione delle classi di uso del suolo (BETA Studio srl, 2006e), sono stati definiti due tipi di scabrezza: alveo attivo (canale di magra) ed alveo inattivo (sponde, aree golenali vegetate o ad uso agricolo). Il limite tra l'alveo attivo e l'alveo inattivo è stato assegnato attraverso l'impostazione delle *bank stations*, dopo averlo individuato con l'ausilio delle ortofoto disponibili.

Al fine dell'implementazione del modello HEC-RAS, sono stati così individuati i coefficienti di scabrezza di Manning da associare alle diverse classi di uso del suolo, come riassunto in Tabella 5.1, in analogia a quanto già esposto per il modello MIKE 21C (Tabella 3.3).

Per entrambi i modelli, come condizioni al contorno di monte, è stato assegnato l'andamento temporale delle portate, utilizzato nelle applicazioni precedenti (Figura 3.8). Come condizione di valle si è imposto l'andamento temporale dei livelli idrometrici, precalcolato sulla previsione dell'idrogramma in uscita e sulla scala delle portate della sezione di valle ottenuta nell'ipotesi di moto uniforme (Figura 3.9). La simulazione è stata eseguita per una durata di 24 ore.

Oltre alle condizioni al contorno relative alla fase liquida è stato necessario definire le condizioni al contorno morfologiche. Presso la sezione di monte è ubicata la traversa di Zompitta che determina il trattenimento di tutto il materiale solido trasportato al fondo in arrivo. Di conseguenza, come condizioni al contorno di monte, è stata assegnata, per entrambi

modelli, la condizione “*equilibrium load*”, avendo aggiunto un tratto iniziale orizzontale in modo da ridurre su valori prossimi a zero, la concentrazione solida in ingresso. Tale condizione impone la variazione nulla del fondo (*bed level change = 0*) pertanto tutto il materiale in arrivo da monte viene trasportato verso valle, escludendo fenomeni di deposito e di erosione che potrebbero provocare instabilità durante la simulazione. La stessa condizione è stata imposta come condizione al contorno morfologica di valle.

Tabella 5.1 *Subtratti omogenei del torrente Torre caratterizzati da un valore, del coefficiente di scabrezza (BETA Studio srl, 2006a).*

Sezioni		Subtratti	n di Manning [m-1/3s]	
da sez	a sez		canale attivo	canale inattivo
57	55	1	0.0286	0.05
55	42	2	0.0263	0.05

Inoltre, sono state inserite le curve granulometriche raccolte nello studio realizzato da BETA Studio srl (2006b) con i rispettivi diametri caratteristici e si è specificato uno spessore massimo erodibile di 10 m lungo tutto il tratto eccetto che nelle sezioni corrispondenti alle opere idrauliche e alle altre strutture.

Oltre ai parametri considerati, per quanto riguarda il trasporto solido che coinvolge il materasso ghiaioso, sono state utilizzate, tra quelle disponibili, le formule empiriche comuni in entrambi modelli. Queste formule sono quello di Engelund & Hansen, Meyer - Peter & Müller e Yang (ghiaia).

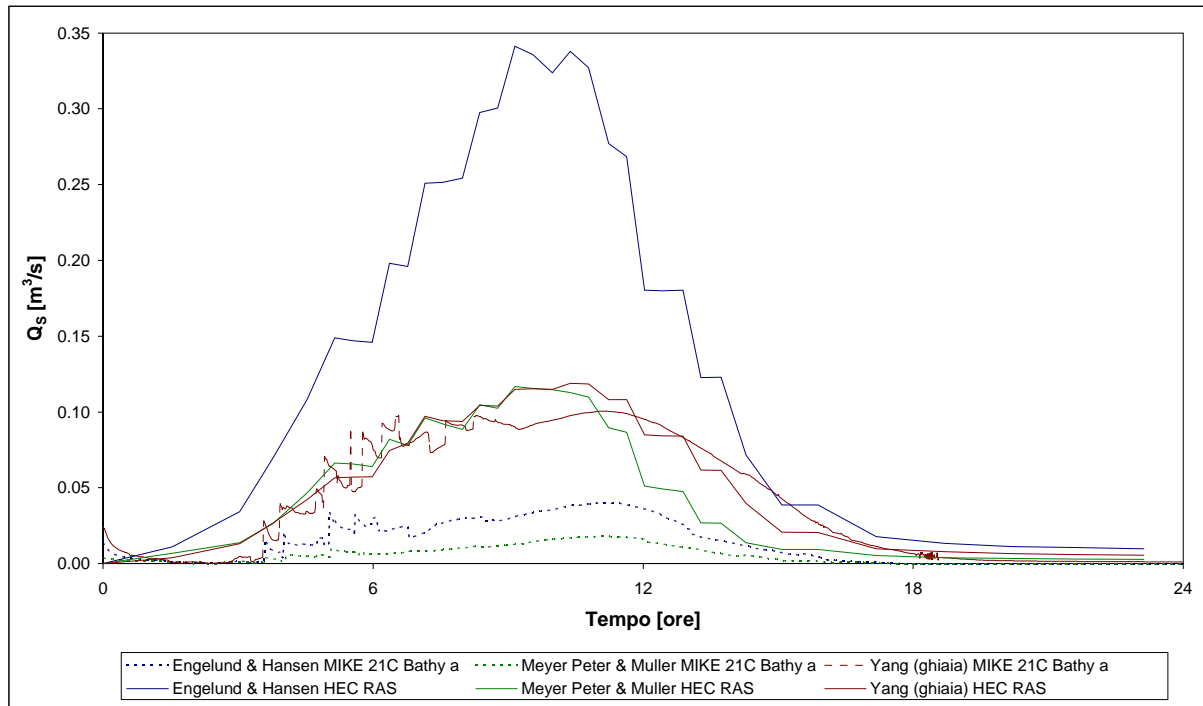
5.1.2 Risultati

L’analisi dei risultati consiste nel confronto degli idrogrammi della portata solida, dei profili longitudinali del fondo alveo e delle sue variazioni tra lo stato iniziale e finale, ottenuti con le diverse formule di trasporto solido con entrambi i modelli.

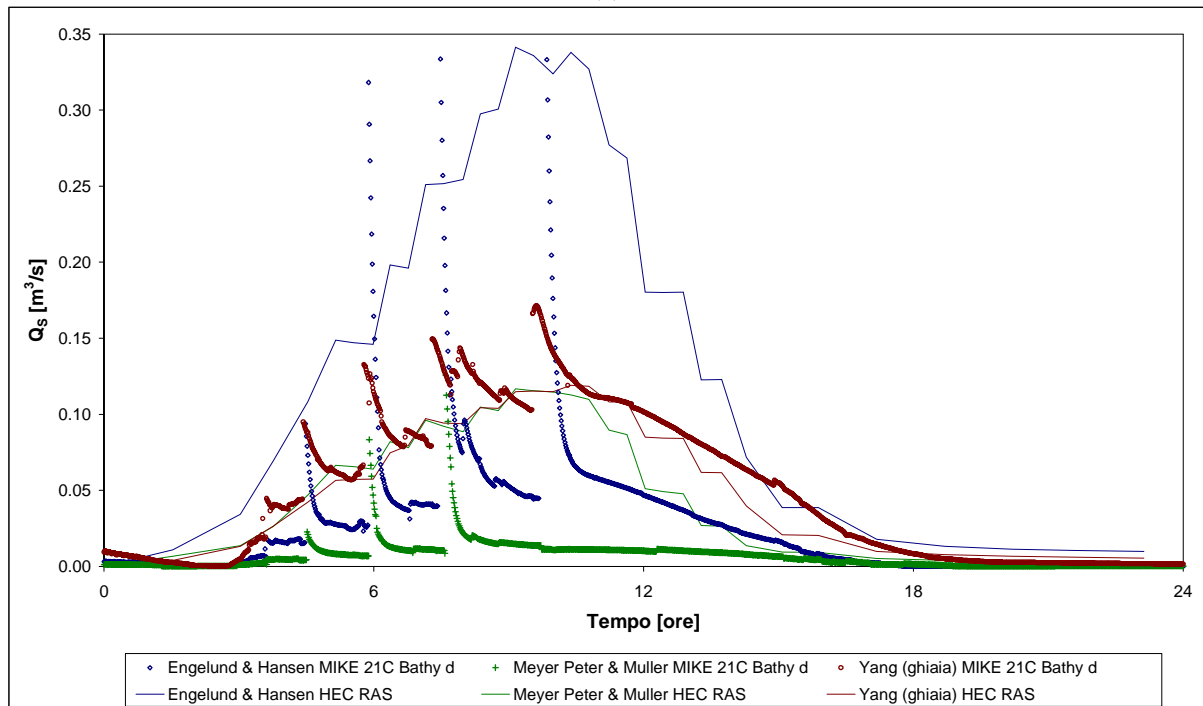
Per quanto riguarda gli idrogrammi della portata solida, vengono presentati, in Figura 5.1, i confronti tra quanto ottenuto con ciascuna formulazione di trasporto solido, per entrambi i modelli, con riferimento alla sezione 43, ubicata nella parte valliva del tratto fluviale indagato. In Figura 5.1a gli idrogrammi della portata solida calcolati da HEC-RAS vengono messi a confronto con quelli calcolati da MIKE 21C, utilizzando la batimetria ‘a’. Si può osservare come gli idrogrammi ottenuti con il MIKE 21C sono piuttosto differenti da quelli ottenuti con HEC-RAS, con una tendenza ad essere inferiori a questi. Valori confrontabili si ottengono solamente con la formula di Yang. In Figura 5.1b, i risultati di HEC-RAS vengono messi a confronto con quelli di MIKE 21C utilizzando la batimetria ‘d’, in termini di valori medi, si possono trarre le medesime conclusioni. In questo caso, tuttavia, si notano alcuni picchi di trasporto solido segno di una forma di instabilità numerica durante l’elaborazione.

La cosa può essere spiegata ricordando che la batimetria utilizzata è stata ricostruita a partire da sezioni trasversali d’alveo relativamente distanti tra loro, con l’aggiunta di una serie di direttrici planimetriche di interpolazione che hanno avuto il risultato di ottenere un modello del terreno perfettamente regolare in senso longitudinale e di produrre canali di flusso elementari affiancati aventi medesima pendenza longitudinale. Tale regolarità produce il superamento contemporaneo della soglia di incipiente trasporto solido da parte di un elevato numero di celle appartenenti alla medesima sezione trasversale. L’instabilità osservata è infatti

simile a quella che si può osservare durante una qualsiasi elaborazione condotta con il modello MIKE 21C, riferendosi alla portata solida corrispondente alla singola cella.



(a)



(b)

Figura 5.1 Confronto dell'idrogramma di portata solida in uscita a valle del tratto con le diverse formulazioni considerati per entrambi modelli.

Il confronto tra il profilo longitudinale del fondo alveo nello stato di inizio simulazione ed i profili di fine simulazione, ottenuti con il modello MIKE 21C per ognuna delle espressioni di trasporto solido considerate, sono stati riportati nella Figura 4.53 nel capitolo dedicato all'analisi di sensibilità alla formulazione di trasporto solido. Per meglio valutare la tendenza all'erosione o al sovralluvionamento in ciascuna sezione e per valutare gli scostamenti tra ciascuna espressione utilizzata anche con riferimento agli analoghi risultati ottenuti con il modello HEC-RAS, sono stati ricostruiti i profili longitudinali riportanti le differenze tra le quote di inizio e fine simulazione (*bed change level*). Per una corretta interpretazione dei risultati occorre chiarire il significato dei valori del "*bed level change*" riportati nelle figure. Nel caso del modello HEC-RAS, il disavanzo tra volumi di sedimento in ingresso ed in uscita da ogni tratto elementare di calcolo, viene ripartito in modo uniforme lungo la sezione trasversale, limitatamente alla zona di alveo attivo, e pertanto il massimo scostamento della quota viene ridotto ad un valore rappresentativo del valore medio della tendenza erosiva o di sovralluvionamento osservato.

Al contrario, nel caso del modello MIKE 21C, la variazione della quota viene valutata per ogni singola cella e, pertanto, vengono colti con dettaglio gli scostamenti dalla quota iniziale in ogni punto dell'alveo. Il "*bed level change*" risulta quindi elevato in alcuni punti, specie in corrispondenza del canale principale, e modesti in altri, specie in quelli più lontani dall'alveo principale. Per tale motivo, a parità di bilancio volumetrico, il massimo scostamento in ogni sezione trasversale restituito dal modello MIKE 21C risulta molto superiore a quello restituito dal modello HEC-RAS. Per consentire un confronto tra i modelli, si è deciso di esprimere in forma grafica, anche nel caso del MIKE 21C, il valore del "*bed level change*" medio di ogni sezione trasversale. Il confronto viene presentato a parità di formulazione di trasporto solido utilizzata, con riferimento alle espressioni di Engelung & Hansen, Meyer - Peter & Müller e Yang (Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4 rispettivamente).

Osservando i profili così ricavati, è possibile notare come le variazioni della quota del fondo alveo valutate con il MIKE 21C tendono ad essere molto più elevate rispetto a quelle ottenute con HEC-RAS, se esaminate per ogni singola sezione, anche se si dimostrano dello stesso ordine di grandezza, se mediate in un tratto fluviale leggermente più esteso. Il modello MIKE 21C tende a far oscillare il *bed level change* su valori negativi e positivi a causa dello spostamento delle barre o delle isole che sono rappresentate con maggior dettaglio. Il modello HEC-RAS, al contrario, sembra cogliere la tendenza all'erosione o al deposito solamente in termini mediati lungo tratti piuttosto estesi in senso longitudinale. Occorre considerare che, nelle analisi a moto uni-dimensionale, la forma di una sezione fluviale non causa alcuna interferenza con le sezioni limitrofe; l'eventuale conformazione dell'alveo con canale principale spostato sulla sponda destra, piuttosto che sulla sinistra, non produce alcuna conseguenza sul modo di calcolare le caratteristiche idrodinamiche della sezione posta subito a monte, in quanto l'unico parametro considerato nella risoluzione dell'equazione di moto è l'energia cinetica media della sezione liquida. L'aver ipotizzato un campo di moto uni-dimensionale non produce alcuno sbandamento della corrente nel canale centrale. La tendenza all'erosione o al deposito è pertanto conseguente al tipo di profilo idraulico che si instaura in quel tratto, con tendenza all'erosione nei tratti con profilo di richiamo e di deposito nei tratti di profilo di rigurgito. Il passaggio graduale da un tipo di profilo all'altro produce un passaggio altrettanto graduale tra tratti di deposito e di erosione.

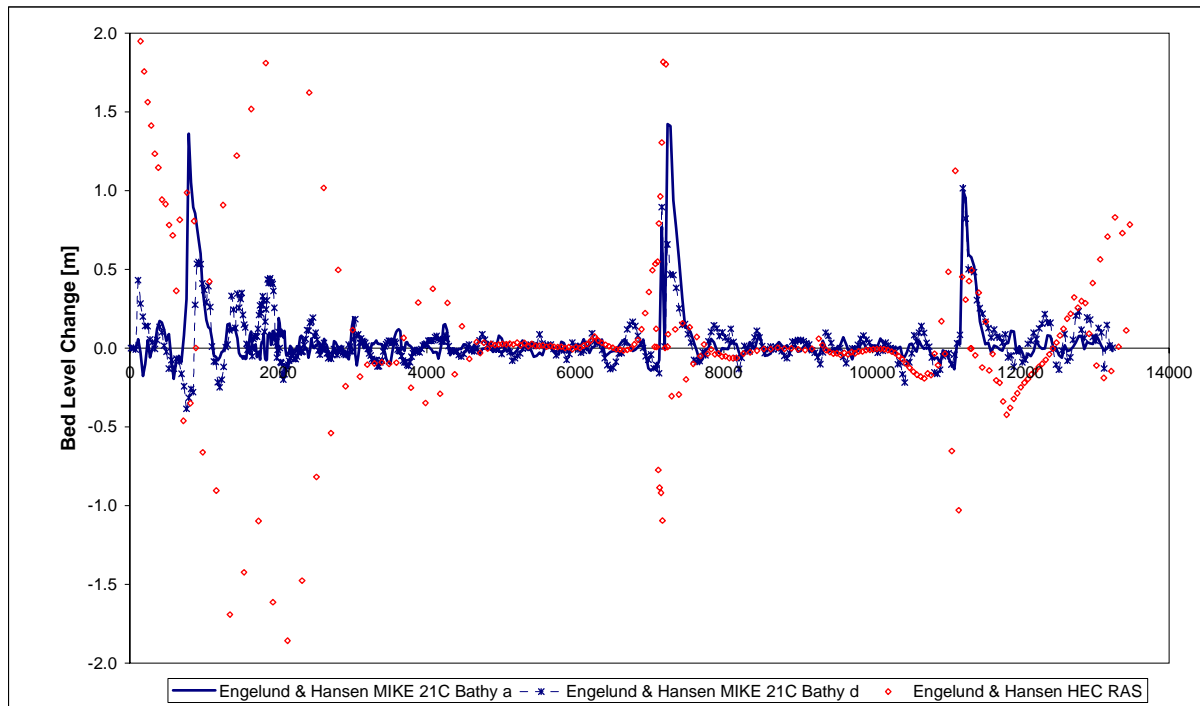


Figura 5.2 Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Engelung & Hansen.

Si osserva inoltre che nei tratti limitrofi a brusche variazioni geometriche, specie per i salti di fondo ed i ponti, il modello HEC-RAS tende a fornire forti oscillazioni nelle variazioni di quota, segno di una tendenza all'instabilità numerica. Tale osservazione sembra particolarmente rilevante nel caso si utilizzi la formulazione di Engelung & Hansen. L'utilizzo di questa formulazione in HEC-RAS porta a valori del trasporto solido maggiori di quanto ottenuto con le altre due funzioni (2÷3 volte superiori) e di quanto ottenuto con MIKE 21C applicando la medesima formulazione (circa 7÷8 volte superiori). Ad un maggiore trasporto di sedimento corrisponde una più rapida variazione della quota del fondo alveo con la conseguenza di amplificare l'instabilità del modello.

Il modello HEC-RAS sembra regolarizzare l'andamento del fondo alveo in base al profilo idrometrico che si viene a realizzare. Nel caso di corrente subcritica, i tratti in erosione (deposito) comportano, a parità di livello idrometrico che viene comandato da valle, l'aumento (la diminuzione) della sezione liquida, la diminuzione (l'aumento) della velocità della corrente e dunque la tendenza al deposito (all'erosione) nel passo temporale successivo, con il conseguente riequilibrio della quota. La tendenza all'erosione (deposito) viene consentita solo in presenza di una tendenza evolutiva concorde in un tratto fluviale sufficientemente esteso.

Nel caso di corrente supercritica, venendo a mancare il controllo da valle, tale effetto di compensazione non viene a realizzarsi ed in alcune circostanze la modificazione della quota dell'alveo comporta una amplificazione della tendenza evolutiva nella medesima direzione.

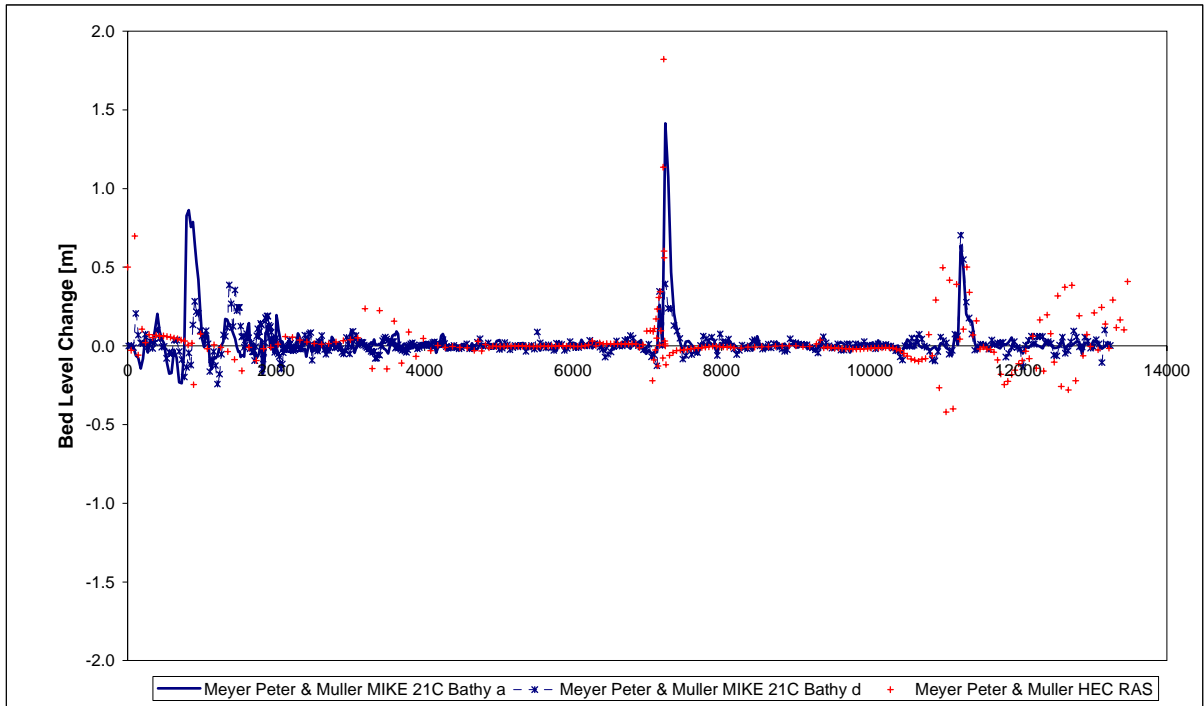


Figura 5.3 Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Meyer - Peter & Müller .

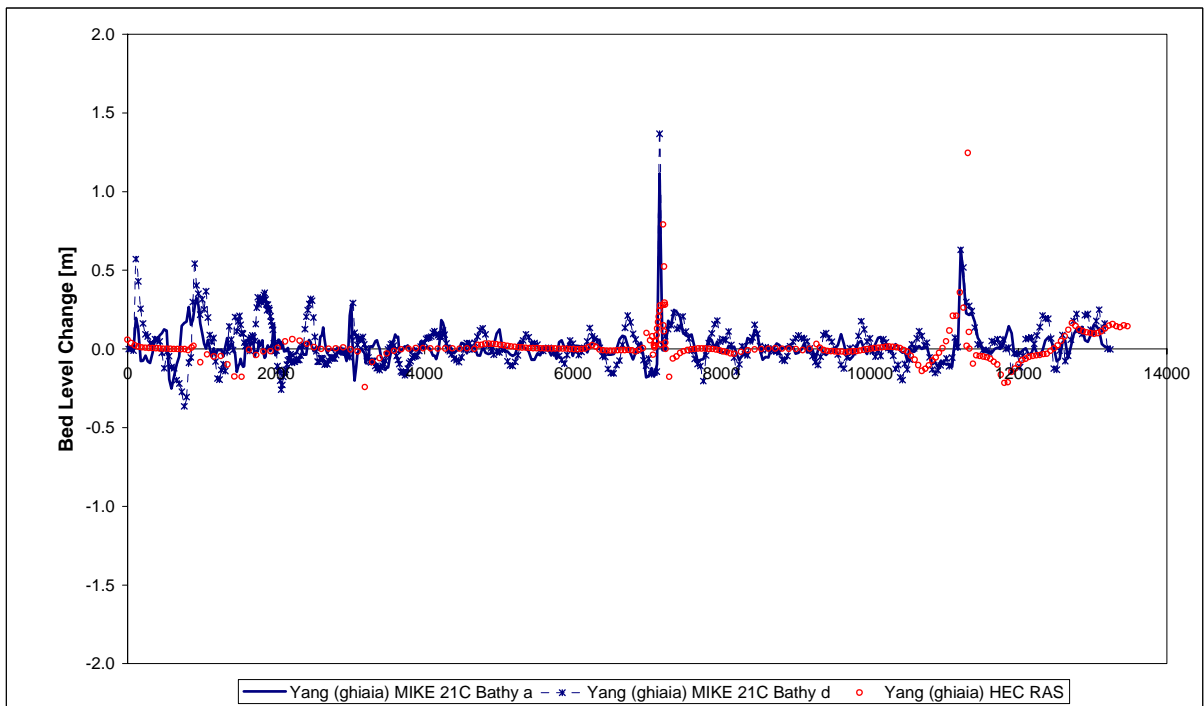


Figura 5.4 Variazione della quota di fondo alveo (bed level change) con la formulazione di Yang (ghiaia).

Le simulazioni condotte dimostrano i limiti del modello HEC-RAS, che sembrano la conseguenza dell'ipotesi semplificativa fondamentale ovvero dell'aver ipotizzato un campo di moto uni-dimensionale. L'aver trascurato gli effetti di spostamento laterale (pendenza trasversale, componente laterale della velocità, flusso elicoidale) non consente di cogliere l'esatta dinamica fluviale dell'alveo, come quello del torrente Torre, dove, data la conformazione a canali intrecciati, tali componenti risultano di fondamentale importanza.

5.2 CONFRONTO TRA I MODELLI MIKE 21C E CCHE2D

L'obiettivo del presente capitolo è di confrontare due modelli bi-dimensionali morfologici curvilinei MIKE 21C e CCHE2D a fondo mobile. Il confronto è basato su tre criteri: a) costruzione e valutazione della maglia di calcolo considerando i metodi di interpolazione delle quote fondo alveo b) tempo di calcolo secondo la complessità della simulazione, e c) la posizione delle zone di erosione-deposito lungo il corso d'acqua. Questo studio enfatizza, attraverso il paragone di due modelli, l'importanza dell'uso di modello idro-morfologico e bi-dimensionale per descrivere processi di trasporto di sedimento su corsi d'acqua.

5.2.1 Metodi di studio

A fine di realizzare un adeguato paragone, il modello CCHE2D è stato impostato con gli stessi parametri della simulazione standard effettuata con il MIKE 21C descritti nel paragrafo 3.1.11, e utilizzando quattro delle griglie precedenti (paragrafo 4.1) che vengono presentate in Tabella 5.2.

Per quanto riguarda il trasporto di sedimento dato che questo è esclusivamente di fondo per il movimento di ghiaie, sono state utilizzate le formulazioni empiriche di Smart & Jäeggli (1983) nel MIKE 21C e di Wu, et al (2000) nel CCHE2D descritte nel paragrafo 1.2. Queste formule sono comunemente usate nei casi di torrenti di media ed elevata pendenza e con la distribuzione granulometrica dei sedimenti del fondo alveo corrispondenti alle caratteristiche del tratto di studio.

Tabella 5.2 Numero e dimensioni medie delle celle.

No. Griglia	dn , dimensione trasversale media [m]	ds , dimensione longitudinale media [m]	dA , area media della cella [m ²]	Totale di celle in direzione longitudinale	Totale di celle in direzione trasversale	Numero totale di celle
1	7	29	205	29	452	13108
2	12	52	659	16	255	4080
3	22	88	1998	9	149	1341
4	49	177	8995	4	74	296

Analogamente, nel modello CCHE2D sono state costruite le mappe delle frazioni dei sedimenti, della scabrezza e lo spessore dello strato erodibile considerate nella simulazione standard con il MIKE 21.

5.2.2 Risultati

Il confronto dei due modelli curvilinei bi-dimensionali morfologici è basato su tre criteri: a) costruzione e valutazione della maglia di calcolo considerando i metodi di interpolazione delle quote fondo alveo b) tempo di calcolo secondo la complessità della simulazione, e c) la posizione delle zone di erosione-deposito.

Riguardo al primo criterio, per tener conto dei diversi metodi di interpolazione delle quote di fondo alveo dei due modelli, è stato utilizzato l'indice di performance dello scarto quadrato medio (*Root Mean Square Error, RMSE*) analogo all'equazione 4.4, dato dall'espressione:

$$RMSE = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{K=1}^N (B_{BASE_K} - B_{DEM_K})^2} \quad (5.1)$$

nella quale N è il numero totale delle celle della griglia di calcolo, B_{BASE} e B_{DEM} sono le batimetria base e quelle ottenute dopo della semplificazione fatta per entrambi modelli MIKE 21C e CCHE2D nel rappresentare le quote e la forma di fondo alveo (Figura 5.5).

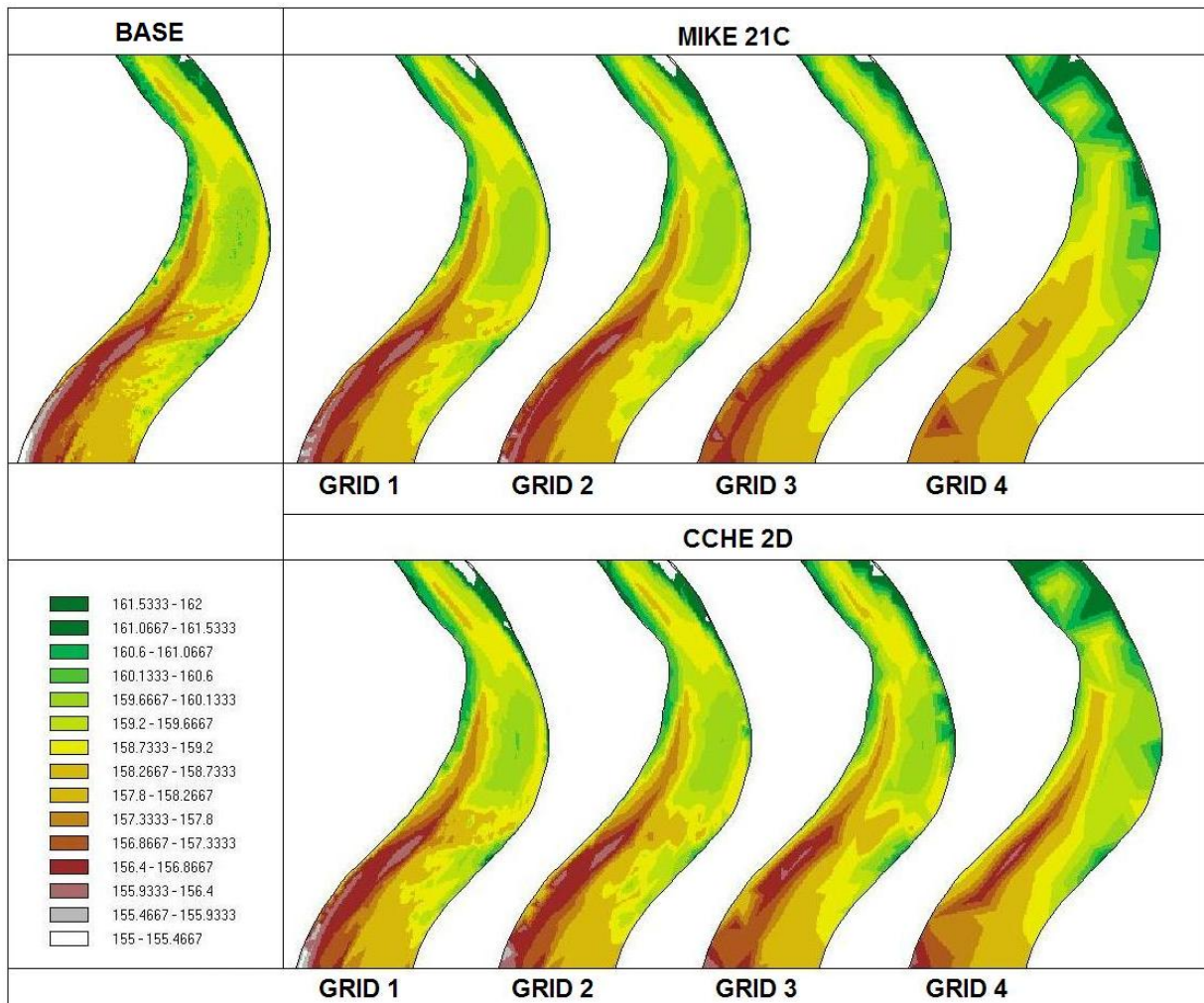


Figura 5.5 Batimetria base e batimetrie ottenute dopo la semplificazione fatta per entrambi modelli MIKE 21C e CCHE2D nel rappresentare le quote e la forma di fondo alveo, per le diverse griglie.

Questo indice è stato stimato a partire di un DEM “base” (griglia di 2 x 2m) ottenute dai dati LiDAR (paragrafo 3.1.11) che corrisponde alla massima risoluzione disponibile. I risultati sono presentati nella Figura 5.6, dove si può osservare che la differenza tra i *RMSE* ottenuti con entrambi modelli è molto piccola per griglie con le celle di dimensioni minori (e.g. griglia 1) e grande per maggiore dimensione di celle griglia (e.g. griglia 4). Questo fatto può essere spiegato perché il modello MIKE 21C associa le quote del fondo al centro delle celle mentre CCHE2D associa le quote del fondo ai vertice delle celle. È importante ricordare che entrambi i modelli sono curvilinei e le griglie sono state costruite rispettando i criteri di ortogonalità, dimensioni trasversale e longitudinale delle singole maglie tra loro.

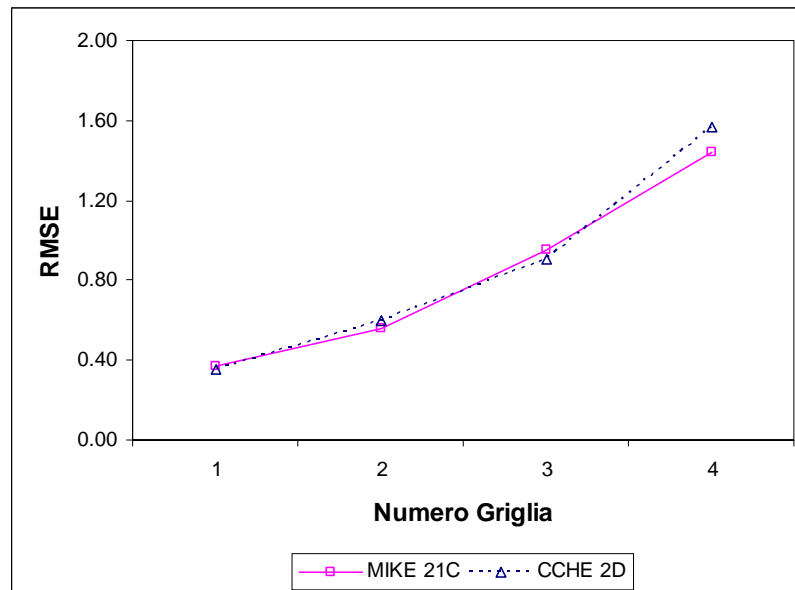


Figura 5.6 Confronto dell'indice di performance *RMSE* della batimetria ottenuta con entrambi modelli per tutte le griglie.

Per quanto riguarda il secondo criterio, è stato stimato il tempo di calcolo secondo la simulazione morfologica (Figura 5.7). Si può osservare che esistono differenze significative tra entrambi modelli; in genere, tempi di calcolo maggiori sono relativi alle simulazione con CCHE2D per tutte le griglie. Questo si spiega con il numero di punti delle griglie analizzati ad ogni passo temporale e con lo schema di soluzione di ogni modello; il MIKE 21C utilizza un punto per ogni cella, mentre CCHE2D utilizza quattro punti. Il tempo di simulazione con griglie a celle grandi (griglia 4), è breve e simile per entrambi i modelli. Nel caso del modello CCHE2D il tempo di calcolo aumenta esponenzialmente con la risoluzione della griglia raggiungendo un valore di massimo di 37 ore. Questo può divenire critico quando si devono simulare tratti più lunghi per diversi scenari idrologici con portate maggiore che corrispondono ad onde di piene di differenti tempi di ritorno, T_R , e che danno luogo a tempi di simulazione di ampia durata nell'ordine di molti giorni (Frank et al., 2007).

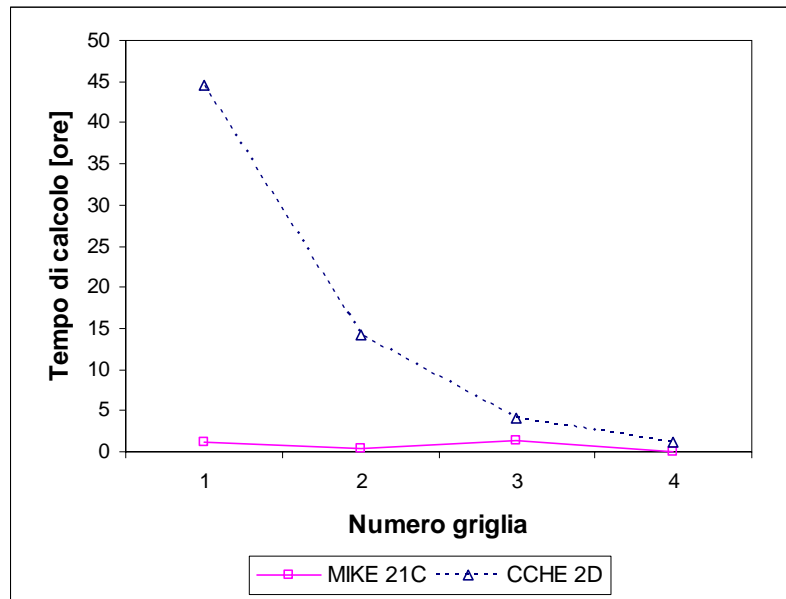


Figura 5.7 Tempi di calcolo della simulazione morfologica.

Riguardo al terzo criterio, l'effetto della risoluzione del modello sulla posizione delle zone di erosione-deposito lungo il corso d'acqua (Figura 5.8), è stato considerato l'indice di performance F , dato dall'espressione 4.3, per determinare la distribuzione spaziale delle zone di erosione-deposito. In questo caso si considera una soglia di 0 m e si assume che i risultati ottenuti con la griglia 1 siano la superficie di base in ogni modello, rispettivamente, perché questa presenta la migliore risoluzione raggiunta. Dalla Figura 5.9, si può osservare, che i valori dell'indice F sono più alti per CCHE2D che per MIKE 21C. Questo può essere spiegato dal maggior numero di punti utilizzati per ogni cella dei modelli.

La stima di questo indice può essere importante per la valutazione della posizione delle zone di erosione-deposito e la descrizione dei processi di trasporto del sedimento, specialmente quando la pendenza trasversale, le correnti secondarie e il flusso elicoidale sono significativi nella dinamica morfologica dei corsi d'acqua.

Un altro aspetto che può essere considerato in questa parte dell'analisi è la formula di trasporto di sedimento utilizzata. L'entità di erosione-deposito calcolata con la formulazione empirica di Smart & Jäeggli (1983) è più grande che quella ottenuta con Wu et al. (2000). Di conseguenza, la variazione nella quota fondo alveo risultante è più alta nel caso dell'uso del MIKE 21C che del CCHE2D. Questo fatto, può essere osservato nella Figura 5.8, dove le zone di erosione-deposito ottenute con il MIKE 21C sono più grandi che quelle raggiunte con il CCHE2D, e di conseguenza il trasporto di sedimento è più elevato. L'ultima affermazione spiega anche i valori significativamente più bassi dell'indice F con l'uso del modello MIKE 21C.

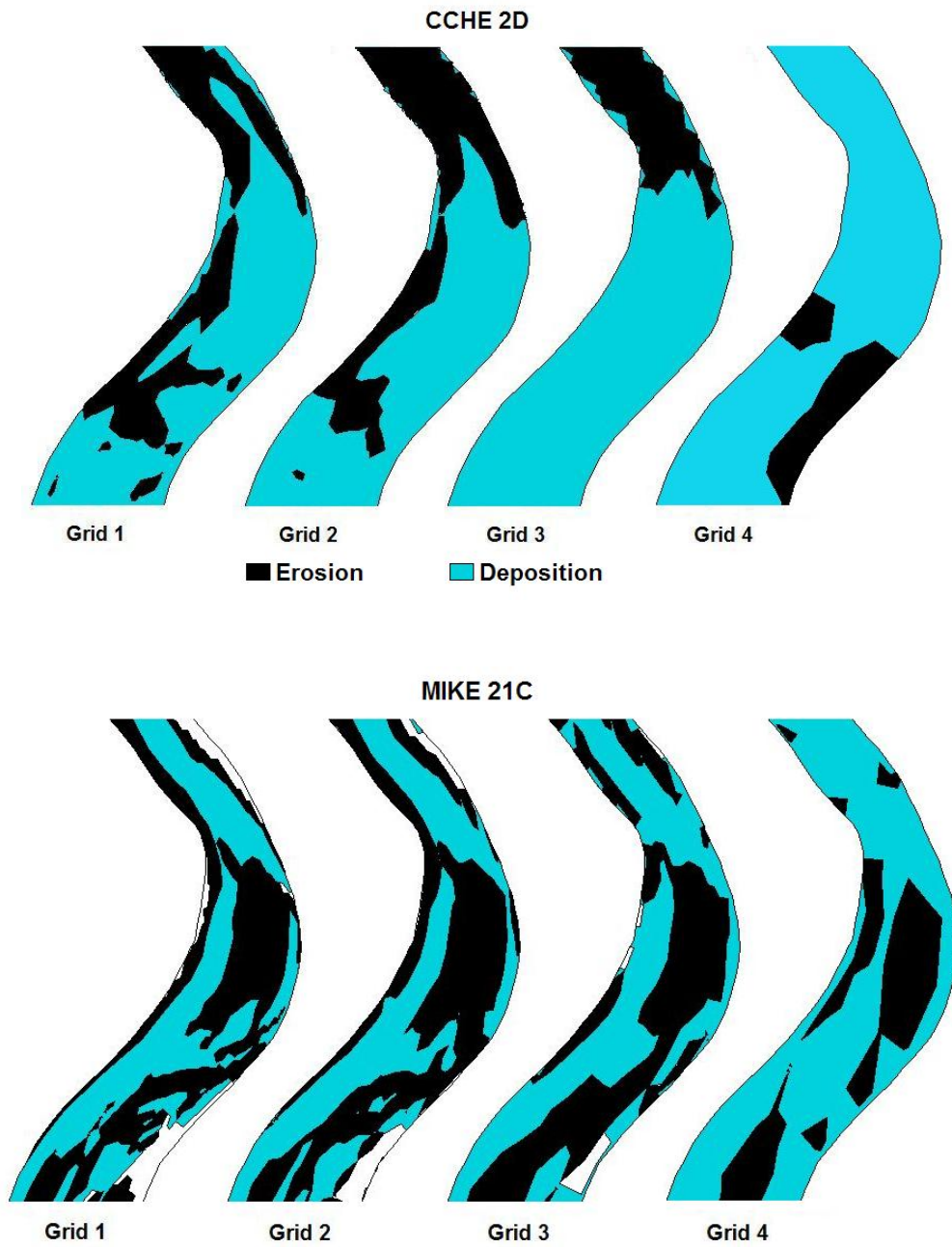


Figura 5.8 Zone di erosione-deposito in una porzione del corso d'acqua ottenute per tutte le griglie con il modello MIKE 21C e CCHE2D.

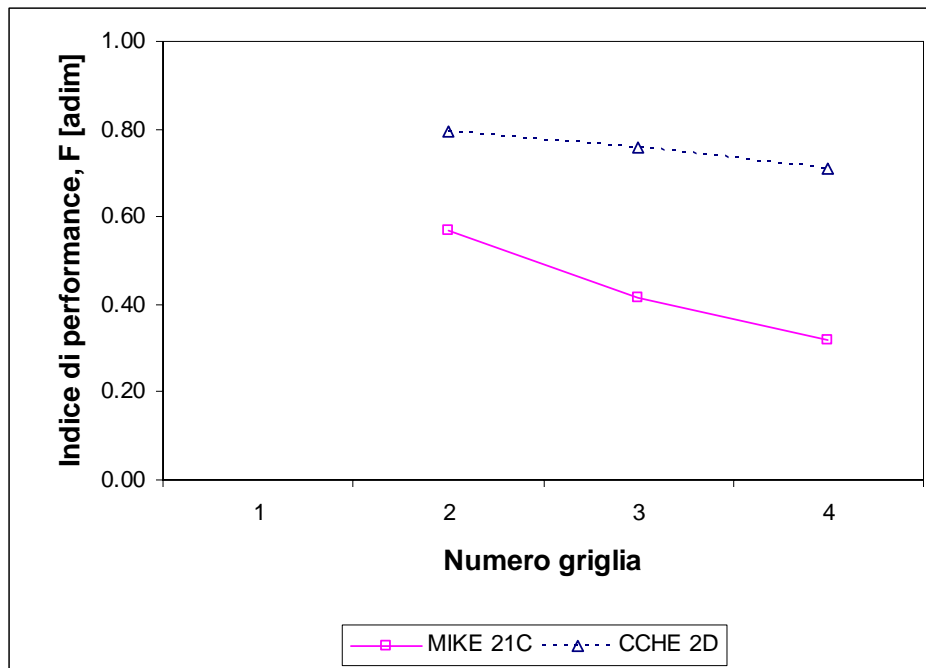


Figura 5.9 Confronto dell'indice di performance F ottenuto con entrambi modelli per tutte le griglie.

6 CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi si è simulata la variazione morfologica di un tratto del torrente Torre in corrispondenza di un evento di piena con tempo di ritorno $T_R = 20$ anni. La maggior parte delle simulazioni sono state eseguite con il modello bidimensionale MIKE 21C. Per confronto, si sono eseguite alcune simulazioni con i modelli CCHE2D e HEC-RAS, funzionanti nell'ipotesi di campo di moto bidimensionale ed uni-dimensionale, rispettivamente.

Analisi di sensibilità del modello MIKE 21C

Sulla base delle indagini svolte, si può affermare che l'uso di un modello bidimensionale a fondo mobile, implementato al fine di indagare il processo morfo-evolutivo del corso d'acqua, è di fondamentale interesse quando vengono coinvolti significativi processi di trasporto solido in ambiti fluviali ad andamento pseudo-meandriforme, che producono processi di erosione e di deposito evidenziati da variazioni planimetriche, migrazione delle barre laterali e dei meandri.

In genere, i risultati delle simulazioni effettuate rivelano una tendenza alla variazione della geometria dell'alveo essenzialmente di tipo planimetrico; non si stimano infatti importanti variazioni altimetriche, ma piuttosto una ridistribuzione del sedimento con una propensione al progressivo allargamento della sezione di deflusso, mediante l'apertura di nuovi rami.

Per quanto riguarda l'influenza dell'*informazione topografica*, si è potuto osservare come i risultati delle simulazioni ottenuti a partire da basi informative di diverso dettaglio, presentino evidenti differenze circa la qualità dei risultati ottenuti. Utilizzando una prima batimetria 'a', ricavata dalla totalità dell'informazione disponibile da un rilievo laser-altimetrico di dettaglio, si è potuto ottenere una simulazione accurata del comportamento delle variabili idrauliche e morfologiche che caratterizzano il fenomeno del trasporto solido durante il passaggio dell'onda di piena considerata. Al fine di valutare lo scadimento qualitativo delle simulazioni, sono state considerate due ulteriori batimetrie ('b' e 'c') costituite da una frazione aleatoria dei punti disponibili pari a 1/5000 e 1/10000 rispettivamente. In questo caso le simulazioni hanno messo in evidenza una netta perdita di accuratezza nella rappresentazione delle variabili considerate. Infine, si è potuto riscontrare, che, utilizzando una quarta batimetria 'd', estratta a partire dall'informazione topografica costituita da un certo numero di sezioni trasversali, si sono ottenuti risultati di qualità intermedia tra quelli ottenuti con la batimetria 'a' e quelli ottenuti con le batimetrie 'b' e 'c'.

Anche se l'informazione proveniente dal rilievo laser-altimetrico produce un'elevata qualità nella previsione dei processi morfologici fluviali, occorre essere consapevoli dei suoi limiti nel riprodurre zone d'alveo immerse nella corrente al momento del rilievo e, quindi, il ricorso a tale tecnica deve essere ristretta agli ambiti rappresentati da corsi d'acqua effimeri, intermittenti o non perenni. Di fronte ad una situazione di questo tipo, è necessario ricorrere ad una integrazione tra l'informazione d'origine laser-altimetrica e quella ottenuta mediante rilievi in campo (sezioni trasversali), in modo che la seconda sia in grado di sopperire alla carenza della prima. L'utilizzo dell'informazione laser-altimetrica in alvei con presenza permanente d'acqua, può risultare controproducente ai fini delle simulazioni, a prescindere dalla risoluzione con cui viene restituito il rilievo.

L'analisi di sensibilità ha considerato gli effetti della diversa *risoluzione della griglia di calcolo* valutando la perdita di accuratezza del modello in conseguenza alla costruzione di griglie di minore risoluzione, a partire da una stessa batimetria. Simulazioni condotte con griglie dotate di un minore numero di celle, sia in senso trasversale sia in senso parallelo alla direzione del flusso, hanno evidenziato una graduale perdita di dettaglio nella descrizione delle forme d'alveo fino all'incapacità di riprodurre i fenomeni morfo-evolutivi caratteristici dei fiumi pseudo-meandriiformi. La dimensione della cella, per un corso d'acqua a canali intrecciati, deve essere scelta in accordo con le dimensioni degli elementi caratteristici dell'alveo (barre, isole, alveo di magra). Il numero minimo di celle per ogni elemento caratteristico, in direzione trasversale al moto, deve essere pari a $3 \div 5$. Un numero di celle inferiore non consente una accurata descrizione della morfologia dell'alveo. Occorre evidenziare, tuttavia, che l'uso di una griglia troppo fitta, oltre a provocare l'appesantimento delle operazioni di calcolo, può causare una sopravvalutazione delle oscillazioni di alcune variabili, in prossimità di brusche variazioni geometriche, come quelle dovute alla presenza di strutture in alveo (ponti e briglie), che non possono essere ritenute sufficientemente attendibili, dal momento che il modello non è dotato di opportuni algoritmi per simulare correttamente fenomeni localizzati di questo tipo. Tali oscillazioni possono produrre effetti indesiderati sulla stima delle altre variabili come quelle che influenzano l'entità della portata solida e quindi la stessa evoluzione morfologica a livello locale.

Generalmente, la sensibilità del modello rispetto alla risoluzione della griglia di calcolo si è rivelato essere inferiore rispetto a quanto riscontrato variando al fonte dell'informazione topografica.

Un aspetto di particolare interesse, è la notevole sensibilità del modello riscontrata rispetto alla *formulazione di trasporto solido* utilizzata, che si presenta di entità ancora maggiore rispetto alle precedenti. L'errata scelta di questa formulazione può vanificare lo sforzo sostenuto per l'esecuzione di rilievi topografici alquanto costosi. Appare evidente la necessità di approfondire la conoscenza delle singole formulazioni, soffermandosi sulle modalità con le quali gli autori sono pervenuti alle loro definizioni, sulle caratteristiche dei corsi d'acqua nei quali sono state sperimentate, valutando la corrispondenza di tali ambiti con quello in esame.

Gli scostamenti dovuti all'incertezza con cui vengono valutati i restanti parametri (*coefficiente di intensità del flusso elicoidale, fattore ed esponente di pendenza trasversale, coefficiente di scabrezza, diametro medio del sedimento, viscosità turbolenta*) presentano di entità piuttosto contenuta.

Confronto tra i modelli MIKE 21C e HEC-RAS

Il confronto tra i risultati di una serie di simulazioni condotte con il modello HEC-RAS con quelli ottenuti dal modello MIKE 21C, ha evidenziato gli evidenti limiti applicativi del primo.

La prima limitazione può essere individuata semplicemente nell'"effetto geometrico": il modello schematizza la geometria dell'alveo mediante una sequenza di sezioni trasversali assumendo, nel tratto compreso tra due sezioni adiacenti, la massima regolarità in senso longitudinale. Di fatto HEC RAS esegue simulazioni su di un canale rettilineo. Tale limitazione appare la causa principale della tendenza a mediare le modificazioni dell'alveo anche a seguito di un corretto calcolo della portata solido.

La seconda limitazione riguarda l'aver trascurato completamente i fenomeni idrodinamici e morfologici lungo la direzione trasversale (pendenza trasversale dell'alveo, componente

trasversale della velocità, moti elicoidali in presenza di curvature), effetti che rappresentano la risposta del fiume alle variazioni delle condizioni al contorno.

Il modello presenta, inoltre, una certa instabilità numerica in prossimità delle strutture, che limitano la sua capacità di prevedere le conseguenze della modificazione indotta dalla presenza di una soglia non erodibile o di un brusco restringimento/allargamento.

Nonostante queste limitazioni, il modello, avendo cura di scegliere la formulazione di trasporto solido opportuna (nel caso del Torre la formulazione di Yang, nella forma sviluppata per alvei ghiaiosi), fornisce risultati soddisfacenti in termini di valutazione di trasporto solido ed in termini di variazioni morfologiche, ma solo in termini mediati lungo tratti fluviali sufficientemente estesi e caratterizzati da una ben precisa tendenza evolutiva. In nessun caso è possibile cogliere gli effetti locali (formazione di barre, isole, erosioni laterali in prossimità di meandri o curvature).

I limiti dimostrati dall'uso di HEC-RAS sono destinati, con ogni probabilità, ad essere comuni a tutti i modelli 1D che pertanto devono essere usati solo per una approssimazione del comportamento morfodinamico dell'alveo e per determinati corsi d'acqua, privi di correnti secondarie e meandri, mentre difficilmente possono essere utilizzati per alvei a canali intrecciati.

Confronto tra i modelli MIKE 21C e CCHE2D

Entrambi i modelli simulano l'idrodinamica ed i processi di trasporto dei sedimenti su una porzione di un corso d'acqua a canali intrecciati (*braided*). I risultati indicano che la griglia curvilinea di input e lo schema di soluzione del modello (centro o vertice cella) hanno una lieve influenza sui risultati dei modelli, in quanto i valori di RMSE sono molto simili. Questa conclusione indica che entrambi i modelli hanno la stessa validità per applicazioni finalizzate allo studio dei processi di trasporto di sedimento nel campo bidimensionale. Tuttavia, il tempo di calcolo richiesto dal modello CCHE2D è molto maggiore di quello richiesto dal modello MIKE 21C. Questo fatto può risultare critico in casi di studio per i quali sia necessario considerare lunghi tratti fluviali e diversi scenari idrologici.

Riguardo alla posizione delle zone di erosione-deposito, si osserva che entrambi i modelli le descrivono in modo soddisfacente. Lo studio rivela che la magnitudine della variazione della quota di fondo alveo dipende dalla formulazione della capacità di trasporto utilizzata e che questa è più variabile nel modello MIKE 21C che nel CCHE2D. Questa precisazione può risultare fondamentale nel calcolo dei volumi di erosione-deposito e nella descrizione dei processi morfologici, specialmente quando la pendenza trasversale del fondo alveo ed il flusso elicoidale svolgono una funzione importante nello sviluppo e nella dinamica morfologica del corso d'acqua.

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Ackers, P. & White, W. R. (1973) "Sediment transport: a new approach and analysis". *Journal of Hydraulic Engineering*, 99(11), 2041-2060.

Armani, A. & Di Silvio, G (1988) "A one-dimensional model for the transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions". *J. of Hydraulic Research*, 26 (3). In: NCCHE (2001)

Ashida, K & Michiue, M (1971) "An investigation of river bed degradation downstream of a dam". *Proceeding 14th Congress of the IAHR*. In: NCCHE (2001)

Bagnold, R.A., (1966) "An approach to the sediment transport problem from general physics", *U. S. Geol. Survey Prof. Paper: 422-I*. In: NCCHE (2001)

Bathurst, J. C., Hey, R. D., & Thorne, C. R. (1979) "Secondary flow and shear stress at river bends." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 105(10), 1277–1295.

Bell, S. G. & Sutherland, A. J. (1983) "Non- equilibrium bed load transport by steady flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(3), 356–367. In: NCCHE (2001)

Bernard, R. S. (1993) "STREMR; Numerical Model. for Depth-Averaged Incompressible Flow," *Technical. Report REMR-HY-11*, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

BETA Studio srl.(2006a) "Progetto preliminare per il ripristino dell'efficienza idraulica del torrente Torre mediante modellazione idraulica dell'asta del torrente torre dalla diga di Crosis, in comune di Tarcento, fino alla confluenza col Fiume Isonzo al fine della messa in sicurezza del territorio (OPI CD2/430.064). Determinazione delle caratteristiche granulometriche dell'alveo". Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia. Protezione Civile della Regione. Documento No. 0383TOR0402.

BETA Studio srl.(2006b) "Progetto preliminare per il ripristino dell'efficienza idraulica del torrente Torre mediante modellazione idraulica dell'asta del torrente torre dalla diga di Crosis, in comune di Tarcento, fino alla confluenza col Fiume Isonzo al fine della messa in sicurezza del territorio (OPI CD2/430.064). Relazione idrologica". Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia. Protezione Civile della Regione. Documento No. 0383TOR0405.

BETA Studio srl.(2006c) "Progetto preliminare per il ripristino dell'efficienza idraulica del torrente Torre mediante modellazione idraulica dell'asta del torrente torre dalla diga di Crosis, in comune di Tarcento, fino alla confluenza col Fiume Isonzo al fine della messa in sicurezza del territorio (OPI CD2/430.064). Relazione geologica e geomorfologica". Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia. Protezione Civile della Regione. Documento No. 0383TOR040601.

BETA Studio srl.(2006d) "Progetto preliminare per il ripristino dell'efficienza idraulica del torrente Torre mediante modellazione idraulica dell'asta del torrente torre dalla diga di Crosis, in comune di Tarcento, fino alla confluenza col Fiume Isonzo al fine della messa in sicurezza del territorio (OPI CD2/430.064). Relazione idraulica". Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia. Protezione Civile della Regione. Documento No. 0383TOR040701.

BETA Studio srl.(2006e) "Progetto preliminare per il ripristino dell'efficienza idraulica del torrente Torre mediante modellazione idraulica dell'asta del torrente torre dalla diga di Crosis, in comune di Tarcento, fino alla confluenza col Fiume Isonzo al fine della messa in sicurezza del territorio (OPI CD2/430.064). Studio morfologico". Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia. Protezione Civile della Regione. Documento No. 0383TOR040801.

- Blanckaert, K. (2001) "Discussion on 'Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model,' by H. C. Lien et al." *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(2), 167–170.
- Blanckaert, K., & De Vriend, H. J. (2003) "Non-linear modelling of mean flow redistribution in curved open channels." *Water Resour. Res.*, 39(12), 1375.
- Blanckaert, K., & De Vriend, H. J. (2004) "Secondary flow in sharp open-channel bends." *J. Fluid Mech.*, 498, 353–380.
- Blanckaert, K., & Graf, W. H. (2001) "Mean flow and turbulence in an open-channel bend." *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(10), 835–847.
- Blondeaux P., Seminara G. (1985) "A Unified Bar-bend Theory of River Meanders". *J. Fluid Mechanics*, 157, 449-479.
- Bradley, C., & Smith, D. G. (1984) "Meandering channel response to altered flow regime: Milk River, Alberta and Montana." *Water Resour. Res.*, 20(12), 1913–1920.
- Brath A., Di Baldassarre G. (2006). Effetti del grado di dettaglio dell'informazione topografica nella simulazione numerica bidimensionale. *L'Acqua*, (1), 25-30.
- Bravo- Espinosa, M; Osterkamp, W. R. & Lopes, V. L. (2003) "Bedload Transport in alluvial channels". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(10), 7830–795.
- Bridge, J. S., & Jarvis, J. (1976) "Flow and sedimentary processes in the meandering river South Esk, Glen Cova, Scotland," *Earth Surface Processes*, 1, 303-336.
- Buhman, D. L., Gates, T. K., & Watson, C. C. (2002) "Stochastic variability of fluvial hydraulic geometry: Mississippi and Red Rivers." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(4), 426–437.
- Campbell, L. McEwan, I., Nikora, V., Pokrajac, D., Gallagher, M., & Manes, C. (2005) "Bed Load effects on hydrodynamics of rough bed open channel flows." *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(7), 576 – 585.
- Cao, Z., Day, R., & Egashira, S. (2002) "Coupled and decoupled numerical modelling of flow and morphological evolution in alluvial rivers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(3), 306–321.
- Capart, H.; Eldho, T. I.; BHUang, S. Y.; Ypung, D. L. & Zech, Y. (2003) "Treatment of natural geometry in finite volume river computations". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(5), 385–393.
- Carollo, F. G., Ferro, V. & Termini, D. (2005) "Flow resistance law in channels with flexible submerged vegetation". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131 (7), 554 - 564.
- Casa A., Benito G., Thorndycraft V.R., Rico M. (2005). "Efectos de las fuentes cartográficas en los resultados de la modelación hidráulica de crecidas". *Ingeniería del Agua*, 12(4), 309-320.
- Chang, S. Y., & Yen, C. L. (2002) "Simulation of Bed load Dispersion Process". *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (3), 331- 342.
- Cheng, K. C., Lin, R.-C., & Ou, J.-W. (1976) "Fully developed laminar flow in curved rectangular channels". *J. Fluids Eng.*, 98(1), 41–48.
- Chien, N. & Wan, Z. H. (1983) "Mechanics of sediment movement". Science Publications Beijing. (in cinese). In: NCCHE (2001)

- Chitale, S. V. (2003) "Modelling for width adjustment in alluvial rivers." *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(5), 404–407.
- Chiu, C. L., Jin, W., & Chen, Y. C. (2000) "Mathematical models of distribution of sediment concentration". *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(1), 16–23.
- Chow, V.T. (1973) "Open - Channel Hydraulics". Mc Graw - Hill International Editions.
- Colby, B. R. (1964) "Practical computations of bed – material discharge". *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 90, No. HY2, 217-246.
- Coleman, J. M. (1969) "Brahmaputra River: Channel processes and sedimentation". *Sedimentary Geology*, 3, 129–239.
- Coleman, N. L. (1970) "Flume Studies of the Sediment Transfer Coefficient." *Water Resources Research*, 6 (3), 801-809. In: Fiorillo (2005)
- Coleman, N. L. (1981) "Velocity profiles with suspended sediment." *Int. Ass. Hydr. Res., J. Hydr. Res.*, 19(3), 211-229. In: Fiorillo (2005)
- Coleman, N. L. (1986) "Effects of Suspended Sediment on the Open-Channel Velocity Distribution." *Water Resources Research*, 22 (10), 1377-1384. In: Fiorillo (2005)
- Cowder, D. W. & Diplas, P. (2000) "Using two –dimensional hydrodynamic models at scales of ecological importance" *J. Hydrology* 230, 172-191.
- Cui, Y., & Parker, G. (2005) "Numerical model of sediment pulses and sediment supply disturbances in mountain rivers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(8), 646–656.
- Cunge, J.A., Holly, F.M., Verwey, A. (1980) *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London.
- D'Alpaos, L., Martini, P., Carniello, L. (2003) Two dimensional modelling of flood flows and of suspended sediment transport: the case of Brenta River. *European Geophysical Society. Geophysical Research Abstracts*, Vol. 5, 11398.
- Da Deppo, L., Datei C., Salandin P. (2000) "Sistemazione dei corsi d'acqua". *Università degli studi di Padova, Dip. Ingegneria Idraulica, Marittima e Geotecnica, Terza Edizione Libreria Cortina*, pag.205.
- Darby, S. E. & Thorne, C. (1996) "Development and testing of riverbank –stability analysis". *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(8), 443–454.
- Darby, S. E. (2005) "Refined hydraulic geometry data for British gravel-bed rivers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(1), 60–64.
- De Vriend, H. J. (1977) "A mathematical model of steady flow in curved shallow channels." *J. Hydraul. Res.*, 15(1), 37–54.
- De Vriend, H. J. (1981) "Velocity redistribution in curved rectangular channels." *J. Fluid Mech.*, 107, 423–439.
- Demuren, A. O. (1989) "Calculation in sediment transport in meandering channels." *Proc., 23rd IAHR Congress, International Association for Hydraulic Research, Delft, The Netherlands*. In: Ruther, N. & Olsen N. R. B. (2005).
- Demuren, A. O. (1991) "Development of a mathematical model for sediment transport in meandering rivers." *Rep. 693, Institute for Hydromechanics, University of Karlsruhe, Karlsruhe, Germany*. In: Ruther, N. & Olsen N. R. B. (2005).

- Demuren, A. O., & Rodi, W. (1986) "Calculation of flow and pollutant dispersion in meandering channels." *J. Fluid Mech.*, 172, 63–92. In: Ruther, N. & Olsen N. R. B. (2005).
- DHI (Danish Hydraulic Institute), Water & Environmental. (2003) "MIKE 21C, River hydrodynamics and morphology, user guide". Morphological model of a trench (Tutorial).
- DHI (Danish Hydraulic Institute), Water & Environmental. (2004) "MIKE 21 HD, Flow model, hydrodynamic module, user guide".
- DHI (Danish Hydraulic Institute), Water & Environmental. (2005) "MIKE 21C, scientific documentation".
- Di Silvio (2002) Discussion of "Probabilistic form of Exner equation of sediment continuity for mixtures with no active layer" Parker, G., C. Paola, and Leclair, S. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(8), 798-801.
- Dietrich, E. W. (1982) "Settling velocity of natural particles". *Water Resources Research*, 18(6), 1626-1982.
- Dietrich, W. E. & Smith, J. D. (1984) "Bed load transport in a river meander," *Water Resources Research*, 20(10), 1355-1380.
- Du Boys, P. F. D. (1879) "Etude du Régime et de l'Action exercée par les Eaux sur un Lit à Fond de Gravier indéfiniment affouillable". ('Study of Flow Regime and Force exerted on a Gravel Bed of infinite Depth.') *Ann. Ponts et Chaussées*, Paris, France, série 5, vol. 19, pp. 141-195 (in French). In: Mao, L. (2004).
- Duan, J. G., Wang, S. S. Y., & Jia, Y. (2001) "The application of the enhanced CCHE2D model to study the alluvial channel migration processes." *J. Hydraul. Res.*, 39(5), 469–480.
- Duan, J.G., & Julien, P.Y. (2005) "Numerical simulation of the inception of channel meandering." Special Issue on Qualifying Rates of Geomorphic Processes of Earth Surface Processes and Landforms, in press.
- Einstein, H. A. (1942) "Formulas for the Transportation of Bed Load," *Transactions, American Society of Engineers*, Vol 107, Paper No. 2140, 561-573.
- Einstein, H. A. (1950) "The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows". Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, DC.
- Engelund, F. & Fredsøe, J. (1976) "A sediment transport model for straight alluvial channels". *Nordic hydrology*, 7, 293-306
- Engelund, F. & Hansen, E. (1967) "A monograph on sediment transport in alluvial streams", Teknisk Forlag, Danish Technological University, Copenhagen, Denmark. In: DHI(2005).
- Engelund, F. (1966) "Hydraulic resistance of alluvial streams". *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 92, 315–326, 1966. In: Fiorillo (2005).
- Engelund, F. (1974) "Flow and bed topography in channel bends." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 100(11), 1631–1648.
- Engelund, F. and Fredsoe, J. (1982) Hydraulic theory of alluvial rivers, *Advances in Hydro Science*, Vol.13, 187-215.
- Fagherazzi, S., Gabet, E. Furbish D, J. (2004) "The effect of bidimensional flow on tidal channel planforms". *Earth Surface Processes and Landforms*, 29, 295-309.

- Falcon Ascanio, M., & Kennedy, J. F. (1983) "Flow in alluvial-river curves." *J. Fluid Mech.*, 133, 1–16.
- Fang, H. & Rodi, W. (2003) "3D calculations of flow and suspended sediment transport in the neighbourhood of the dam for the Three Gorges Project Reservoir in the Yangtze River, *J. Hydraulic Research*, 41:4, 379-394.
- Fang, H. W. (2000) "Three- dimensional calculations of flow and bed – load transport in the Elbe river". Report No. 763. Institute for Hydromechanics, University of Karlsruhe, Germany. In: NCCHE (2001).
- Finnie, J., Donnell, B., Letter, J., & Bernard, R. S. (1999) "Secondary flow correction for depth-averaged flow calculations." *J. Eng. Mech.*, 125(7), 848–863.
- Fiorillo, G. (2005) Note del corso d'idraulica fluviale. Università degli Studi di Padova. Dipartimento di Idraulica.
- Frank E., Montoya-Cardona M.M., Fattorelli S. (2007). Effects of topographic data resolution and spatial model resolution on a bi-dimensional hydro-morphological model. Fourth International Conference on River Basin Management, Kos, Greece, 23 - 25 Maggio 2007.
- Fredsøe, J. (1979) Unsteady flow in straight alluvial streams; modifications of individual dunes, *J. Fluid Mech.*, Vol. 91, 497-512. In: DHI (2005).
- Galappatti, R. (1983) "A depth-integrated model for suspended sediment transport" in *Communications in Hydraulics*, University of Technology, Delft, Netherlands, 83–87. In: DHI (2005).
- Garcia, M. (1994) "Depositional turbidity currents laden with poorly sorted sediment: *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(11), 1240-1263.
- Garcia, M. H. & Parker, G. (1991) Entrainment of bed sediment into suspension. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(4), 414-435.
- Gessler, D, Hall, B., Spasojevic, M., Holly, F., Pourtaheri, H, Raphelt, N. (1999) Application of a 3D mobile bed, hydrodynamic model, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, 125, 737-749.
- Gomez, B., R. L. Naff & Hubbell, D. W. (1989) "Temporal variations in bedload transport rates associated with the migration of bedforms". *Earth Surface Processes and Landforms*, 14: 135-156.
- Graf, W.H. (1998) "Fluvial Hydraulics: Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry". In collaboration with M.S. Altinakar, John Wiley and Sons, England.
- Guerrero, M., & Lamberti, A. (2004) "Modelli a fondo mobile nella progettazione di gradi opere fluviali. *L'ACQUA*, 3, 9- 26.
- Haile A.T., Rientjes T.H.M. (2005) "Effects of LiDAR DEM resolution in flood modelling: a model sensitivity study for the city of Tegucigalpa, Honduras". Workshop "Laser scanning 2005" Enshede, Netherlands, 168-173.
- Han, Q. W.(1980) "A Study on the non-equilibrium transportation of suspended load". *Proceedings of the First International Symposium on River Sedimentation*, Beijing, China. In: NCCHE (2001)
- Hanif C., M. (1993) "Open channel flow". Prentice Hall.

- Hardy, R. J., Bates, P. D., and Anderson, M. G. (2000) "Development of a reach scale two dimensional finite element model for floodplain sediment deposition." Proc. Inst. Civ. Eng., Waters. Maritime Energ., 142, 141–156. . In: Zanichelli et al (2004).
- Harris, C. K. & Wiberg, P. L. (2002) Across-shelf sediment transport: interactions between suspended sediment and bed sediment. *Journal of Geophysical Research*.
- Heinzer, T., Sebhat, M., Feinberg, B., & Kerper, D. (2000) "The use of the GIS to manage LIDAR elevation data and facilitate integration with the MIKE 21 2D hydraulic model in a flood inundation decision support system". ESRI Users Conference, San Diego, June.
- Hey, R. (1989) "Bar form resistance in gravel-bed rivers," *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(12): 1498-1508.
- Hey, R. D., & Thorne, C. R. (1986) "Stable channels with mobile gravel beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(8), 671–689.
- Hille, P., Vehrenkamp, R., & Schulz-Dubois, E. O. (1985) "The development and structure of primary and secondary flow in a curved square duct". *J. Fluid Mech.*, 151, 219–241.
- Holly, F. M., & J. L. Rahuel, (1990) "New numerical/physical framework for mobile bed modeling". *Journal of Hydraulic Research*, 28(5), 545-564.
- Hooke, J. M. (1980). "Magnitude and distribution of rates of river bank erosion." *Earth Surf. Processes*, 5, 143–157.
- Horritt M.S., Bates P.D. (2001) "Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow". *J. of Hydrology* 253, 239-249.
- Hsieh, T. Y., & Yang, J. C. (2003) "Investigation on the suitability of two-dimensional depth-averaged models for bend-flow simulation". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(8), 597–612.
- Hsieh, T.Y. & Yang, J.C. (2003) "Investigation on the suitability of two-dimensional depth-averaged models for bend flow simulation". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(8), 597-612.
- Huang S.L. (2007) "Effects of using different sediment transport formulae and methods of computing Manning's roughness coefficient on numerical modelling of sediment transport. *J. Hydr. Res.*, IAHR, 45(3), 347-356.
- Hydrologic Engineering Center (1997). UNET, One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels, User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, CA.
- Ikeda, I., Parker, G., & Sawai, K. (1981) "Bend theory of river meanders. Part I. Linear development", *J. Fluid. Mech.*, 112, 363-377.
- Ikeda, S. (1989) "Sediment transport and sorting at bends," *Water Resources Monograph* 12, River Meandering, American Geophysical Union, 103-126.
- Ikeda, S., Yamasaka, M. & Chiyoda, M. (1987) "Bed topography and sorting in bends," *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(2),190-205.
- Jia, Y., & Wang, S. S. Y. (1999) "Numerical model for channel flow and morphological change studies." *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(9), 924–933.
- Jia, Y., Kitamura, T., & Wang, S. S. Y. (2001) "Simulation of scour process in plunging pool of loose bed-material." *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(3), 219–229.

- Jia, Y., Scott, S., Xu, Y., Huang, S, & Wang, S. S. Y. (2005) "Three – Dimensional numerical simulation and analysis of flows around a submerged weir in a channel Bendway". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(8), 682–693.
- Jin, Y. C., & Steffler, P. M. (1993) "Predicting flow in curved open channels by depth-averaged model." *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(1), 109–124.
- Johannesson, H., & Parker, G. (1989a) "Secondary flow in mildly sinuous channel." *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(3), 289–308.
- Johannesson, H., & Parker, G. (1989b) "Velocity redistribution in meandering rivers." *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8), 1019–1039.
- Julien, P. Y., & Wargadalam, J. (1995). "Alluvial channel geometry: Theory and applications." *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(4), 312–325.
- Kalkwijk, J. P. Th., & de Vriend, H. J. (1980) "Computation of the flow in shallow river bends." *J. Hydraul. Res., IAHR* 18(4), 327–342.
- Kassem, A. A., & Chaudhry, M. H. (1998) "Comparison of coupled and semicoupled numerical models for alluvial channels." *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(8), 794–802.
- Kassem, A. A., & Chaudhry, M. H. (2002) "Numerical modelling of bed evolution in channel bends." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(5), 507–514.
- Kikkawa, H., Ikeda, S., & Kitagawa, A. (1976) "Flow and bed topography in curved open channels." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 102(9), 1327–1342.
- Kim, H.-Y., Kim, J. H. & Kang, B. H. (2004) Meandering instability of a rivulet. *J. Fluid Mech.* (2004), vol. 498, 245–256.
- King, I. P., & Norton, W. R. (1978) "Recent application of RMA's finite element models for two dimensional hydrodynamics and water quality." *Finite elements in water resources II*, Pentech, London, 2.81–2.99. In: Zanichelli et al (2004).
- Kostic, S., Parker, G. & Marr, J. (2002) Role of turbidity currents in setting the forest slope of clinofolds prograding into standing fresh water, *Journal of Sedimentary Research*, 72(3), 353–362.
- Kuhnle, R. A. & Southard, J. B. (1988) "Bedload transport fluctuations in a gravel bed laboratory channel," *Water Resources Research*, 24: 247-260. In: Parker ASCE Manual 54.
- Lai, Y. G., Weber, L. J., & Patel, V. C. (2003) "Nonhydrostatic three-dimensional model for hydraulic flow simulation, I: Formulation and verification". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(3), 196–205.
- Lane S.N., Richards K.S. (1998). High resolution, two-dimensional spatial modelling of flow processes in a multi-thread channel. *Hydrological Processes*, 12, pp. 1279-1298.
- Lane, E.W. & Kalinske, A.A. (1941) "Engineering calculations of suspended sediments", *Trans. AGU* 22: 603-607. In: Fiorillo (2005)
- Lane, S. N. & Richards, K. S. (1998) "High resolution, two-dimensional spatial modelling of flow processes in a multi-thread channel". *Hydrol. Process.* 12, 1279±1298
- Lane, S. N. (1998) "Hydraulic modelling in hydrology and geomorphology: A review of high resolution approaches" *Hydrol. Process.* 12, 1131±1150.

- Lauer, J. W. & Parker, G. (2004) "Modelling channel – floodplain Co – evolution in sand bed streams". Proceedings, ASCE World Water and Environmental Resources Congress, Salt Lake City, June 27-July 1, 10.
- Laursen, E. M. (1958) "Total sediment load of streams". *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 84 (HY1), 1530-1, to 1530-36.
- Lawler, D. M. (1993) "The measurement of river bank erosion and lateral channel change: A review." *Earth Surf. Processes Landforms*, 18, 777–821.
- Lee, K. T., & Liu, Y. L. (2004) "Systematic investigation of time scale in movable-bed model". *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 27, No. 3, 315-321.
- Lenzi, M. A., D'Agostino V. e Sonda, D. (2000) "Ricostruzione morfologica e recupero ambientale dei torrenti". Prima edizione. Bios. Consenza, Italia, 208.
- Lenzi, M. A., V. D'Agostino, F. Comiti, G. R. Scussel, U. De Col., & G. Asti, (2000b) "Bedload transport data from Rio Cordon torrent: comparison with sediment transport equations and field data from other Alpine streams," In Special Issue, Dynamics of Water and Sediments in Mountain Basins, Quaderni di Idronomia Montana, Editoriale Bios, Italy.
- Leopold, L.B., & Maddock, T. Jr. (1953) "The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications." *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.*, 252.
- Leschziner, M. A., & Rodi, W. (1979) "Calculation of strongly curved open channel flow." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 105 (10), 1297–1314.
- Lien, H. C., Hsieh, T. Y., Yang, Y. C., & Yeh, K. C. (1999) "Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model." *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(10), 1097–1108.
- Lin B. L. & Falconer, R. (1996) "Numerical modeling of three-dimensional suspended sediment for estuarine and coastal waters". *J. Hydraulic Research*, 34:1, 435-455.
- Lisle, T. E. (1987) "Overview: Channel morphology and sediment transport in steepland streams". *Erosion and sedimentation in the pacific Rim (Proceedings of Corvallis Sympisium, August)*, IAHS Publ No. 165, 287-296
- Mao L., (2004) *Analisi comparativa del trasporto solido di corsi torrentizi in diversi ambiti geografici. Tesi di Dottorato, Università di Padova, Dipartimento TESAF, Italia, 307.*
- Marks K., Bates P. (2000) *Integration of high-resolution topographic data with floodplain flow models. Hydrological Processes*, 14, 2109-2122.
- McLean, S. R. (1991) "Depth-integrated suspended-load calculations". *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(11): 1440-1458.
- McLean, S. R. (1992) "On the calculation of suspended load for non-cohesive sediments". *Journal of Geophysical Research*, 97(C4), 1-14.
- Meselhe E. A. & Sotiropoulos F. (1999) "Three-dimensional numerical model for open-channels with free-surface variations". *J. Hydraulic Research*, 38:2, 115-121.
- Meyer-Peter, E., & R. Müller (1948) "Formulas for bed-load transport," Proceedings, 2nd Congress International Association for Hydraulic Research, Stockholm, Sweden, 39-64. In
- Molls, T., & Chaudhry, M. H. (1995) "Depth-averaged open-channel flow model". *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(6), 453–465.

- Morvan, H., Pender, G., Wright, N. G., & Ervine, D. A. (2002). "Three-dimensional hydrodynamics of meandering compound channels." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(7), 674–682.
- Mosselman, E. (2004) Discussion of "Numerical modelling of bed evolution in channel bends." Kassem, A. A., & Chaudhry, M. H. (2002). *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(1), 82–83.
- Nanson, G. C., & Hickin, E. J. (1986). "A statistical analysis of bank erosion and channel migration in western Canada." *Geol. Soc. Am. Bull.*, 97, 497–504.
- NCCHE, National Center For Computational Hydroscience and Engineering. (2001) CCHE2D Sediment transport model (version 2.1). Technical report No. NCCHE-TR-2001-3. The University of Mississippi, USA.
- Odgaard, A. J. (1981). "Transverse bed slope in alluvial channel bends." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 107(12), 1677–1694.
- Odgaard, A. J., & Kennedy, J. F. (1983). "River-bend bank protection by submerged vanes." *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(8), 1161–1173.
- Odgaard, J. A., & Bergs, M. A. (1988). "Flow processes in a curved alluvial channel." *Water Resour. Res.*, 24(1), 45–56.
- Olesen, K.W. (1987) Bed topography in shallow river bends, Faculty of Civil Eng., Delft Univ. Tech., Report 87-1. In: DHI (2005).
- Olsen, N. R. B. (2003a) "Three-dimensional CFD modeling of self-forming meandering channel." *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(5), 366–372.
- Olsen, N.R. (2003b) "3D CFD modeling of self-forming meandering channel", *J. Hydraulic Engineering, ASCE*, 129:5, 366-372.
- Ozcan, M., & Gokce, T. (2002) "Numerical model (MIKE21) Applications in outfall design: case studies from Turkey". 2ND International Conference on Marine Wate Water Discharges, MWWD –I Stabul, Sept, 16 , 20.
- Papanicolaou, A. & Hilldale, R. (2002) "Turbulence characteristics in gradual channel transition". *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(9), 948–960.
- Parker, G. (1979) "Hydraulic geometry of active gravel rivers" *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 105(9), 1185–1201.
- Parker, G. (2004) "The uses of sediment transport sand morphodynamic modelling in stream restoration". *Proceedings, ASCE World Water and Environmental Resources Congress, Salt Lake City, June 27-July 1*, 10.
- Parker, G., & C. M. Toro-Escobar, (2002) "Equal mobility of gravel in streams: the remains of the day," *Water Resources Research*, 38(11), 1264.
- Parker, G., & E. D. Andrews, (1985) "Sorting of bed load sediment by flow in meander bends," *Water Resources Research*, 21(9): 1361-1373.
- Parker, G., (1978) "Self-formed rivers with equilibrium banks and mobile bed: Part II, the gravel river," *Journal of Fluid Mechanics*, 89(1), 127-148.
- Parker, G., (1978) "Self-formed rivers with stable banks and mobile bed: Part I, the sand-silt river," *Journal of Fluid Mechanics*, 89(1), 109-126.

- Parker, G., C. Paola, & Leclair, S., (2000) "Probabilistic form of Exner equation of sediment continuity for mixtures with no active layer," *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(11): 818-826.
- Phillips B.C, & Sutherland, A. J. (1989) "Spatial lag effects in bed load sediment transport". *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 27(1),115-133. In: Wu, W. (2001)
- Querzoli, G. (2003) "Dispense di meccanica dei fluidi". Università di Cagliari . Facoltà di Ingegneria. Dipartimento di Ingegneria del Territorio. Adelphi.
- Rahuel, J. L. & Holly, F. M. (1989) "Modelling of riverbed evolution for bedload sediment mixtures". *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 115 (11), 1521-1542. In: Wu, W. (2001).
- Rastogi, A. K., & Rodi, W. (1978) "Predictions of heat and mass transfer in open channels." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 104 (HY3), 397–420. In: Zanichelli et al. (2004)
- Ribberink. J. S. (1987) *Mathematical Modelling of One-dimensional Morphological Changes in Rivers with Non-uniform Sediment*, Ph.D. thesis, Delft University of Technology, 200 p. In: Parker ASCE Manual 54.
- Richardson, W. R. (2002). "Simplified model for assessing meander bend migration rates." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(12), 1094–1097.
- Rodi, W. (1993) *Turbulence models and their application in hydraulics—A state of the art review*, International Association for Hydraulic Research. In: Zanichelli et al. (2004).
- Rodriguez, J.F, Bombardelli, F. A., García, M, Frothingham, K., Rhoads, B. L., & Abad, J. (2004) "High-resolution numerical simulation of flow through a highly Sinuous River reach". *Water resources Management* (18): 177-199.
- Rozowskii, I, L. (1957) "Flow of water in bends of open channels". English traslation: Israel Progr. For scientific Trasla. Jerusalem. In: DHI (2004)
- Rubey, W. W. (1933) "Settling velocities of gravel, sand, and silt particles". *American Journal of Science*, 5th Series 25 (148), 325-338. In: USACE (2002)
- Ruther, N. & Olsen N. R. B. (2005) "Three-dimensional modelling of sediment trasport in a narrow 90° channel bend. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 131(10), 917-920.
- Schoklitsch, A. (1914) "Über Schleppekraft un Geschiebebewegung", Engelmann, Leipzige, Germany (in German). In: Mao, L. (2004).
- Schoklitsch, A., (1934) "Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht", *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, Vol. 29, No. 4, 37-43. In: Mao, L. (2004).
- Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino (2004) *Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi ISONZO, TAGLIAMENTO, PIAVE, BRENTA-BACCHIGLIONE Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00.*
- Seker, D.Z., Kaya, S., Musaoglu, N., Kabdasli, S., Yuasa, A., & Duran, Z. (2005) "Investigation of meandering in Filyos River by means of satellite sensor data". *Hydrol. Process.* 19, 1497-1508.
- Sekine, M. & Parker, G. (1992), *Bed load transport on transverse slope I*, *J. Hydraulic Engineering, ASCE*, 118:4, 513-535.
- Seminara G., Tubino M. (1992) "Weakly nonlinear theory of regular meanders". *Journal of Fluid Mechanics* (244), 257.

- Shields, A., (1936) "Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement". California Institute of Technology, Pasadena (translated from German). In: Mao, L (2004)
- Shimizu, Y., & Itakura, T. (1989). "Calculation of bed variation in alluvial channels." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 115(3), 367–384.
- Shiono, K., & Knight, D. W. (1991) "Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel". *J. Fluid Mech.*, 222, 617– 646. In: Zanichelli et al. (2004).
- Shukry, A. (1950). "Flow around bends in an open flume." *Trans., Am. Soc. Civ. Eng.*, 115, 751–788.
- Shumuk, Y., Zabil, D., Ward, P. R. B., Millar, R. G., Kjelds, J. T., & Henry, R. (2000) "Updating the design flood profile for the Fraser River gravel reach with the MIKE 11 Hydrodynamic model". CWRA 53rd Annual Conference, 21- 23 June, Saskatoon, Saskatchewan.
- Shumuk, Y., Zabil, D., Ward, P. R.B., Millar, R., Kjelds, J. T. & Henry (2000) "Updating the design flood profile for the Fraser River Gravel reach with the MIKE 11 hydrodynamic Model". CWRA.
- Simon, A., Thomas, R. E., Curini, A., & Shields, F. D. Jr. (2002). "Case study: Channel stability of the Missouri River, Eastern Montana." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(10), 880–890.
- Simons, D. B., & Albertson, M. L. (1963). "Uniform water conveyance channels in alluvial material." *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 128(1), 65–107.
- Singh, C. B., & Ghosh, L. K. (2000) Discussion of Application of a 3D mobile bed, hydrodynamic model, by Gessler, D, et. Al. (1999) *J. Hydraulic Engineering, ASCE*, 126, 858-860.
- Smart, G. M. & M. N. R. Jäeggi, 1983, "Sediment transport on steep slopes," *Mitteilungen 64 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich*, 19-76. In: Mao, L. (2004).
- Struiksma, N. (1985). "Prediction of 2D bed topography in rivers." *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(8), 1169–1182.
- Struiksma, N., Olsen, K. W., Flokstra, C., & De Vriend, H. J. (1985). "Bed deformation in curved alluvial channels." *J. Hydraul. Res.*, 23(1), 57–79.
- Sumer B.M., Chua, L. H.C., Cheng, N.S., & Fredsøe, J. (2002). "Influence of turbulence on bed load sediment transport". *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(8): 585-596.
- Surian, N. (1999). "Channel changes due to river regulation: The case of the Piave River, Italy." *Earth Surf. Processes Landforms*, 24, 1135–1151.
- Talmon, A.M.; Struiksma, N.; van Mierlo, M.C.L.M. (1995) "Laboratory Measurements of the Direction of Sediment Transport on Transverse Alluvial-bed Slopes", *Journ. of Hydraulic Res.*, 33 (4).
- Thomas, William A. 1982. "Mathematical Modelling of Sediment Movement," *Gravel Bed Rivers*, R. D. Hey,
- Thuc (1991) "TWO dimensional morphological computations near hydraulic structures". Doctoral dissertation. Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand. In: Wu, W. (2001).

- Toffaletti, F. B. (1968) "Technical Report No.5. A procedure for computation of total river sand discharge and detailed distribution, bed to surface". Committee in channel stabilization, U.S. Army Corps of Engineers. In: USACE (2002)
- Tunncliffe, J., Gottesfeld, A. S., & Mohamed, M. (2000) "High resolution measurement of bedload transport". *Hydrol. Process.* 14, 2631 - 2643.
- U.S. Army Engineer Hydrologic Engineering Center (USAHEC). 1990. "HEC-2, Water-Surface Profiles User's Manual," Davis, CA.
- U.S. Army Engineer Hydrologic Engineering Center (USAHEC). 1993. "HEC-6 Scour and Deposition in River and Reservoirs: User's Manual," Davis, CA.
- U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE, (1929): "Technical Bulletin n° 129, November"
- U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE, (1934): "Technical Bulletin n° 652, February"
- USACE, Hydrologic Engineering Center, (2002) HEC-RAS, River Analysis System Hydraulics Reference Manual version 3.1. Report number CPD-69.
- USACE, Hydrologic Engineering Center, (2006) HEC-RAS, River Analysis System Hydraulics User's Manual version 4.0. Report number CPD-68.
- USGS, United States Geological Survey Water-supply, G.J. Arcement, Jr. & V.R. Schneider (1984) Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains Documento WSP2339.
- Van Bendegom, L. (1947). "Some flow considerations on river morphology and river improvements." *De Ingenieur*, 59 (4), B1–B11 in Dutch. In: DHI (2005)
- Van Rijn, L. C. (1984) "Sediment transport, part III: bed forms and alluvial roughness". *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 110(12), 1733-1754.
- Van Rijn, L. C. (1984) Sediment transport, Part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11):1613–1641. 6
- Van Rijn, L. C. (1987) "Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport". *Delft Hydraulics Communication No. 382*. In: Zeng, J., et.al. (2005)
- Van Rijn, L. C. (1993) "Principles of sediment transport in rivers, estuaries, coastal seas and oceans". International Institute for Infrastructural, Hydraulic, and Environmental Engineering, Delft Netherlands. In: USACE (2002).
- Vanoni, V. A. (1975) *Sedimentation Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York N.Y.
- Vogel, K. R., A. van Niekerk, R. Slingerland, & J. S. Bridge, (1992) "Routing of heterogeneous sediments over movable bed: model verification," *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(2): 263-279. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(3), 199–207.
- Walker, D. R., Millar, R. G., & Newbury, P. E. (2004) "Energy profiles across constructed riffles"
- Wang, Z. Y. (1999) "Experimental study on scour rate and river bed inertia". *J. of Hydraulic Research, IAHR*, 37 (1), 17-37. In: Wu, W. (2001).
- Wang, Z.B. (1989) *Mathematical Modelling of morphological processes in estuaries*, Report No. 89-1, Faculty of Eng., Delft Univ. Tech., The Netherlands. In: DHI(2005).

- Wathen, S. J., R. I. Ferguson, T. B. Hoey, & A. Werrity, (1995) "Unequal mobility of gravel and sand in weakly bimodal river sediments," *Water Resources Research*, 31(8): 2087-2096.
- Wei, Z. L. (1999) Private communication. In: Wu, W. (2001).
- Wellington N. W. (1978) "A sediment- routing model for alluvial streams". Master Engineering Science Dissertation. University of Melbourne. Australia. In: Wu, W. (2001).
- Wilson, C. A. M. E., Boxall, J. B., Guymer, I., & Olsen, N. R. B. (2003). "Validation of a three-dimensional numerical code in the simulation of pseudo-natural meandering flows." *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(10), 758–768.
- Winterbottom, S. J. (2000). "Medium and short-term channel planform changes on the Rivers Tay and Tummel, Scotland." *Geomorphology*, 34, 195–208.
- Wong: M. & Parker, G. (2005) The bed load transport relation of Meyer –Peter and Müller overpredicts by a factor of two. Manuscript Number HY/2004/023810, Draft Asce Jhe.
- Wormleaton, P.R., Hey, R. D., Sellin, R. H. J., Bryant, T., Loveless, J. & Catmur, S. E. (2005) "Behaviour of meandering overbank channels with graded sand beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(8), 665-681.
- Wren, D. G., Bennett, B. D., Barkdoll, B. D & Kuhnle, R. A. (2005) "Variability in suspended-sediment concentration over mobile sand beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(8), 733-736.
- Wright, S. & G. Parker, (2004), "Flow resistance and suspended load in sand-bed rivers: simplified stratification model," *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(8), 796-805.
- Wu, B., Molinas, A., & Julien, P. (2004) "Bed – Material Load computations for Nonuniform sediments" *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(10), 1002–1012.
- Wu, B., Wang, G., Ma, J., & Zhang, R. (2005) "Case study: River Training and its effects on fluvial processes in the Lower Yellow River, China." *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2), 85–96.
- Wu, W. & Li, Y. (1992) "One and two- dimensional nesting model for river flow and sedimentation". Proceedings 5th International Symposium on River Sedimentation, Karlsruhe, Germany. In: Wu, W. (2001).
- Wu, W. & Vieira, D. A. (2000) "One-dimensional channel network model CCHE1D Version 2.0, Technical manual". Technical report No. NCCHE-TR-2000-1, National center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi.
- Wu, W. & Wang, S. S. Y. (1999) "Movable bed roughness in alluvial rivers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(12), 1309-1312.
- Wu, W. (2001) "CCHE2D: Sediment transport model (Version 2.1) Technical report No. NCCHE-TR2001-3, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, University of Mississippi.
- Wu, W. M., Rodi, W., & Wenka, T. (2000) "3D numerical modelling of flow and sediment transport in open channels." *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(1), 4–15.
- Wu, W., Shields, D., Bennett, S., & Wang, S. (2005) "A depth-averaged two-dimensional model for flow, sediment transport, and bed topography in curved channels with riparian vegetation". *Water Resources Research*, 41, W030015.

- Xu, J. (1996) "Wandering braided river channel pattern developed under quasi-equilibrium: an example from the Hanjiang River, China." *J. Hydrol.*, 181, 85–103.
- Xu, J. (1997). "Study of sedimentation zones in a large sand-bed braided river: an example from the Hanjiang River of China." *Geomorphology*, 21, 153–165.
- Yalin, M. S. (1972) "Mechanics of sediment transport." Pergamon Press, Inc., New York, New York, U.S.A. In: Wu, W. (2001).
- Yang, C.T. (1973) "Incipient motion and sediment transport". *J. of Hydraulics Division, ASCE*, 99(HY10), pp.1679–1704.
- Yang, C.T. (1979) "Unit stream power equations for total load". *J. of Hydrology*, 40, 123-138.
- Yang, C.T. (1984) "Unit stream power equation for gravel". *J. of Hydrology*, 40, 123-138.
- Yang, C.T.; Trevino, M. A. & Simoes, F. J. M. (1998) "User manual for GSTARS 2.0 (Generalized Stream Tube Model for Alluvial River Simulation version 2.0)". Sedimentation and River Hydraulics Group, Technical Service Center, Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior, Denver, Colorado, USA. In: Wu, W. (2001)
- Ye, J., & McCorquodale, J. A. (1997). "Depth-averaged hydrodynamic model in curvilinear collocated grid." *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(5), 380–388.
- Yeh, K. C., & Kennedy, J. F. (1993). "Moment model of nonuniform channel-bend flow. I. Fixed beds." *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(7), 776–795.
- Younus, M., & Chaudhry, M. H. (1994). "A depth-averaged K- model for the computation of free-surface flow." *J. Hydraul. Res.*, 32(3), 415–443.
- Yulistiyanto, B., Zech, Y., & Graf, W. H. (1998). "Flow around a cylinder: Shallow-water modeling with diffusion-dispersion." *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(4), 419–429.
- Zanichelli, G., Caroni, E., Fiorotto, V. (2004) "River bifurcation analysis by physical and numerical modelling". *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(4), 237–242
- Zeng, J., Constantinescu, G., & Weber, L. (2005) "A fully 3D non hydrostatic model for prediction of flow, sediment transport and bed morphology in open channels". Conference Proceeding, September.
- Zhang Y. (2006) "CCHE2D user's manual, Version 3.0". National Center for Computational Hydroscience and Engineering, Technical report No. NCCHE-TR-2006-02. The University of Mississippi, USA.
- Zhang, Y. (2005) "CCHE2D Mesh Generator Selectrs' Manual—Version 2.50." NCCHE Technical Report. NCCHE-TR-2005-01.
- Zhang, Y. (2005) "CCHE2D-GUI Quick Start Guide." NCCHE Technical Report. NCCHE-TR-2005-04.
- Zimmermann, C., & Kennedy, J. F. (1978). "Transverse bed slope in curved alluvial streams." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 104(1), 33–48.

RINGRAZIAMENTI

Al termine di questo lavoro colgo l'occasione per ringraziare il mio relatore Prof. ing. Sergio Fattorelli ed insieme a lui il coordinatore del dottorato Prof. Mario Lenzi per la disponibilità che hanno avuto. Inoltre desidero ringraziare anche il Dr. Carlo Gregoretti e l'ing. Enrico Frank, per avermi seguito in questi mesi.

Ringrazio la BETA Studio srl per avermi fornito il materiale e le risorse, senza le quali questo lavoro non avrebbe potuto essere svolto.

Un grazie immenso va alla mia famiglia che in questi anni mi ha sempre sostenuto, in tutti i modi, e ad Alberto Boccato, sempre disponibile alla discussione dei temi inerenti allo sviluppo della tesi, il cui contributo ha permesso di coronare questo sogno.

Un grazie a tutti gli amici che non mi hanno fatto mancare il loro incoraggiamento e aiuto.