



**Università degli Studi di Padova**

---

DIPARTIMENTO ICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Analisi morfodinamica del tratto di fiume Po  
dalla confluenza con l'Oglio alla confluenza con il Secchia**

Laureando:

**Davide Ciucevich**

Matricola 1014615

Relatore:

**Prof. Stefano Lanzoni**

Correlatore:

**Prof. Michele Bolla Pittaluga**



Tesi  
Analisi morfodinamica del tratto di fiume Po:  
dalla confluenza con l'Oglio  
alla confluenza con il Secchia

Ciucevich Davide

*Dicembre 2013*



Dubium sapientiae initium

---

*Cartesio*



# Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Geometria</b>	<b>3</b>
2.1	Premessa . . . . .	3
2.2	Analisi preliminare del tratto d'interesse . . . . .	7
2.3	Tratto G . . . . .	8
2.4	Tratto H . . . . .	11
<b>3</b>	<b>Trasporto solido di una corrente fluviale</b>	<b>13</b>
3.1	Considerazioni introduttive . . . . .	13
3.2	Modalità di trasporto dei sedimenti . . . . .	14
3.3	Stima del trasporto di fondo . . . . .	17
3.4	Stima del trasporto totale . . . . .	18
<b>4</b>	<b>Il modello morfodinamico</b>	<b>19</b>
4.1	Premessa . . . . .	19
4.1.1	Il concetto di equilibrio morfodinamico . . . . .	19
4.1.2	Il modello matematico monodimensionale . . . . .	20
4.2	Le equazioni alla base del modello . . . . .	21
4.2.1	Le equazioni tridimensionali . . . . .	21
4.2.2	Le equazioni bidimensionali . . . . .	23
4.2.3	Le equazioni monodimensionali . . . . .	25
4.3	Soluzione . . . . .	27
<b>5</b>	<b>Fasi operative</b>	<b>29</b>
5.1	Considerazioni preliminari . . . . .	29
5.2	La scala delle portate . . . . .	29
5.3	Le sezioni richieste dal modello . . . . .	33
5.4	Analisi di sensibilità . . . . .	36
5.5	Stima della portata solida al contorno . . . . .	38

<b>6</b>	<b>Risultati e osservazioni</b>	<b>43</b>
6.1	Analisi a fondo mobile . . . . .	43
6.2	Ricerca della portata formativa del corso d'acqua . . . . .	46
6.3	Pendenza media del corso d'acqua . . . . .	49
6.4	Eventi di piena straordinaria . . . . .	51
6.5	Riduzione della portata solida in ingresso . . . . .	51
6.5.1	Dimezzamento della $Q_s$ . . . . .	53
6.5.2	Azzeramento della $Q_s$ . . . . .	55
<b>7</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>57</b>
<b>A</b>	<b>Immagini satellitari</b>	<b>59</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>63</b>



# Elenco delle figure

2.1	Il bacino del fiume Po . . . . .	4
2.2	Profilo longitudinale della quota media del fondo del fiume Po, dalla confluenza con la Stura di Lanzo all'incile del Po di Goro, ottenuto sulla base delle misure topografiche effettuate da AIPO (2005). Adattato da Colombo e Filippi (2008). . . . .	5
2.3	Immagine dal satellite del tratto preso in esame. . . . .	6
2.4	Immagine satellitare del tratto G con indicate le sezioni rilevate da AIPO. . . . .	9
2.5	Immagine satellitare del tratto H con indicate le sezioni rilevate da AIPO. . . . .	9
2.6	Ansa del Po nei dintorni della confluenza con il fiume Oglio (sullo sfondo). . . . .	11
3.1	La curva di Shields che definisce le condizioni critiche per l'inizio del trasporto di fondo e le curve che definiscono le condizioni di incipiente trasporto in sospensione secondo Bagnold e Van Rijn. . . . .	15
5.1	Immagine satellitare del tratto da Borgoforte (MN) a Pontelagoscuro (FE) . . . . .	30
5.2	Andamento della portata nel Po in prossimità di Pontelagoscuro negli anni 2007, 2009 e 2013. Disponibile all'indirizzo: <a href="http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html">http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html</a> . . . . .	31
5.3	Andamento del livello idrometrico nel Po in prossimità di Pontelagoscuro nell'anno 2013. Disponibile all'indirizzo: <a href="http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html">http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html</a> . . . . .	31
5.4	Aste idrometriche . . . . .	33
5.5	Alcuni esempi di sezioni visualizzate tramite Hec-Ras . . . . .	34
5.6	Alcuni esempi di sezioni visualizzate tramite Hec-Ras . . . . .	35
5.7	Confronto tra le scale delle portate ottenute numericamente e quella reale misurata alla stazione di Borgoforte. . . . .	38
5.8	Schema grafico per la stima della portata solida in ingresso nel tratto <i>I</i> a partire dal tratto 0 posto a monte. . . . .	39
5.9	Andamento della portata solida nel tratto G-H, al variare della portata liquida. . . . .	41
6.1	Andamento del thalweg, del fondo medio e del livello dell'acqua nel tratto H nel caso in cui $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	44

6.2	Sezione 44 C, San Benedetto Po (MN), $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	45
6.3	Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato (fm) e rilevato (ff) al variare della portata liquida da $750 \text{ m}^3/\text{s}$ a $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	47
6.4	Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato (fm) e rilevato (ff) al variare della portata liquida da $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ a $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	48
6.5	Andamento della pendenza media del corso d'acqua al varia- re della portata. I punti indicano la pendenza calcolata in base alle simulazioni numeriche; la linea continua indica la pendenza stimata sulla base dei rilievi di campo. . . . .	50
6.6	Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato (fm) e rilevato (ff) al variare della portata liquida in casi di piena straordinaria ( $Q = 7130, 8100, 9600 \text{ m}^3/\text{s}$ ). . . . .	52
6.7	Confronto tra l'andamento medio del fondo ottenuto con la $Q_s$ stimata in precedenza e con una $Q_s$ dimezzata; la portata liquida varia da $750 \text{ m}^3/\text{s}$ a $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	54
6.8	Confronto tra l'andamento medio del fondo ottenuto con la $Q_s$ stimata in precedenza e con una $Q_s$ nulla; la portata liquida varia da $750 \text{ m}^3/\text{s}$ a $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ . . . . .	56
A.1	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 40 A alla sezione 41. . . . .	59
A.2	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 41 alla sezione 42 C. . . . .	60
A.3	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 42 C alla sezione 43 B. . . . .	60
A.4	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 43 B alla sezione 45 A. . . . .	61
A.5	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 45 alla sezione MN 33. . . . .	61
A.6	Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione MN 33 alla sezione 48. . . . .	62

# Elenco delle tabelle

2.1	Caratteristiche morfologiche dei vari segmenti omogenei in cui è possibile suddividere il fiume Po dalla confluenza con la Stura di Lanzo all'incile con il Po di Goro. Fonti ADBPO (2005-2007); Colombo e Filippi (2008) .	6
2.2	Caratteristiche granulometriche dei sedimenti nel tratto H. I sedimenti sono classificati in base alle loro dimensioni: sabbia grossa: da 1 a 0.5 <i>mm</i> ; sabbia media: 0.5-0.25 <i>mm</i> , sabbia fine: da 0.25 a 0.125 <i>mm</i> ; sabbia molto fine: da 0.125 a 0.0625 <i>mm</i> ; limo: da 0.0625 a 0.0039 <i>mm</i> . Fonti: ADBPO (2005,2007) . . . . .	8
2.3	Sezioni del tratto G . . . . .	10
2.4	Sezioni del tratto H . . . . .	12
5.1	Tabella riportante i valori di portata in $m^3/s$ e il relativo livello idrometrico rispetto al livello medio del mare presso Pontelagoscuro e Borgoforte	32
5.2	Valori dei coefficienti di Gauckler-Strickler e Manning utilizzati nelle varie simulazioni . . . . .	37
5.3	Confronto tra i livelli ottenuti nelle varie simulazioni con quelli rilevati alla stazione di misura di Borgoforte al variare della portata affluente . .	37
6.1	Valori del livello nella sezione 47 <i>B</i> , posta a valle del tratto H, al variare della portata liquida . . . . .	46
6.2	Portata solida in input . . . . .	53
6.3	Erosione media al diminuire della portata solida . . . . .	55



# Capitolo 1

## Introduzione

Il presente studio si propone di stimare la portata formativa di un corso d'acqua con l'applicazione di un modello unidimensionale in grado di stimare gli effetti dovuti alla presenza di una data portata liquida e di una portata solida, sotto forma di sedimenti trasportati dalla corrente. In particolare il caso che viene trattato nel seguito considera il fiume Po nel tratto che inizia alla confluenza con il fiume Oglio e termina alla confluenza con il Secchia. Sono state effettuate diverse simulazioni a fondo mobile per determinare l'assetto di equilibrio del fondo e della superficie libera per assegnate portate. Successivamente è valutato l'effetto di una variazione della portata solida sulla configurazione di equilibrio del fondo.

E' opportuno ricordare come una assegnata portata può modellare il fondo del corso d'acqua mediante l'erosione delle particelle, che costituiscono il fondo stesso, o il deposito delle particelle trasportate dalla corrente. Tali fenomeni si manifestano per effetto di processi sia naturali che antropici. Di fatto qualsiasi intervento correttivo o di sistemazione di un corso d'acqua produce, in misura più o meno significativa, variazioni del suo assetto altimetrico e/o planimetrico, non di rado con effetti dirompenti. I processi di natura antropica vanno a sovrapporsi a quelli che spontaneamente si verificano negli alvei naturali con la formazione di forme di fondo di piccola scala (dune) e di grande scala (barre). Inoltre nel corso della propagazione delle piene il profilo del fondo del corso d'acqua non si mantiene inalterato, ma varia in una misura che può essere anche piuttosto rilevante.

Per quanto concerne il fiume Po le attività che maggiormente hanno contribuito ad alterare la morfologia del corso d'acqua sono state l'estrazione di sedimenti, particolarmente intensa negli anni 1960-1970, la costruzione della traversa fluviale di Isola Serafini, le varie opere di canalizzazione (pennelli di navigazione e difese di sponda), e le variazioni di uso del suolo a scala di bacino. La risposta morfologica a tali sollecitazioni esterne ha prodotto

significative variazioni all'assetto plano-altimetrico di ampi tratti, con una generale tendenza al restringimento e all'abbassamento dell'alveo di magra.

Nel corso dell'ultimo secolo e in modo più assiduo e sistematico negli ultimi decenni sono state condotte diverse campagne di rilevamento di molte sezioni trasversali del principale fiume italiano e di tutti i suoi affluenti: operazioni effettuate non solo in punti diversi del corso d'acqua ma anche, a distanza di anni, misurando nuovamente il fondo nelle medesime sezioni considerate in passato, al fine di valutare l'evoluzione temporale del fondo. Inoltre con l'avvento di sistemi sempre più sofisticati di rilevamento, si è giunti ad una mappatura dell'intero andamento planimetrico dell'asta principale del fiume.

La tesi è organizzata come segue: il capitolo 2 presenta in via generale le caratteristiche morfologiche del fiume Po con particolare attenzione al tratto analizzato nel seguito. Nel capitolo 3 si riportano le principali nozioni sul trasporto solido di sedimenti e sul concetto di equilibrio di un corso d'acqua. Il capitolo 4 riporta alcune indicazioni riguardo alla parte numerica della tesi, con specifici riferimenti alle equazioni alla base del modello utilizzato. Nel capitolo 5 vengono evidenziate le principali fasi operative che hanno caratterizzato lo studio in questione. Il capitolo 6 presenta i principali risultati ottenuti e alcune significative osservazioni a riguardo, mentre il capitolo 7 raccoglie le considerazioni finali in merito a quanto si è analizzato. Infine, in appendice sono disponibili alcune immagini satellitari del tratto di Po considerato.

# Capitolo 2

## Geometria

### 2.1 Premessa

Il bacino imbrifero del fiume Po con i suoi 72000  $km^2$  copre circa un quarto del territorio italiano includendo il versante meridionale delle Alpi, i versanti settentrionali degli Appennini tosco-emiliani e la Pianura Padana, come si può vedere dalla figura 2.1.

Il suo corso, lungo 652 km, viene comunemente suddiviso in quattro tratti principali (Marchi, 1984): l'alto Po, dalle sorgenti alla confluenza con il Ticino; il medio Po, dalla confluenza con il Ticino a quella con il Mincio; il basso Po, dalla confluenza con il Mincio all'incile con il Po di Goro, a Serravalle; il delta, fino allo sbocco in mare. Il regime idrologico annuale è caratterizzato da due periodi di magra (invernale ed estivo) e due periodi di piena (tardo autunnale e primaverile) associati rispettivamente all'intensificarsi delle precipitazioni e ai processi di scioglimento nivale che si verificano nelle porzioni montane del bacino. Per quanto riguarda le portate annuali minime, medie e massime, con riferimento alla sezione di misura di Pontelagoscuro, i valori si aggirano sui 600, 1500 e 5000  $m^3/s$  con picchi di piena dell'ordine dei 10.000  $m^3/s$  e minimi sui 250  $m^3/s$  (Zanchettin et al., 2008). Recenti stime valutano la portata solida scaricata annualmente nel mare Adriatico mediamente pari a 11.5  $Mt/anno$  (Syvitski et al. 2005).

La variazione della morfologia dell'alveo e della granulometria dei sedimenti che si osserva muovendosi verso valle è strettamente associata alla progressiva diminuzione della pendenza dell'alveo inciso e della corrispondente capacità di trasporto della corrente. I rilievi topografici effettuati periodicamente, a partire dal 1954, in prefissate sezioni trasversali dall'Agenzia Interregionale del fiume Po (AIPO, 2005), i modelli digitali del terreno (DTM) sviluppati tramite rilievi LIDAR (Colombo e Filippi, 2008) e, infine,

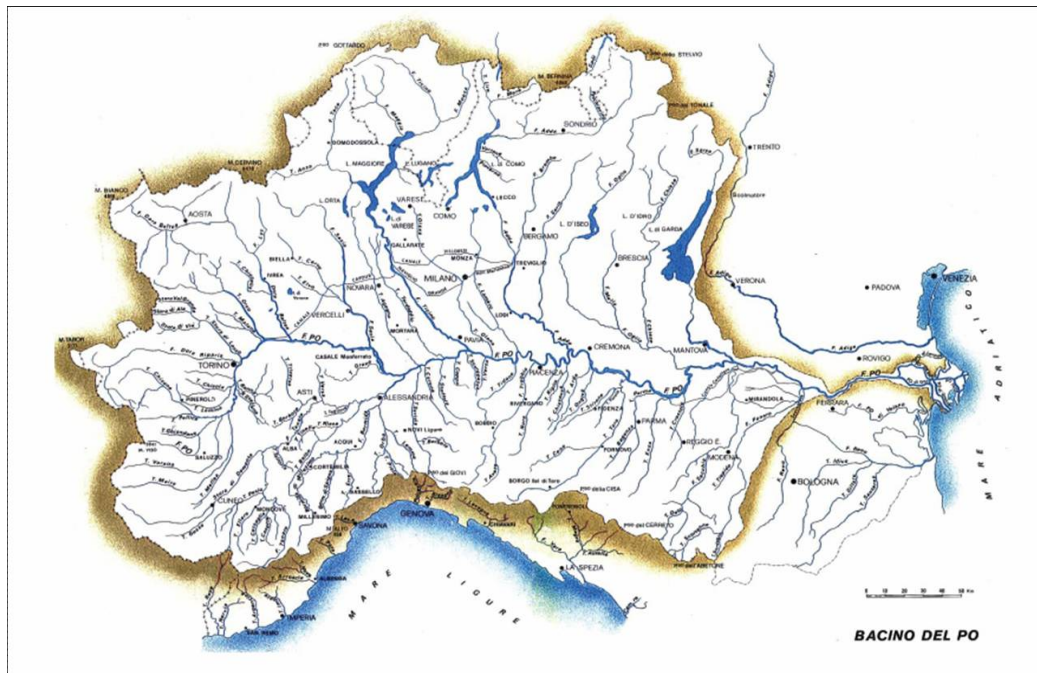


Figura 2.1: Il bacino del fiume Po

le analisi granulometriche e sedimentologiche condotte dall'Autorità di Bacino del Fiume Po sui numerosi campioni di sedimenti (291) prelevati lungo l'asta principale e alcuni dei suoi principali affluenti appenninici (ADBPO, 2005, 2007a,b) consentono di individuare, da monte verso valle, dieci tratti (A-J) con caratteristiche morfologiche e sedimentologiche approssimativamente omogenee (figura 2.2 e tabella 2.1). Tali tratti sono determinati dalle confluenze con gli affluenti principali, da soglie naturali o artificiali e dalla presenza in alveo di opere di controllo. La pendenza dell'asta fluviale nei vari tratti è in genere molto inferiore a quella della piano alluvionale attraverso cui il fiume scorre delimitato dagli argini maestri. Ad esempio, lungo i 216 km dalla foce del'Arda all'incile del Po di Goro (tratti G-J) il dislivello complessivo dell'alveo è pari a circa 24 m, a fronte di un dislivello del piano campagna pari a circa 32 m.

Nel seguito si analizzano nel dettaglio i tratti G e H, dalla confluenza con il Taro alla confluenza con il Secchia (figura 2.3). Per una descrizione più approfondita degli altri tratti si rimanda ad altri studi specialistici (Lanzoni, 2012).



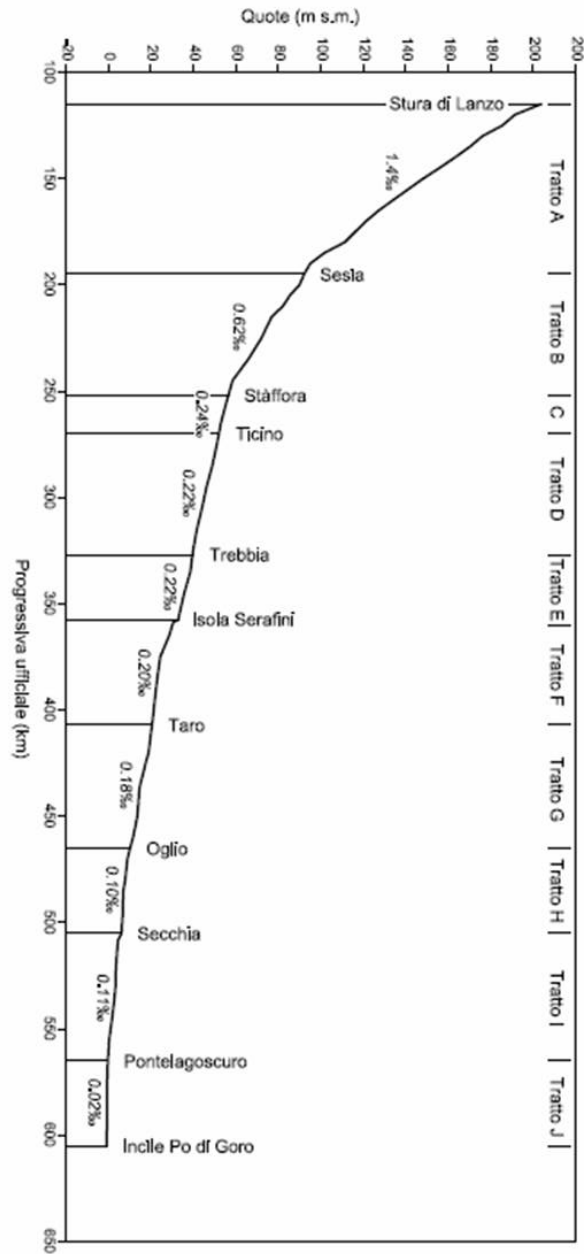


Figura 2.2: Profilo longitudinale della quota media del fondo del fiume Po, dalla confluenza con la Stura di Lanzo all'incile del Po di Goro, ottenuto sulla base delle misure topografiche effettuate da AIPO (2005). Adattato da Colombo e Filippi (2008).

Tabella 2.1: Caratteristiche morfologiche dei vari segmenti omogenei in cui è possibile suddividere il fiume Po dalla confluenza con la Stura di Lanzo all'incile con il Po di Goro. Fonti ADBPO (2005-2007); Colombo e Filippi (2008)

tratto	pendenza ‰	morfologia
A Stura di Lanzo - Sesia	1.40	monocursale sinuoso
B Sesia - Staffora	0.62	pluricursale rettilineo
C Staffora - Ticino	0.24	monocursale rettilineo/sinuoso
D Ticino - Trebbia	0.22	monocur. rettilineo/meandriforme
E Trebbia - Isola Serafini	0.22	monocursale meandriforme
F Isola Serafini - Taro	0.20	monocur. meandriforme/sinuoso
G Taro - Oglio	0.18	monocursale curvilineo
H Oglio - Secchia	0.10	monocur. sinuoso/meandriforme
I Secchia - Pontelagoscuro	0.11	monocursale rettilineo/sinuoso
J Pontelagoscuro - Po di Goro	0.02	monocursale rettilineo/sinuoso

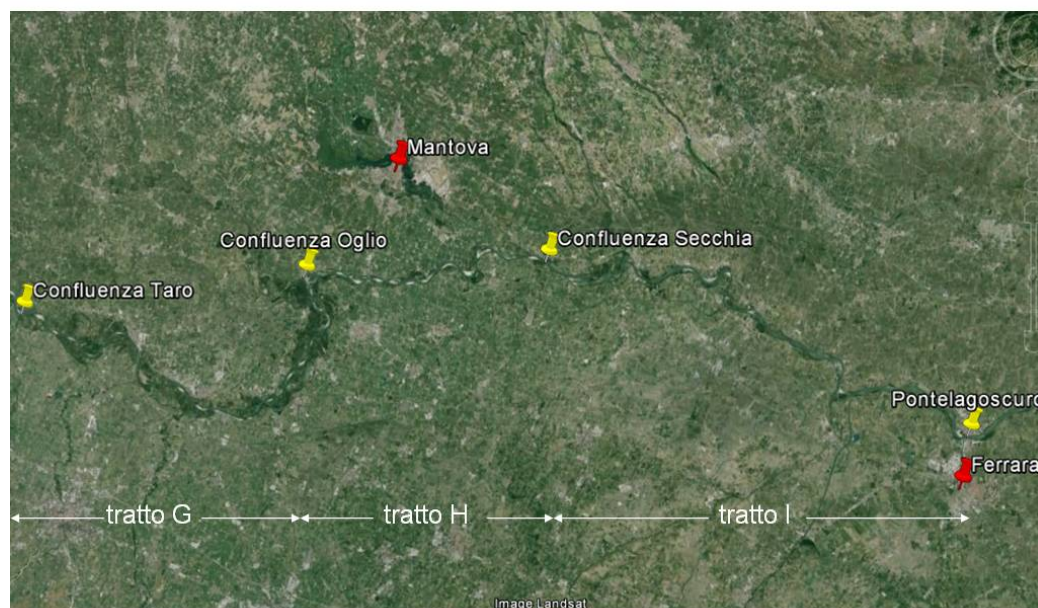


Figura 2.3: Immagine dal satellite del tratto preso in esame.

## 2.2 Analisi preliminare del tratto d'interesse

Come si è detto in precedenza, nel corso degli ultimi decenni moltissimi dati sono stati raccolti lungo tutti i corsi d'acqua che appartengono al bacino idrografico del fiume Po e, più diffusamente, lungo l'asta principale del fiume stesso in particolare da Torino fino a Villanova Marchesana (Rovigo). Un grande lavoro di catalogazione è quindi stato effettuato allo scopo di porre ordine ai risultati delle misurazioni ottenute.

Dalle fonti che si hanno a disposizione, i primi rilevamenti risalgono al 1954. Essendo il metodo di misurazione manuale certamente preciso ma molto lungo e laborioso, poche erano le sezioni che a quel tempo venivano acquisite durante un anno. Con l'avvento del nuovo millennio mezzi più sofisticati ed efficienti hanno permesso di compiere in modo più spedito le varie operazioni. Ad esempio, dalle informazioni ottenute dall'Agenzia Interregionale per il fiume Po (A.I.P.O.), nel biennio 1967-1968 furono analizzate 61 sezioni, nel 2000 337 e nel 2005 se ne contano 314, molte delle quali ricalcano quelle del 2000. Ogni sezione è stata anche georeferenziata planimetricamente in formato shapefile ed è stata descritta con file .xls, .dwg e .txt. L'attività non si è arrestata a quest'unico aspetto ma si sono determinati anche i profili arginali; in aggiunta sono stati indicati tutti gli idrometri da cui si poteva risalire al livello del fiume e catalogati in file .xls e .shp; ancora, tutte le opere idrauliche/strutturali, collocate lungo il fiume o che lo intersecano nel loro percorso, sono state esaminate dettagliatamente. Si sono inoltre determinate le mappature con il laser scanner a 10 m e a 2 m dell'andamento del corso del fiume e del terreno limitrofo da Torino fino a Villanova Marchesana. A corredo di tutto ciò sono state allegate molte foto esplicative di ogni particolare.

Per lo studio di cui ci si appresta a trattare si sono presi in esame i dati ricavati nell'anno 2005 che fanno riferimento al tratto del corso d'acqua che scorre da Portalbera (Pavia) fino a Villanova Marchesana; in particolare considerando la suddivisione indicata in figura 2.2 e in tabella 2.1, si è deciso di indagare il tratto I; ma, come si vedrà nel prosieguo, per imporre delle corrette condizioni al contorno è necessario esaminare anche il tratto H, immediatamente a monte.

Dato che il modello utilizzato richiede in ingresso la geometria delle sezioni, per capire dove tali sezioni si posizionino all'interno del dominio di studio e poter poi valutare in modo più accurato i risultati, si è così proceduto:

1. come primo passaggio si sono considerate le immagini satellitari dei due tratti, cercando di mantenere un buon grado di dettaglio;

2. operando con il programma ArcGis, si sono elaborate le foto, georeferenzandole;
3. si sono caricati gli shapefile del 2005, che riportano la planimetria delle sezioni;
4. infine si sono ricavate le figure che danno una prima idea della disposizione spaziale delle diverse sezioni.

Per quanto riguarda la granulometria dei sedimenti si osserva in generale una selezione delle frazioni più grossolane muovendosi da monte verso valle: i diametri rappresentativi  $d_{84}$  e  $d_{50}$  diminuiscono tendendo progressivamente verso i valori tipici delle frazioni granulometriche più fini,  $d_{16}$  e  $d_5$ , che si mantengono circa costanti. Quanto appena esposto è riepilogato nella tabella 2.2.

Tabella 2.2: Caratteristiche granulometriche dei sedimenti nel tratto H. I sedimenti sono classificati in base alle loro dimensioni: sabbia grossa: da 1 a 0.5 mm; sabbia media: 0.5-0.25 mm, sabbia fine: da 0.25 a 0.125 mm; sabbia molto fine: da 0.125 a 0.0625 mm; limo: da 0.0625 a 0.0039 mm. Fonti: ADBPO (2005,2007)

tratto	passante	alveo	barre	sponde
G	$d_{84}$	sabbia grossa	sabbia grossa	sabbia fine
	$d_{50}$	sabbia media	sabbia media	sabbia fine
	$d_{16}$	sabbia media	sabbia fine	sabbia molto fine
H	$d_{84}$	sabbia media	sabbia media	sabbia fine
	$d_{50}$	sabbia media	sabbia media	sabbia fine
	$d_{16}$	sabbia fine	sabbia fine	sabbia molto fine/limo

### 2.3 Tratto G

Il tratto G, compreso tra le confluenze del Taro e dell'Oglio, è di tipo monocursale con andamento curvilineo causato dalle opere di difesa radente e di navigazione presenti nel tratto. La pendenza dell'alveo (0.18 ‰) è inferiore a quella del piano campagna (0.26 ‰). Le sponde e le barre sono costituite da depositi sabbiosi medio-fini mentre l'alveo di magra sommerso è impostato in depositi sabbioso-ghiaiosi (a monte) e in depositi prevalentemente sabbiosi (a valle). La presenza di depositi grossolani nell'alveo di magra è dovuta agli apporti solidi degli affluenti appenninici (Taro, Parma ed Enza).



Figura 2.4: Immagine satellitare del tratto G con indicate le sezioni rilevate da AIPO.



Figura 2.5: Immagine satellitare del tratto H con indicate le sezioni rilevate da AIPO.

Tabella 2.3: Sezioni del tratto G

numero progressivo	Sezione	distanza parziale [m]	distanza progressiva [m]
1	32A	0	0
2	33	1194	1194
3	33A	2973	4167
4	33B	2062	6230
5	33C	3374	9604
6	34	1650	11 254
7	34A	2856	14 110
8	35	1258	15 368
9	35A	530	15 898
10	35B	347	16 245
11	35C	1632	17 877
12	35D	2655	20 532
13	35E	2047	22 579
14	35F	1367	23 946
15	36	1764	25 709
16	36A	1814	27 524
17	37	2296	29 820
18	37BIS	391	30 211
19	37A	660	30 871
20	37B	959	31 830
21	37C	1239	33 069
22	38	1624	34 693
23	38A	1975	36 667
24	38B	800	37 467
25	38C	968	38 436
26	38D	910	39 345
27	38D1	533	39 879
28	38E	984	40 863
29	39	1210	42 073
30	39A	1288	43 361
31	39B	1129	44 490
32	39C	1231	45 721
33	39D	1634	47 355
34	39E	1736	49 091
35	39F	1869	50 960
36	40	845	51 804
37	MN29	631	52 436
38	40A	765	53 201
39	MN30	526	53 727
40	40B	766	54 493



Figura 2.6: Ansa del Po nei dintorni della confluenza con il fiume Oglio (sullo sfondo).

## 2.4 Tratto H

Il tratto H, compreso tra le confluenze con l'Oglio e il Secchia (che si immette poco a valle della confluenza con il Mincio), costituisce la parte terminale del tratto fluviale reso navigabile mediante pennelli. L'assetto è monocursale e presenta una prima parte rettilineo-sinuosa, e una seconda parte meandri-forme. La pendenza dell'alveo ( $0.10 \text{ ‰}$ ) è, come per il precedente tratto, inferiore a quella della piana alluvionale ( $0.29 \text{ ‰}$ ). L'alveo di magra e le barre sono costituiti da sabbie medio-fini, mentre le sponde sono incise in depositi prevalentemente sabbiosi, da fini a molto fini, e limosi. La golena, come nel tratto precedente, è relativamente ampia.

Tabella 2.4: Sezioni del tratto H

numero progressivo	Sezione	distanza parziale [m]	distanza progressiva [m]
1	MN31	0	0
2	40C	1317	1317
3	40D	925	2242
4	40E	1103	3345
5	41	1425	4770
6	41A	789	5559
7	41B	1093	6653
8	42	1204	7857
9	42A	1093	8950
10	42B	1032	9982
11	42C	1120	11 102
12	42D	1262	12 364
13	42E	1090	13 454
14	42F	956	14 410
15	43	1009	15 419
16	43BIS	575	15 994
17	43A	439	16 433
18	43B	782	17 215
19	44	1142	18 356
20	44A	1244	19 600
21	44B	1296	20 896
22	44C	1078	21 974
23	45	680	22 655
24	45A	1263	23 918
25	45B	1000	24 918
26	45C	1699	26 618
27	46	1233	27 850
28	46A	694	28 545
29	MN32	373	28 917
30	46B	364	29 281
31	MN33	466	29 747
32	46C	467	30 214
33	MN34	425	30 639
34	47	464	31 102
35	MN35	375	31 477
36	47A	365	31 842
37	47B	1026	32 868



## Capitolo 3

# Trasporto solido di una corrente fluviale

### 3.1 Considerazioni introduttive

Il fondo e le sponde dei corsi d'acqua sono costituiti da ammassi di sedimenti privi o parzialmente dotati di coesione. L'azione della corrente fluida può quindi condurre al distacco delle particelle e al loro trasporto idrodinamico. L'origine della maggior parte dei sedimenti è ascrivibile alla decomposizione delle rocce, anche se alcuni sedimenti si possono originare dalla precipitazione di minerali contenuti nelle acque naturali. La produzione di sedimenti è quindi un processo naturale la cui intensità dipende dalle caratteristiche geologiche del bacino, dal clima e dalla vegetazione. Tale processo può tuttavia essere modificato da attività antropiche quali attività agricole, minerarie, costruzioni, opere di sistemazione fluviale, etc. La velocità di produzione dei sedimenti può esprimersi in *tonnellate/(km<sup>2</sup>·anno)* o *mm/anno*; varia considerevolmente nei diversi bacini, assumendo valori tipici compresi fra alcuni *μm/anno* e alcuni *mm/anno*. Nella parte alta dei bacini il moto dei sedimenti è dominato dagli effetti della gravità e delle collisioni intergranulari. Esso si manifesta nella forma delle cosiddette correnti detritiche o debris flows, miscugli di materiale grossolano e matrice fangosa mobilitati dall'azione di piogge intense o eventi franosi. Solo una parte modesta (10%-20%) del materiale eroso nella parte alta dei bacini raggiunge il corso d'acqua ed è trasportata verso valle. La gran parte dei sedimenti viene depositata in uno stadio intermedio per effetto della ridotta capacità di trasporto delle acque superficiali: i sedimenti si accumulano tipicamente ai piedi dei versanti nella forma dei cosiddetti coni di deiezione. Per quanto riguarda le proprietà dei sedimenti e degli ammassi si rimanda ad uno dei numerosi manuali presenti

in letteratura.

I processi di erosione e deposito continuano lungo la rete fluviale dando luogo alla sua evoluzione altimetrica e planimetrica: in tale fase il meccanismo di trasporto dominante è idrodinamico. Nei paragrafi che seguono si tenterà di descrivere tale meccanismo che costituisce un ingrediente fondamentale per lo studio delle correnti fluviali.

### 3.2 Modalità di trasporto dei sedimenti

Il trasporto dei sedimenti viene comunemente distinto in due parti: quello *al fondo* e quello *in sospensione*. Per quanto riguarda il primo, quando una corrente uniforme turbolenta sollecita un fondo incoerente (in genere, anche se non sempre, è il caso di un fondo fluviale) si osserva che esistono condizioni in cui quasi nessun granulo viene mobilitato. Malgrado il moto turbolento in prossimità del fondo presenti in modo intermittente intense eruzioni, e quindi la probabilità di mobilitazione dei granuli non sia mai esattamente nulla, è possibile individuare condizioni limite al di sotto delle quali il trasporto può considerarsi nullo ai fini pratici. Con l'ipotesi di sedimenti uniformi, Shields ha definito un parametro detto tensione adimensionale (o di Shields):

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho)gd} \quad (3.1)$$

dove  $\tau_0$  è la tensione tangenziale al fondo, mediata sulla turbolenza. Si definisce valore critico  $\tau_{*c}$  quel valore di tensione al di sotto del quale la portata solida al fondo si annulla. Risulta interessante il legame esplicito tra la tensione di Shields e il parametro  $R_p$ , detto anche numero di Reynolds della particella:

$$R_p = \frac{\sqrt{(s-1)gd^3}}{\nu} \quad (3.2)$$

con  $s$  densità relativa che per la gran parte dei minerali è compresa tra 2.6 e 2.9. Tale legame rappresentato dalla curva di Shields (1936) è riportato nella figura 3.1.

Nel caso in cui la granulometria del fondo sia non uniforme si evidenzia come i grani di dimensioni maggiori, pur essendo tendenzialmente meno mobili dato il loro maggior peso, sono maggiormente esposti all'azione destabilizzante dell'acqua. Viceversa particelle minori, tendenzialmente più mobili, sono soggetti a un'azione di protezione da parte dei granuli più grandi. Questo effetto, chiamato *nascondimento* o *hiding*, può essere tenuto in conto introducendo un'opportuna funzione, decrescente con il diametro delle particelle.

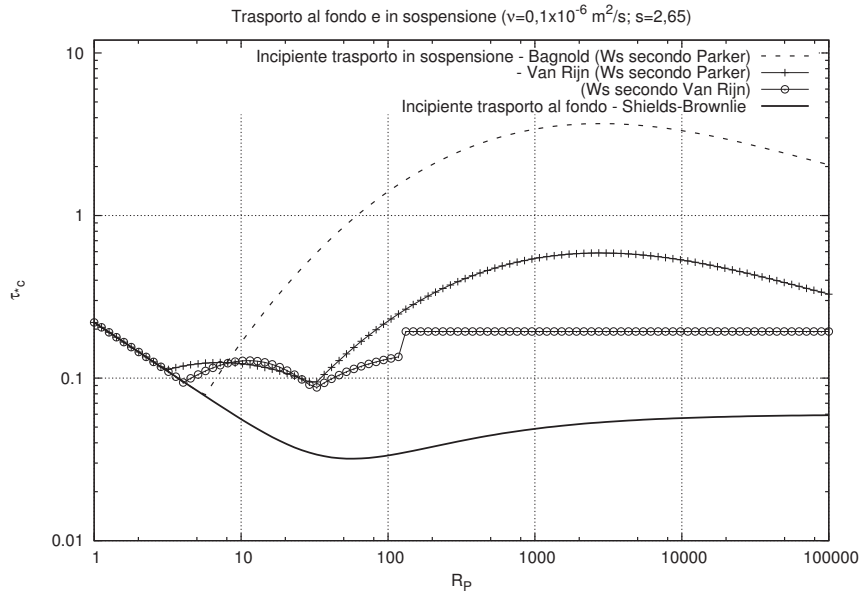


Figura 3.1: La curva di Shields che definisce le condizioni critiche per l'inizio del trasporto di fondo e le curve che definiscono le condizioni di incipiente trasporto in sospensione secondo Bagnold e Van Rijn.

Tuttavia, sebbene questo meccanismo possa risultare interessante, nel presente lavoro è stato scelto di considerare la granulometria uniforme, adottando come diametro tipico dei tratti del Po considerati il  $d_{50}$ : questa assunzione non solo semplifica la trattazione, ma sembra abbastanza ragionevole per i casi qui analizzati.

Se si considera invece il trasporto in sospensione, è noto come in una corrente turbolenta, in prossimità della parete vengono emesse dal fondo, in modo intermittente sia nello spazio che nel tempo, parcelle di fluido caratterizzate da una bassa velocità longitudinale. Sotto opportune condizioni, quando l'emissione è sufficientemente intensa, le particelle solide che giacciono sul fondo vengono intrappolate nella parcella di fluido e sospinte verso la regione esterna. Di queste, non tutte riescono a raggiungere la regione esterna: alcune assai presto ridepositano sul fondo; tuttavia, al crescere della tensione di Shields, il numero di eiezioni che raggiungono la regione di moto esterna tende a coincidere con il numero totale delle eiezioni. Le particelle solide che riescono ad attraversare lo strato limite di parete, costituendo la frazione di trasporto solido in sospensione, seguono poi traiettorie determinate sia dall'azione dinamica del fluido in cui si trovano che dalla sedimentazione

indotta dall'eccesso di peso delle particelle solide rispetto al fluido circostante. Talvolta le particelle nella fase di caduta sono sollecitate da nuove eiezioni provenienti dalle pareti e riprendono una traiettoria ascendente.

Diverse argomentazioni (Bagnold, 1966) suggeriscono che un parametro idoneo a definire la condizione di soglia che va superata affinché si realizzi il trasporto in sospensione è il rapporto  $w_s/u_*$  fra velocità di sedimentazione delle particelle e velocità di attrito. Una modesta variante di tale parametro è detta nella letteratura idraulica *numero di Rouse*, e può essere interpretato come rapporto fra una misura della tendenza stabilizzante espressa dalla capacità delle particelle solide di sedimentare e una misura della tendenza destabilizzante (misurata dalla velocità d'attrito  $u_*$ ), che esprime la capacità delle parcelle fluide emesse dal fondo di trasportare le particelle solide. Introdotta la velocità di sedimentazione adimensionale

$$\hat{w}_s = \frac{w_s}{\sqrt{(s-1)gd}} \quad (3.3)$$

è possibile scrivere il criterio che individua la soglia del rapporto (tra la velocità di sedimentazione e la velocità di attrito) al di sotto del quale le particelle vanno in sospensione, in forma adimensionale:

$$\frac{\sqrt{\tau_*}}{\hat{w}_s} = f_s(Re_p) \quad (3.4)$$

In letteratura si trovano numerose proposte per la funzione  $f_s$ : in particolare *Bagnold* (1966) suggerisce di porre  $f_s = 1$  mentre *Van Rijn* (1984) propone un andamento bimodale in funzione di  $Re_p$ . Entrambi i criteri sono riportati in figura 3.1.

Infine si indica con *wash load* la porzione di sedimenti sospesi costituita essenzialmente da particelle fini di limo e argilla, forniti da depositi di monte, come ad esempio del materiale dilavato dai versanti o generato da eventi franosi, quindi presente in quantità solitamente trascurabili in alveo.

Si può osservare come, al crescere della velocità della corrente (e, quindi, dello sforzo tangenziale al fondo), le particelle vengono movimentate in modo differente. Definendo con  $\tau_{*c}$  e  $\tau_{*sc}$  i due valori soglia del parametro di Shields per il trasporto al fondo e in sospensione, all'aumentare di  $\tau_*$  si possono distinguere le seguenti modalità di movimento:

1.  $\tau_* < \tau_{*c}$ : le particelle *non* vengono mobilitate e rimangono sul fondo;
2.  $\tau_{*c} < \tau_* < \tau_{*sc}$ : *trasporto di fondo*. In questo caso si procede ad un'ulteriore distinzione:

- *rotolamento e slittamento*: per valori del parametro di Shields leggermente superiori a quello critico i granuli rotolano o strisciano mantenendosi sempre in contatto con il fondo;
  - *saltellamento*: al crescere di  $\tau_*$  i granuli iniziano a muoversi con dei balzi di altezza dell'ordine di  $2 \div 3 d$ , subendo delle collisioni con il fondo e, all'aumentare del numero delle particelle movimentate, fra i granuli stessi;
3.  $\tau_* > \tau_{*sc}$ : i sedimenti vengono innalzati ad una distanza dal fondo tale per cui le forze turbolente di sostentamento sono comparabili con il peso immerso, o maggiori. I sedimenti vengono quindi trasportati *in sospensione* senza contatti con il fondo;
  4. Nel caso di  $\tau_*$  molto elevato è possibile individuare una ulteriore modalità di trasporto, detto *sheet flow*, caratterizzato da uno strato di sedimenti a elevata concentrazione che si muove a contatto con il fondo: in tal caso le collisioni intergranulari giocano un ruolo cruciale. Tale meccanismo caratterizza i *debris flow*.

### 3.3 Stima del trasporto di fondo

Per una stima del trasporto di fondo non mancano derivazioni teoriche che tuttavia hanno evidenziato nel tempo significative limitazioni: si preferisce quindi adottare formulazioni empiriche, anch'esse numerose in letteratura. Tali relazioni forniscono una stima della portata solida al fondo per unità di larghezza,  $q_b$ , usualmente adimensionalizzata nella forma proposta da *Einstein* (1950):

$$\phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad (3.5)$$

Nel caso in cui la granulometria sia uniforme le relazioni empiriche proposte in letteratura possono tutte porsi nella forma generale  $\phi = \phi(\tau_*)$ .

Si elencano quindi, tra le varie relazioni presenti in letteratura, le due presenti nel modello matematico utilizzato:

- *Meyer-Peter Muller*(1948) verificata con  $d = 0.4 \div 30 \text{ mm}$ :

$$\phi = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2}, \quad \text{con } \tau_{*c} = 0.047 \quad (3.6)$$

- *Parker*(1990), verificata con granulometria grossolana:

$$\phi = 0.002188 \tau_*^{3/2} G(\zeta), \quad \text{con } \zeta = \frac{\tau_*}{\tau_{*c}} \quad (3.7)$$

dove la funzione  $G$  assume tre diverse configurazioni al variare di  $\zeta$ :

$$G(\zeta) = 5474 \left(1 - \frac{0.853}{\zeta}\right)^{4.5}, \quad (\zeta \geq 1.65) \quad (3.8a)$$

$$G(\zeta) = \exp[14.2(\zeta - 1) - 9.28(\zeta - 1)^2], \quad (1 \leq \zeta \leq 1.65) \quad (3.8b)$$

$$G(\zeta) = \zeta^{14.2}, \quad (\zeta \leq 1) \quad (3.8c)$$

La formula di Parker non presenta una tensione critica al di sotto della quale si annulla il trasporto al fondo: tuttavia per valori di  $\tau_*$  molto piccoli la  $\phi$  risulta trascurabile. Questo ragionamento vale anche per la relazione di Engelund-Hansen (3.9), che verrà introdotta nel paragrafo seguente.

E' necessario sottolineare come tali relazioni forniscono solo una stima dell'ordine di grandezza di  $q_b$ : quest'affermazione non deve però essere vista come riduttiva in quanto il carattere fortemente crescente della funzione  $\phi$  fa sì che il suo valore vari di almeno tre ordini di grandezza al variare della tensione di Shields  $\tau_*$  nell'intervallo 0.05-1. In altre parole, la stima dell'ordine di grandezza di  $q_b$  è spesso sufficiente nella pratica. D'altra parte i processi di evoluzione del fondo sono determinati dalle variazioni spaziali del trasporto solido, la cui entità determina invece la scala temporale su cui tali processi evolutivi si realizzano. In altre parole, se la portata solida non varia lungo il corso d'acqua, il fondo non si sposta: dunque, anche se la stima della portata solida fosse affetta da notevole errore, la previsione dell'evoluzione del fondo in questo caso sarebbe comunque esatta.

### 3.4 Stima del trasporto totale

Se l'ipotesi di prevalente trasporto al fondo non è applicabile, come può essere ad esempio per portate di piena in cui i sedimenti vengono trasportati in notevole quantità, occorre a rigore valutare anche l'aliquota del trasporto in sospensione per poter stimare adeguatamente la portata solida totale  $Q_s$ . Per fare ciò è tuttavia necessario conoscere le condizioni iniziali e al contorno della concentrazione dei sedimenti trasportati: in mancanza di questi dati che sono effettivamente di difficile reperimento, è possibile ricorrere ad alcune formulazioni di origine empirica o semi-empirica che permettono di valutare direttamente il trasporto totale. Tra le varie relazioni si riporta quella di Engelund-Hansen (1967) verificata per sabbie:

$$\phi = 0.05 C^2 \tau_*^{5/2}, \quad \text{dove la conduttanza } C = \sqrt{\frac{k_s^2 y^{1/3}}{g}} \quad (3.9)$$

# Capitolo 4

## Il modello morfodinamico

### 4.1 Premessa

Il modello matematico adottato nella presente tesi considera la relazione tra l'assetto altimetrico dell'alveo fluviale, la portata liquida in ingresso da monte e la portata solida da quest'ultima trasportata e suppone che nel tratto di fiume considerato sia possibile l'instaurarsi di una condizione di equilibrio.

La struttura matematica del modello verrà presentata nei seguenti paragrafi.

#### 4.1.1 Il concetto di equilibrio morfodinamico

Parlare in generale di *sistema fiume* senza considerare tutti gli elementi che lo compongono è un'operazione troppo semplicistica; la realtà delle cose infatti risulta essere molto più complessa e articolata.

Per questo motivo si esaminano varie *forme* relative al corso d'acqua in scale diverse sviluppando i concetti di *sistema fluviale* e *sottosistemi fluviali*.

La nozione di sistema fluviale fa riferimento a un bacino idrografico; a sua volta una sua parte è definita come sottosistema fluviale di cui fanno parte ad esempio i meandri di un corso d'acqua. Andando sempre più nel dettaglio si trova ad esempio il sottosistema dune; diminuendo ancora la scala spaziale si incontra il sottosistema delle ripples, che hanno la dimensione del centimetro. Infine, le particelle dei sedimenti (fini o grosse che siano) costituiscono il livello più basso di sottosistema fluviale.

I sistemi (e i sottosistemi) evolvono nel tempo; ad esempio le particelle, le ripples, le dune e i meandri evolvono nello spazio con tempi di risposta via via più lunghi all'aumentare della scala spaziale.

Il concetto di *equilibrio morfodinamico* di un sistema (sottosistema) è una condizione di regime stazionaria ed è definibile se viene fissata la scala spaziale dello stesso sistema (sottosistema). Ad esempio ciò che caratterizza la scala del bacino idrografico è la lunghezza dell'asta principale; inoltre anche la scala dei tempi è rapportata alla scala delle lunghezze. L'equilibrio di un sistema è legato alla sua scala spaziale e temporale.

In questo lavoro si cerca di determinare una situazione di equilibrio; in realtà situazioni perenni di equilibrio non si verificano mai ma si può immaginare che per un certo periodo (ovvero per una certa portata fissata che duri un certo tempo) il moto sia permanente per il calcolo del tirante d'acqua.

Si faccia attenzione che se un sistema è in equilibrio, non è detto che i suoi sottosistemi subordinati (inferiori) o superordinati (maggiori) lo siano perché sono caratterizzati da scale di evoluzione diverse.

Perciò nello studio dell'evoluzione altimetrica dell'alveo del Po si ipotizza che

- il fiume nel suo complesso sia in condizioni stazionarie;
- i sottosistemi subordinati abbiano una relazione biunivoca con la portata considerata ( $f(Q)$ ) per cui si adattano istantaneamente all'evoluzione del sistema esaminato.

#### 4.1.2 Il modello matematico monodimensionale

Lo schema interpretativo, che si utilizza per lo studio della dinamica della corrente liquida, della fase solida da essa trasportata e per l'analisi dei processi distribuiti di erosione/sedimentazione, fa riferimento ad un modello unidimensionale (nel seguito 1-D).

Applicare un modello di questo tipo significa descrivere il moto della corrente e il trasporto solido senza preoccuparsi di precisare le modalità con cui essi si distribuiscono nella sezione trasversale del corso d'acqua. Dunque: le grandezze utilizzate nella descrizione fisica e matematica del moto e del trasporto solido sono quantità mediate nella sezione trasversale.

In particolare:

$Q$  rappresenta la portata volumetrica della fase liquida, in  $m^3/s$ ,

$Q_s$  indica la portata volumetrica della fase solida, in  $m^3/s$ ,

$h$  descrive il carico piezometrico ovvero la quota della superficie libera nella sezione rispetto a un riferimento orizzontale arbitrario, in  $m$ ,

$A$  rappresenta l'area della sezione liquida, in  $m^2$ ,



$\eta$  è la quota media del fondo rispetto allo stesso riferimento, espressa in  $m$ .

L'adozione di uno schema interpretativo monodimensionale è appropriata quando si analizzano correnti a fondo mobile caratterizzate da variazioni spaziali e temporali delle caratteristiche idrodinamiche e dell'assetto del fondo molto gradualmente, dunque non in corrispondenza di biforcazioni oppure di confluente o ostruzioni in alveo.

In tal caso è lecito trascurare sia l'effetto di moti secondari che si instaurano nella sezione, sia l'effetto della non uniformità trasversale dei processi di erosione/deposito forzata dalle variazioni di geometria dell'alveo. Moti secondari possono realizzarsi anche in un alveo rettilineo perfettamente cilindrico quando, a causa di fenomeni di instabilità del fondo, si sviluppano forme di fondo di grande scala (ad esempio le barre alternate). Anch'esse dovrebbero essere assenti per l'effettiva applicabilità di uno schema monodimensionale. Tuttavia, nella pratica lo schema monodimensionale viene adoperato *in prima approssimazione* anche quando le condizioni descritte non sono rigorosamente verificate, in particolare per alvei meandriformi in cui sono presenti forme di fondo di grande scala, come è il caso di cui ci si appresta a trattare.

## 4.2 Le equazioni alla base del modello

### 4.2.1 Le equazioni tridimensionali

Si consideri un sistema di riferimento  $(x, y, z)$  localizzato sul fondo dell'alveo, tale per cui  $x$  indichi la direzione longitudinale,  $y$  la direzione trasversale e  $z$  quella verticale. Le equazioni che permettono di risolvere un qualsiasi problema in un campo fluido tridimensionale sono le **equazioni di Navier-Stokes** risultanti dal principio di conservazione della quantità di moto:

$$\rho(\vec{f} - \frac{d\vec{u}}{dt}) = \nabla p - 2\mu\nabla \cdot \mathbb{D} \quad (4.1)$$

dove

$\rho$  rappresenta la densità dell'acqua, in  $kg/m^3$ ;

$\vec{f}$  indica il campo delle forze gravitazionali, in  $m/s^2$ ;

$\vec{u}$  descrive il vettore di velocità istantanea e puntuale, in  $m/s$ , comprendente le componenti di velocità nelle tre direzioni;

$p$  rappresenta le forze di pressione per unità di volume, in  $N/m^3$ ;

$\mu$  è la viscosità dinamica dell'acqua, dell'ordine di  $10^{-3}kg/(m \cdot s)$ ;

$\mathbb{D}$  indica il tensore della velocità di deformazione, ovvero  $D_{ij} = \frac{1}{2}(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i})$ ;

abbinate all'**equazione di continuità** per il fluido, supposto incomprimibile:

$$\nabla \cdot \vec{u} = 0 \quad (4.2)$$

La soluzione di un qualsiasi campo di moto è a rigore data dalla soluzione numerica delle 4.1 e 4.2. Le incognite del problema sono le tre velocità e la pressione.

Tuttavia tale procedimento non può essere applicato nel caso degli usuali problemi caratterizzanti l'idraulica fluviale, dato l'alto onere computazionale che richiederebbe la soluzione numerica per numeri di Reynolds elevati (propri, appunto, dei moti nei canali a pelo libero). Allora invece di ricorrere alla soluzione diretta, le 4.1 e la 4.2 vengono mediate sulla turbolenza; perciò invece di conoscere il valore puntuale e istantaneo della velocità e delle forze di pressione, ci si accontenta di determinare il loro valore medio,  $\langle \vec{u} \rangle$  e  $\langle p \rangle$ .

L'equazione di continuità mediata sulla turbolenza porge:

$$\frac{\partial \langle u_x \rangle}{\partial x} + \frac{\partial \langle u_y \rangle}{\partial y} + \frac{\partial \langle u_z \rangle}{\partial z} = 0 \quad (4.3)$$

Le equazioni di Navier Stokes, integrate sulla turbolenza, consentono di ricavare le **equazioni di Reynolds** che governano il campo di moto turbolento tridimensionale in un alveo fluviale. Utilizzando la notazione tensoriale tali equazioni porgono:

$$\rho \left( \frac{\partial}{\partial t} \langle u_i \rangle + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial}{\partial x_i} (\langle p \rangle + \gamma h) + \mu \frac{\partial^2 \langle u_i \rangle}{\partial x_i \partial x_j} - \rho \langle u'_j \frac{\partial u'_i}{\partial x_j} \rangle \quad (4.4)$$

con  $i$  e  $j$  indici che assumono di volta in volta il significato di  $x$ ,  $y$  e  $z$ . La decomposizione di Reynolds utilizzata per derivare le 4.4 e la presenza del termine non lineare costituito dall'accelerazione convettiva determinano l'insorgere di termini addizionali incogniti legati alle fluttuazioni turbolente. Quello che deve essere imposto è un modello di "chiusura della turbolenza" che permetta di modellare l'effetto di tali fluttuazioni in funzione delle grandezze mediate sulla turbolenza.

L'ipotesi semplificativa che viene assunta è quella di onde lunghe in acque basse, applicabile quando le variazioni delle grandezze del moto in direzione longitudinale e trasversale sono molto più gradualmente di quelle che avvengono lungo la profondità della corrente. Ne consegue che l'equazione di Reynolds

in direzione verticale, a meno di termini di ordine superiore, comporta la distribuzione idrostatica delle pressioni, ovvero

$$\langle p \rangle + \gamma h = \gamma H(x, y, t) \quad (4.5)$$

da cui si ottiene

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} (\langle p \rangle + \gamma h) = g \frac{\partial H(x, y, t)}{\partial x} \quad (4.6a)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} (\langle p \rangle + \gamma h) = g \frac{\partial H(x, y, t)}{\partial y} \quad (4.6b)$$

A queste equazioni va aggiunta l'**equazione del bilancio di massa dei sedimenti** trasportati in sospensione dalla corrente:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \nabla \cdot (c \vec{u}_s) = \mathcal{D} \nabla^2 c \quad (4.7)$$

dove

$c$  è la concentrazione volumetrica dei sedimenti sospesi;

$\vec{u}_s$  è la velocità delle particelle solide;

$\mathcal{D}$  è il coefficiente di diffusione molecolare;

Anche in questo caso si scompongono tutti i termini in un valore medio, indicato dall'operatore " $\langle \rangle$ " e un valore fluttuante dovuto alla turbolenza, indicato da un apice. Mediando l'equazione di continuità sulla turbolenza si ottiene

$$\frac{\partial \langle c \rangle}{\partial t} + \nabla \cdot (\langle c \rangle \langle \vec{u} \rangle) - \vec{w}_s \frac{\partial \langle c \rangle}{\partial z} = -\nabla \cdot \langle c' \vec{u} \rangle \quad (4.8)$$

in cui  $\vec{u}$  è la velocità istantanea della corrente mentre la componente verticale di  $\vec{w}_s$  rappresenta la velocità di sedimentazione delle particelle solide. Ancora una volta i termini addizionali turbolenti possono essere espressi in funzione della concentrazione media introducendo un'adeguata legge di chiusura.

### 4.2.2 Le equazioni bidimensionali

Si prosegue la trattazione definendo le equazioni che governano il campo di moto bidimensionale; partendo dall'equazione di continuità 4.3, la si integra lungo la verticale  $z$  tra la quota del fondo  $\eta(x, y)$  e quella della superficie libera  $H(x, y, t)$ . Tenendo in considerazione le condizioni cinematiche in corrispondenza della superficie libera e del fondo, per le quali la componente

della velocità normale alla superficie è nulla, e le condizioni dinamiche sempre sulla superficie libera e sul fondo, per le quali la forza che vi agisce è pari alla tensione tangenziale lungo la direzione considerata, si giunge alla seguente equazione

$$\frac{\partial D}{\partial x} + \frac{\partial(DU_x)}{\partial x} + \frac{\partial(DU_y)}{\partial y} = 0 \quad (4.9)$$

dove

$$D = H - \eta$$

$$U_x = \frac{1}{D} \int_{\eta}^H \langle u_x \rangle dz \quad \text{e} \quad U_y = \frac{1}{D} \int_{\eta}^H \langle u_y \rangle dz$$

In modo analogo si integrano lungo  $z$  le equazioni della quantità di moto in direzione longitudinale e trasversale; l'equazione della conservazione della quantità di moto in direzione  $z$  è già stata considerata e comporta la distribuzione idrostatica delle pressioni. Dunque le equazioni lungo  $x$  e  $y$ , indicando con  $T_{ij}^d$  i termini generati dalla non linearità dei termini convettivi dell'accelerazione, con  $\tau_s$  gli sforzi tangenziali al fondo e con  $\tau_f$  gli sforzi tangenziali in superficie, diventano

$$\begin{aligned} \frac{\partial(DU_x)}{\partial t} + \frac{\partial(DU_x^2)}{\partial x} + \frac{\partial(DU_x U_y)}{\partial y} + gD \frac{\partial H}{\partial x} = \\ \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{fx}) + \frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} D(T_{xx}^t + T_{xx}^d) + \frac{\partial}{\partial y} D(T_{yx}^t + T_{yx}^d) \right\} \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(DU_y)}{\partial t} + \frac{\partial(DU_x U_y)}{\partial x} + \frac{\partial(DU_y^2)}{\partial y} + gD \frac{\partial H}{\partial y} = \\ \frac{1}{\rho} (\tau_{sy} - \tau_{fy}) + \frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} D(T_{xy}^t + T_{xy}^d) + \frac{\partial}{\partial y} D(T_{yy}^t + T_{yy}^d) \right\} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Tali equazioni sono le **equazioni di de Saint Venant bidimensionali** ovvero le equazioni delle onde lunghe in acque basse. La tensione al fondo è legata alla velocità mediata sulla verticale mentre la tensione sulla superficie libera è associata alle caratteristiche del vento eventualmente agente su di essa.

Al fine di integrare lungo la verticale l'equazione del bilancio di massa dei sedimenti sospesi (4.8), oltre alle condizioni cinematiche sulla superficie libera è necessario tenere conto della condizione dinamica sulla stessa per la quale in assenza di apporti esterni il flusso di sedimenti attraverso la superficie libera è nullo, e della condizione dinamica sul fondo, per cui il flusso di sedimenti

in corrispondenza del fondo è pari alla differenza tra il flusso di erosione  $e_r$  e il flusso di deposito  $d_e$ . Alla fine di vari passaggi matematici si ottiene la seguente equazione:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U_x \frac{\partial C}{\partial x} + U_y \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial x} (Dk_x \frac{\partial C}{\partial x}) + \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial y} (Dk_y \frac{\partial C}{\partial y}) + \frac{e_r - d_e}{D} \quad (4.12)$$

in cui

$C, U_x, U_y$  rappresentano i valori di concentrazione e velocità mediati sulla verticale;

$k_x, k_y$  sono i coefficienti di mescolamento longitudinale e trasversale.

L'**equazione di evoluzione del fondo** si ricava dall'equazione del bilancio dei sedimenti (4.7) considerando non solo il trasporto in sospensione ma anche quello al fondo. Si integra allora sulla verticale l'equazione istantanea del bilancio dei sedimenti, tenendo conto, come condizioni al contorno, dell'assenza di flusso relativo sulla superficie libera e che sul fondo il flusso relativo è pari al volume di sedimenti depositati/erosi in seguito all'evoluzione del fondo.

Alla fine di diversi passaggi matematici, si giunge alla forma bidimensionale dell'**equazione di Exner**:

$$\frac{\partial}{\partial t} (CD) + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + (1 - p) \frac{\partial \eta}{\partial t} = d_e - e_r \quad (4.13)$$

avendo indicato con

$p$  la porosità dell'ammasso dei sedimenti;

$d_e, e_r$ , rispettivamente, i flussi di sedimenti depositati od erosi;

$q_{bx}, q_{by}$  la portata trasportata al fondo; infatti la portata solida complessiva può essere suddivisa in portata trasportata al fondo e in sospensione.

### 4.2.3 Le equazioni monodimensionali

Come si è accennato precedentemente, la determinazione degli assetti di equilibrio del fondo e della corrente liquida di un corso d'acqua, così come l'analisi della loro evoluzione temporale in risposta a variazioni della geometria dell'alveo o dell'alimentazione idrica o solida, può essere effettuato nell'ambito dello schema monodimensionale quando la scala delle variazioni spaziali esaminate risulta molto grande rispetto alla profondità e alla larghezza del corso

d'acqua. Sono dunque esclusi dall'oggetto dell'indagine i processi di formazione ed evoluzione di forme di fondo di piccola scala quali ripples, dune e antidune o di grande scala come le barre. Sono altresì esclusi i fenomeni localizzati, come lo studio del campo di moto in prossimità di una pila da ponte.

Le equazioni monodimensionali della morfodinamica sono ricavate integrando sulla larghezza  $B$  le equazioni bidimensionali di continuità (4.9), di Saint Venant (4.10 ed 4.11), quella dei sedimenti sospesi (4.12) e l'equazione di Exner (4.13).

L'equazione monodimensionale di continuità della fase fluida risulta

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.14)$$

essendo

$A = \int_{-B/2}^{B/2} D dy$  l'area della sezione liquida e

$Q = \int_{-B/2}^{B/2} DU_x dy$  la portata liquida volumetrica.

Indicati con  $c$  il contorno bagnato della sezione e con  $\beta$  il coefficiente di Coriolis, si ottiene l'equazione 1D della quantità di moto:

$$\frac{\partial(UA)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta U^2 A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = B \frac{\tau_H}{\rho} - c \frac{\tau_\eta}{\rho} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-B/2}^{B/2} D(T_{xx}^t + T_{xx}^d) dy \quad (4.15)$$

L'ultimo termine a secondo membro, rappresentante la variazione lungo  $x$  della tensione normale (turbolenta e dispersiva) nella direzione del moto, viene generalmente trascurato nelle applicazioni ingegneristiche.

Nell'ulteriore ipotesi che le azioni sulla superficie libera siano trascurabili (ad esempio per assenza di vento), l'equazione 1D assume la forma

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \frac{\beta Q^2}{A} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + g \frac{Q^2}{R_h A \chi^2} = 0 \quad (4.16)$$

La formula monodimensionale che governa l'evoluzione della concentrazione dei sedimenti trasportati in sospensione è ottenibile in modo analogo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{E_r - D_e}{A} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (K_x A \frac{\partial C}{\partial x}) \quad (4.17)$$

dove  $K_x$  è il coefficiente di dispersione longitudinale.

Infine, l'equazione di Exner in ambito monodimensionale assume l'espressione

$$\frac{\partial(CA)}{\partial t} + \frac{\partial(BQ_b)}{\partial x} + (1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} = E_r - D_e \quad (4.18)$$

In quanto segue si esamineranno i profili di equilibrio della superficie libera e del fondo in tratti del corso d'acqua in cui si può assumere

- portata liquida costante;
- granuometria costante e, quindi, resistenza al moto costante;
- prevalente trasporto al fondo.

Allora, nell'ipotesi di stazionarietà le suddette equazioni si semplificano come segue:

$$Q = UA = \text{costante}; \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \frac{\beta Q^2}{A} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + g \frac{Q^2}{R_h A \chi^2} = 0; \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial(BQ_b)}{\partial x} = 0 \quad (4.21)$$

La soluzione del problema richiede inoltre la conoscenza di opportune condizioni iniziali e condizioni al contorno. In particolare le condizioni iniziali occorre comportano l'assegnazione dei valori delle funzioni incognite in ciascuna delle sezioni considerate nel calcolo. Dunque, assumendo di scegliere come funzioni incognite il carico piezometrico  $h(x; t)$ , la portata solida  $Q_s(x; t)$  e la portata liquida  $Q(x; t)$ , le condizioni iniziali possono porsi nella forma:

$$h(x, t)|_{t=0} = h_0(x) \quad Q_s(x, t)|_{t=0} = Q_{s0}(x) \quad Q(x, t)|_{t=0} = Q_0(x) \quad (4.22)$$

D'altro canto, le condizioni al contorno assegnano i valori delle funzioni incognite allo scorrere del tempo nella sezione iniziale ( $x = 0$ ) o nella sezione finale ( $x = L$ ). Nel caso delle correnti a fondo mobile con dominante trasporto al fondo, due delle condizioni iniziali si assegnano nella sezione iniziale e la terza nella sezione finale. Ciò dipende dal modo in cui le informazioni si propagano nelle correnti a fondo mobile. Un esempio di possibili condizioni al contorno, adeguato al caso della propagazione di una piena in una corrente a fondo mobile, è:

$$h(x, t)|_{x=L} = f(t) \quad Q_s(x, t)|_{x=0} = \bar{Q}_s(t) \quad Q(x, t)|_{x=0} = q(t) \quad (4.23)$$

### 4.3 Soluzione

Il problema morfodinamico consiste in generale nella determinazione del profilo di equilibrio del fondo del corso d'acqua quando siano note:

- la geometria iniziale dell'alveo;

- la portata liquida in ingresso nella sezione di monte;
- la portata solida in entrata da monte;
- la quota del pelo libero nella sezione di valle.

Per risolvere il problema bisogna valutare le modalità e l'entità del trasporto solido di una corrente fluviale, note le sue caratteristiche idrodinamiche (portata, livello rispetto allo zero idrometrico) e la granulometria dei sedimenti trasportati. Un ultimo prerequisito consiste nel conoscere, e quindi imporre, le condizioni iniziali e al contorno alle estremità del tratto di fiume considerato.

Come si vedrà nel capitolo successivo, il modello necessita in ingresso della descrizione delle sezioni trasversali. Per come è stato concepito, il programma non trasforma le sezioni in rettangolari equivalenti, ma mantiene la geometria iniziale: la simulazione a fondo mobile calcola il valor medio della variazione della quota del fondo e lo applica ad ogni punto della sezione liquida. Il risultato finale è una traslazione rigida della sezione trasversale in alto o in basso a seconda che il fondo sia soggetto a deposito o erosione.



# Capitolo 5

## Fasi operative

### 5.1 Considerazioni preliminari

Il modello matematico adottato richiede alcune attività iniziali propedeutiche alla sua applicazione. Infatti, come del resto tutti i codici realizzati per un utilizzo generale, è necessario condurre un'accurata analisi di sensibilità per l'ottenimento di valori di scabrezza del fondo che portino a risultati coerenti con le osservazioni di campo.

Inoltre, per come è stato concepito il modello, prima di tutto bisogna inserire correttamente la geometria nella stessa modalità prevista dal programma “*Hec-Ras*”; dopodiché il codice elabora una prima simulazione a fondo fisso con il fine di ricavare la portata solida in ingresso per il tratto in analisi, ottenuta come media delle portate solide calcolate in un numero prefissato  $n$  di sezioni a monte del tratto oggetto di studio. La portata solida ricavata nel modo appena descritto è quindi impiegata in input per il passo successivo: il calcolo del fondo di equilibrio. Questo modo di procedere, con la scelta ragionata della portata solida in ingresso  $Q_s$ , verrà discusso in modo più approfondito nel paragrafo 5.5.

### 5.2 La scala delle portate

La *scala delle portate* è il diagramma che associa l'altezza idrometrica in un corso d'acqua alla corrispondente portata liquida transitante. Benché il suo concetto sia rigorosamente valido in presenza di moto uniforme, in questo contesto il suo significato viene esteso a una situazione di moto vario in cui le misurazioni del livello idrico sono sperimentali e le sezioni di forma qualsiasi.

L'*Autorità di bacino del fiume Po* (ADBPO) nel suo sito rende disponibile una vasta raccolta di dati sul monitoraggio del principale fiume italiano. In

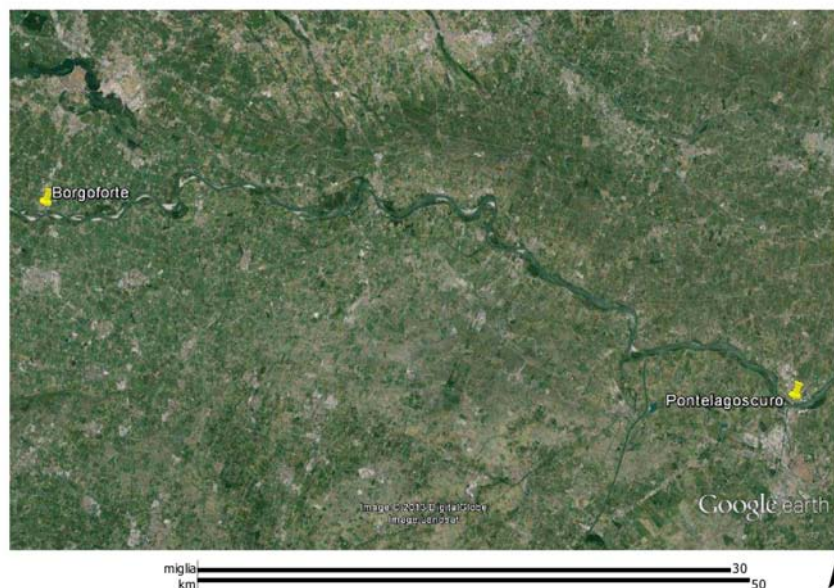


Figura 5.1: Immagine satellitare del tratto da Borgoforte (MN) a Pontelagoscuro (FE)

particolare, consente di usufruire di un servizio aggiornato in tempo reale che indica il livello e la portata giornalieri presenti nel corso d'acqua in alcune sezioni caratteristiche, dotate di un idrometro per la misurazione del livello (rispetto ad uno zero prestabilito) e di un misuratore di portata liquida.

Al fine di tarare il modello per quanto riguarda la legge di resistenza al moto (Gauckler-Strickler, Manning, Chézy. . .) si procede dunque a un'analisi di sensibilità; in particolare, poiché lo scopo che ci si prefigge è di analizzare il tratto già definito come "H", i dati che vengono trattati sono quelli all'idrometro di Borgoforte (MN), appartenente al tratto d'interesse, e all'idrometro di Pontelagoscuro (FE), situato nel tratto I, successivo a quello che si vuole studiare.

Purtroppo, nel sito dell'Autorità di bacino del fiume Po vengono riportati solo i dati dell'ultimo anno per quanto riguarda il livello idrometrico, mentre sono a disposizione tutti i dati di portata degli ultimi trent'anni. Si è dovuto quindi procedere ad un lavoro approfondito di lettura delle portate dell'ultimo anno in entrambe le sezioni d'interesse, non possedendo le misurazioni del livello degli anni passati. In figura 5.2 e 5.3 si riportano i grafici forniti dal sito di ADBPO.

Il lavoro di confronto delle misurazioni ha consentito di ricavare 21 portate praticamente coincidenti tra le due stazioni e i corrispondenti livelli

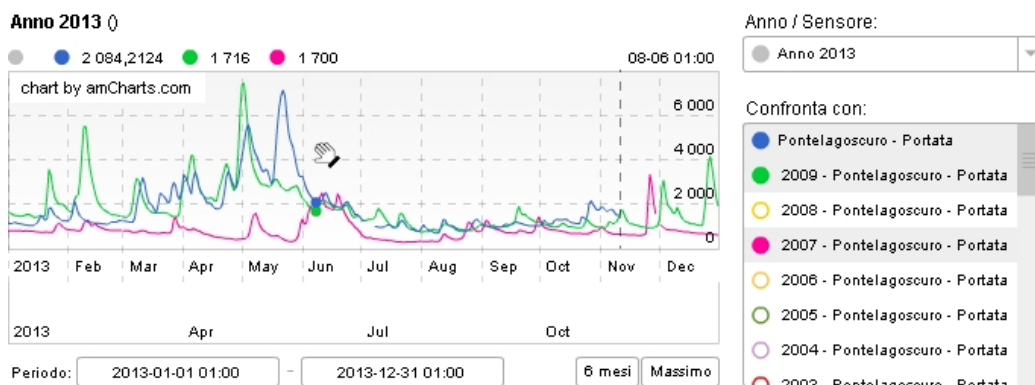


Figura 5.2: Andamento della portata nel Po in prossimità di Pontelagoscuro negli anni 2007, 2009 e 2013. Disponibile all'indirizzo: <http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html>

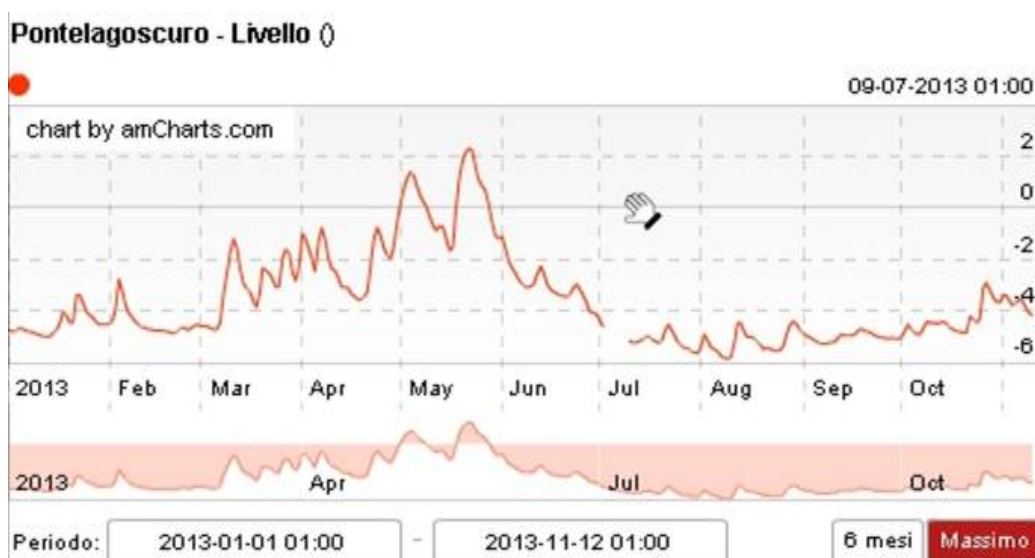


Figura 5.3: Andamento del livello idrometrico nel Po in prossimità di Pontelagoscuro nell'anno 2013. Disponibile all'indirizzo: <http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html>

idrometrici (tab. 5.1). L'imprecisione rimane al massimo dell'ordine di  $5 m^3/s$ .

Tabella 5.1: Tabella riportante i valori di portata in  $m^3/s$  e il relativo livello idrometrico rispetto al livello medio del mare presso Pontelagoscuro e Borgoforte

portata $m^3/s$	livello idrometrico [ $m s.l.m.m.$ ]	
	Pontelagoscuro	Borgoforte
750	2,46	12,91
800	2,63	13,11
900	2,84	13,45
950	2,95	13,58
1000	3,03	13,70
1050	3,17	13,85
1195	3,50	14,25
1255	3,68	14,45
1450	4,07	14,85
1695	4,50	15,39
1835	4,83	15,65
1950	4,94	15,91
2040	5,09	16,03
2165	5,29	16,17
2365	5,67	16,67
2605	5,97	17,10
2885	6,45	17,66
2940	6,57	17,73
3060	6,70	17,76
3450	7,32	18,44
4215	8,39	19,37

Bisogna fare attenzione alla quota dello zero idrometrico: per la stazione di Pontelagoscuro esso è stato fissato a  $8,21 m s.l.m.m.$  (ecco perché in figura 5.3 si leggono molti valori negativi) mentre per la stazione di Borgoforte lo zero idrometrico è stato posizionato a  $14,5 m s.l.m.m.$ .

Una precisazione: in realtà il tratto di fiume compreso tra Borgoforte e Pontelagoscuro subisce due immissioni di portata per le confluenze con i fiumi Mincio e Secchia, quindi si tratta di un'approssimazione affermare che la stessa portata viene misurata per lo stesso evento di piena in entrambe le stazioni: a valle sarà maggiore. Tuttavia, in questo lavoro non si considera tale variazione essendo la portata immessa dagli affluenti di un paio di ordini di grandezza minore di quella che fluisce nel Po e, quindi, in prima approssimazione trascurabile.

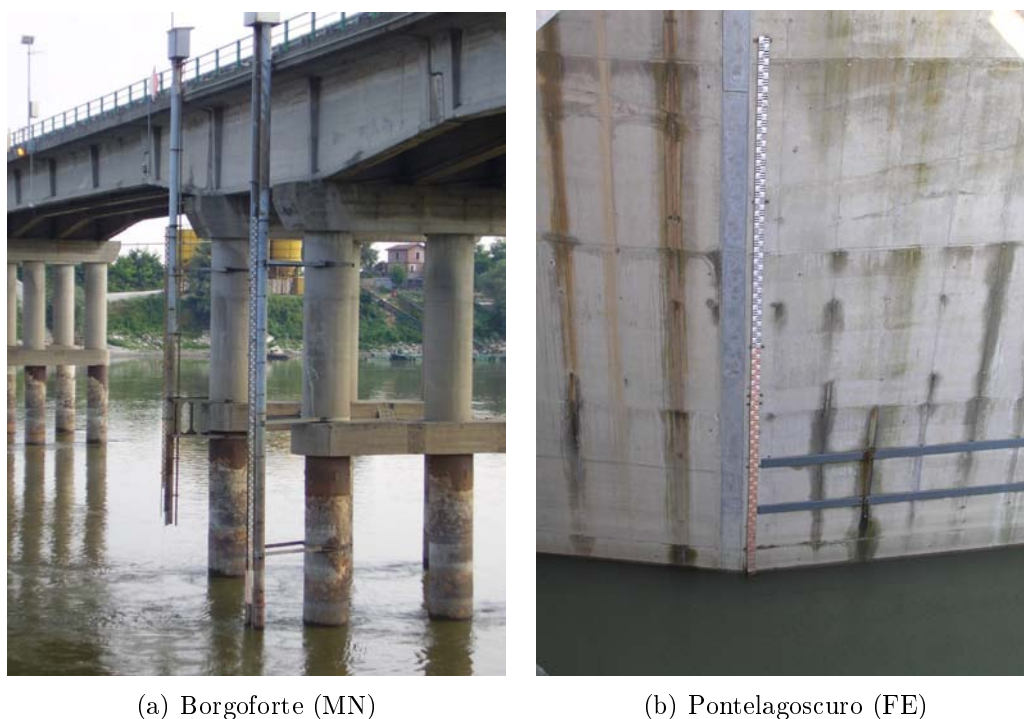
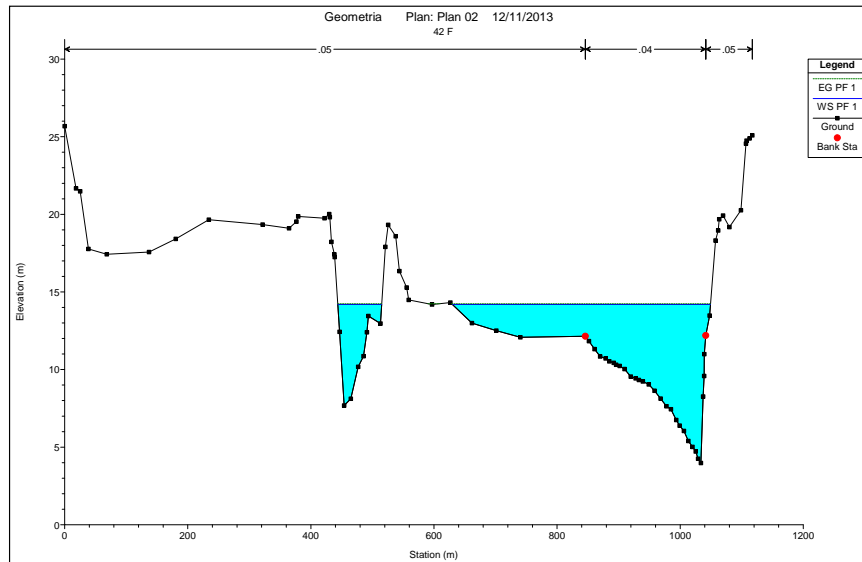


Figura 5.4: Aste idrometriche

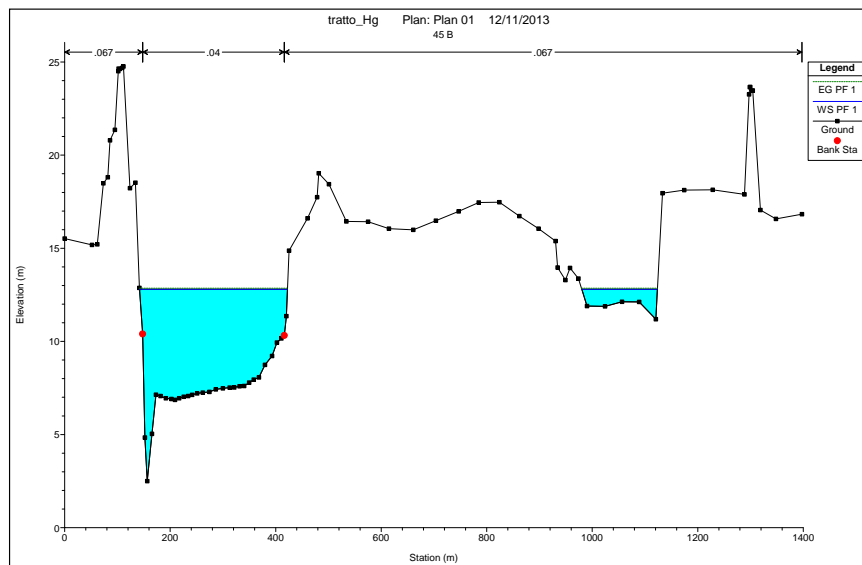
### 5.3 Le sezioni richieste dal modello

Per quanto riguarda le sezioni, i dati a disposizione più recenti che vengono utilizzati nella presente tesi risalgono al 2005: dunque si suppone che, nell'arco del periodo 2005-2013, le sezioni abbiano subito delle variazioni altimetriche per deposito/erosione, ma che in generale non comportino variazioni rilevanti dell'intera sezione, almeno per quanto riguarda la zona in prossimità di Borgoforte e Pontelagoscuro. Perciò possiamo applicare le sezioni del 2005 ai livelli del 2013. Tale ipotesi è in accordo con le tendenze evolutive evidenziate dall'Autorità di Bacino del fiume Po.

In totale, a partire da Borgoforte fino a Pontelagoscuro sono state rilevate 83 sezioni prese non in modo equidistante, ma analizzando zone particolari (curve, intersezioni con ponti, manufatti idraulici...): le sezioni contigue più vicine sono distanziate di 154 *m* mentre le più distanti sono spaziate di oltre 2,5 *km*. Questa irregolarità degli interassi tra le sezioni non è prevista dal codice di calcolo che richiede un passo d'integrazione spaziale approssimativamente costante. Si è perciò proceduto tramite Hec-Ras a un'interpolazione tra le sezioni con passo massimo di 500 *m*. Il divario tra le distanze parziali è quindi stato regolarizzato ottenendo un totale di 229 sezioni.

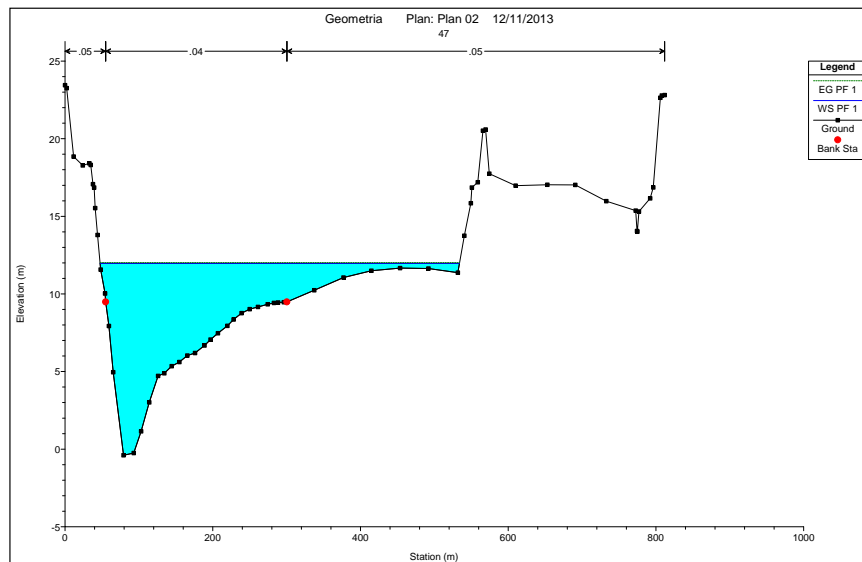


(a) Sezione 42 F, Borgoforte (MN)

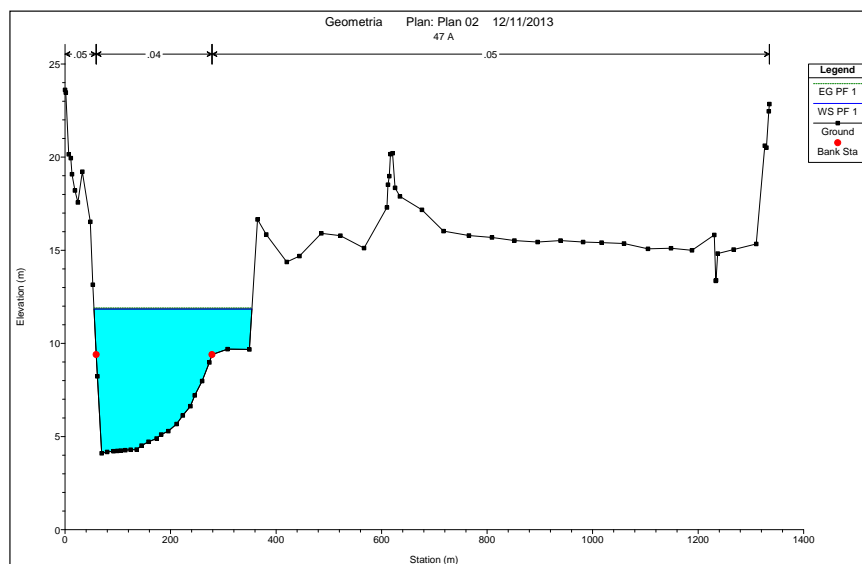


(b) Sezione 45 B, San Benedetto Po (MN)

Figura 5.5: Alcuni esempi di sezioni visualizzate tramite Hec-Ras



(a) Sezione 47, Sustinente (MN)



(b) Sezione 47 A, Sustinente (MN)

Figura 5.6: Alcuni esempi di sezioni visualizzate tramite Hec-Ras

Un file di geometria completo prodotto in Hec-Ras, compatibile con il codice di calcolo qui utilizzato, richiede la definizione dei nodi definiti “bank station” che hanno la funzione di indicare i punti di separazione tra l'alveo e le sponde, differenziati, oltre che dalla diversa altezza in cui sono posti, dall'assenza/presenza di ostacoli più o meno evidenti che comportano due distinti coefficienti di scabrezza. In quanto segue si suppone che la sponda destra e sinistra siano caratterizzate dalla stessa resistenza al moto.

La determinazione dei nodi di separazione tra alveo e sponde è stata facilitata dalla descrizione che l'A.I.P.O. ha predisposto per ogni sezione: infatti i file .dwg, .xls e .txt includono un'accurata descrizione delle caratteristiche di ogni punto rilevato. In caso di incertezza per la particolare conformazione della sezione, come ad esempio in presenza di una ramificazione del corso d'acqua, si è considerato il filone principale della corrente.

Infine, si sono considerati dei valori di primo tentativo per i coefficienti di Manning (da tarare) di resistenza al moto.

Si riportano nelle successive pagine alcuni esempi di sezioni ottenute con Hec-Ras; la quota del pelo libero è stata ottenuta considerando una portata di  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 5.4 Analisi di sensibilità

La stima dei valori del coefficiente di scabrezza  $k_s$  da assegnare all'alveo e alle sponde del tratto di corso d'acqua analizzato è stata ottenuta mediante un'accurata analisi di sensibilità del parametro stesso. A partire dai livelli ottenuti tramite la rilevazione della scala delle portate a Pontelagoscuro, sono state effettuate diverse simulazioni al variare di  $k_s$  o, in maniera del tutto analoga, del coefficiente di Manning  $n$  che viene richiesto da Hecras (si ricorda che  $n = \frac{1}{k_s}$ ). Tali simulazioni sono state condotte con riferimento all'unione dei tratti successivi H ed I: ottenuto l'andamento dei livelli con simulazioni a fondo fisso, si sono confrontati i livelli calcolati nella sezione 42, presso Borgoforte, con quelli rilevati nella corrispondente scala delle portate. Per quanto riguarda i valori di primo tentativo per il parametro di scabrezza ci si è basati sulle indicazioni fornite da *Chow* (1959).

Come si può agevolmente notare dai valori assunti dallo scarto quadratico medio  $\sigma$  (tab. 5.3), la seconda simulazione è quella che meglio approssima la curva reale dei livelli misurati. Nei passi successivi si assumerà quindi un valore di  $k_s$  pari a 25 per l'alveo di magra e 15 per le sponde del tratto fluviale considerato. Si ritiene opportuno riportare alcune ulteriori considerazioni a riguardo del parametro appena stimato. Da un'analisi dell'andamento dei livelli nelle diverse simulazioni (tab. 5.3 e fig. 5.7) si può infatti notare come:



Tabella 5.2: Valori dei coefficienti di Gauckler-Strickler e Manning utilizzati nelle varie simulazioni

simulazione	$k_s$ alveo	$k_s$ sponde	$n$ alveo	$n$ sponde
S1	25	20	0,04	0,05
S2	25	15	0,04	0,067
S3	23,5	20	0,045	0,05
S4	26,7	15	0,0375	0,067
S7	26	16	0,0385	0,0625

Tabella 5.3: Confronto tra i livelli ottenuti nelle varie simulazioni con quelli rilevati alla stazione di misura di Borgoforte al variare della portata affluente

num	$Q$ [ $m^3/s$ ]	$h$ mis. [ $m$ ]	$h$ S1 [ $m$ ]	$h$ S2 [ $m$ ]	$h$ S3 [ $m$ ]	$h$ S4 [ $m$ ]	$h$ S7 [ $m$ ]
1	750	12,91	13,00	13,01	13,28	12,86	12,92
2	800	13,11	13,16	13,17	13,45	13,01	13,07
3	900	13,45	13,45	13,47	13,76	13,30	13,37
4	950	13,58	13,60	13,61	13,91	13,44	13,51
5	1000	13,70	13,73	13,75	14,05	13,58	13,64
6	1050	13,85	13,87	13,86	14,19	13,71	13,78
7	1195	14,25	14,24	14,26	14,58	14,07	14,15
8	1265	14,45	14,40	14,43	14,75	14,24	14,31
9	1450	14,85	14,83	14,86	15,20	14,66	14,74
10	1695	15,39	15,35	15,40	15,73	15,18	15,26
11	1835	15,65	15,62	15,68	16,01	15,46	15,54
12	1950	15,91	15,84	15,90	16,24	15,68	15,75
13	2040	16,03	16,00	16,07	16,41	15,84	15,92
14	2165	16,17	16,22	16,30	16,64	16,06	16,14
15	2365	16,67	16,56	16,65	16,99	16,41	16,49
16	2605	17,10	16,94	17,05	17,40	16,80	16,88
17	2885	17,66	17,37	17,49	17,85	17,23	17,31
18	2940	17,73	17,45	17,58	17,93	17,31	17,40
19	3060	17,76	17,63	17,77	18,12	17,49	17,57
20	3450	18,44	18,21	18,37	18,74	18,06	18,14
21	4215	19,37	19,22	19,40	19,70	19,11	19,19
$\sigma$			0,13	0,07	0,34	0,24	0,17

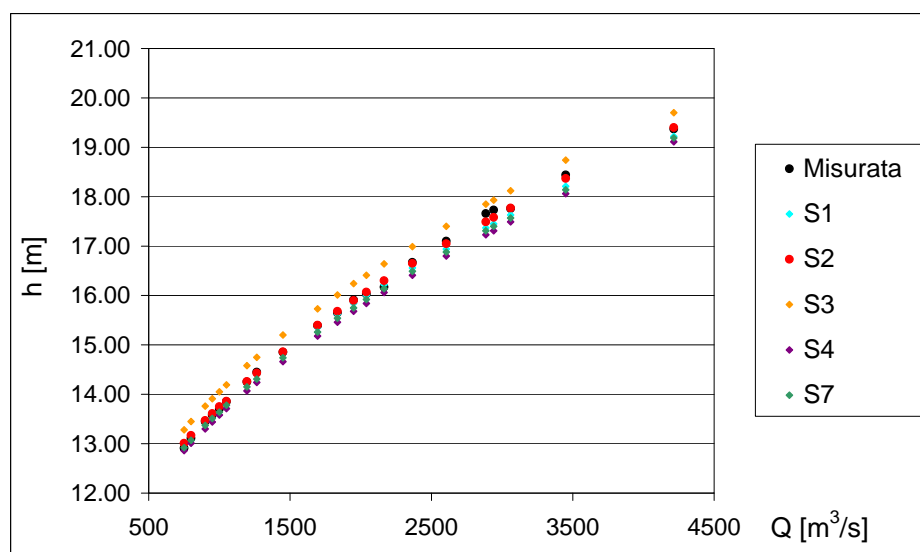


Figura 5.7: Confronto tra le scale delle portate ottenute numericamente e quella reale misurata alla stazione di Borgoforte.

- per portate basse una variazione del coefficiente di scabrezza dell'alveo produce effetti di gran lunga più rilevanti rispetto alle sponde, in quanto il livello dell'acqua rimane entro l'alveo di magra o fuoriesce di poco; viceversa per portate elevate una variazione della scabrezza delle sponde provoca variazioni di livello significative, comparabili con quelle risultanti da una variazione della scabrezza dell'alveo;
- la seconda simulazione, che è quella che meglio approssima il dato reale, sovrastima leggermente i livelli per portate basse (sostanzialmente fino a poco più di  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ), mentre sottostima il livello per portate più elevate; la massima differenza è in ogni caso al di sotto del punto percentuale.

## 5.5 Stima della portata solida al contorno

Come già accennato nei paragrafi 4.2.3 e 4.3, il modello necessita di un valore di portata solida in ingresso a monte per poter effettuare le simulazioni a fondo mobile. Nota la geometria della sezione, se si impongono sia la portata liquida che quella solida, esiste soltanto una profondità  $y$ , detta di equilibrio, tale che la sezione considerata sia in grado di far defluire le portate  $Q$  e  $Q_s$ .

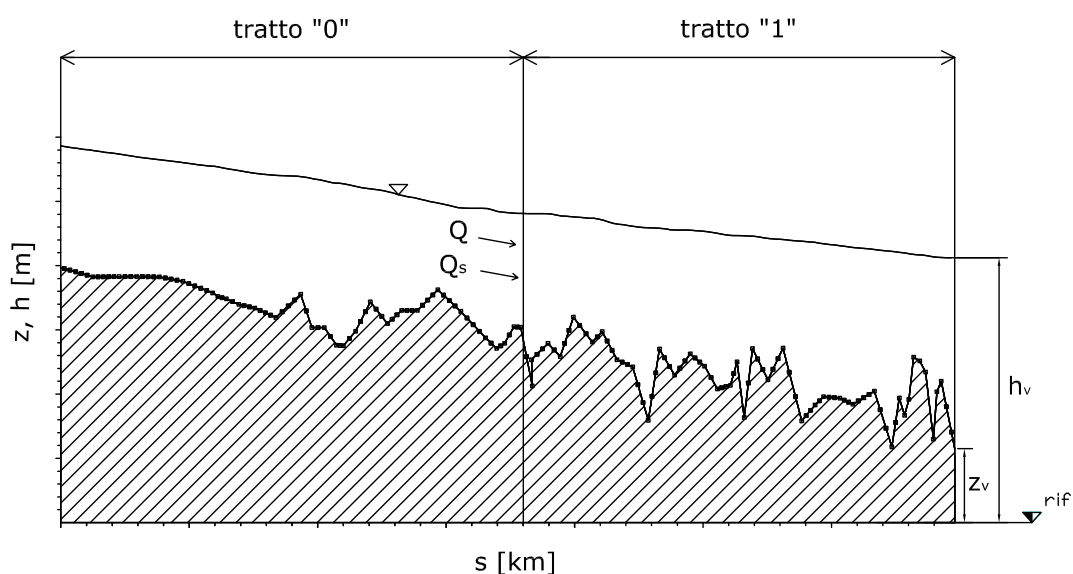


Figura 5.8: Schema grafico per la stima della portata solida in ingresso nel tratto  $I$  a partire dal tratto  $0$  posto a monte.

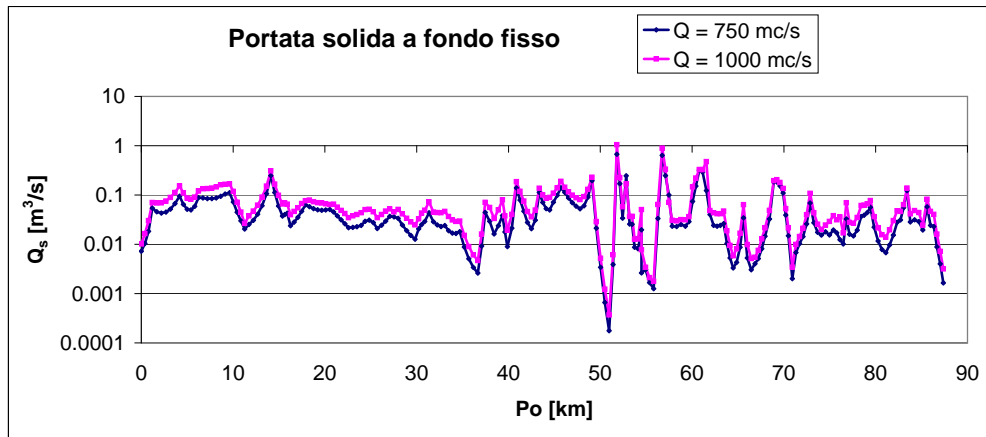
assegnate in ingresso da monte. Questo vale in tutte le sezioni del dominio di calcolo, dunque anche per la sezione di valle dove, assegnate  $Q$  e  $Q_s$ , si trova la profondità di equilibrio  $y$  che verrà imposta tenendo conto della quota corrispondente alla condizione al contorno prescelta (quota del fondo o, nel caso in oggetto, della superficie libera).

Determinare la condizione al contorno sulla portata solida è quindi un passo cruciale: per fare ciò il codice calcola il profilo a fondo fisso, integrando verso monte a partire da una prefissata quota di valle, per una assegnata portata liquida. Nota quindi l'idraulica del problema, è possibile valutare la portata solida nelle varie sezioni (si veda par. 3.3): a questo punto si utilizza per la simulazione a fondo mobile il valore medio della  $Q_s$  calcolata nelle prime  $nqs$  sezioni. Tra le varie formule a disposizione si è optato per la relazione di Engelund-Hansen (3.8). Appare quindi evidente come, se si vuole analizzare correttamente la dinamica del tratto di corso d'acqua considerato, sia necessario disporre di un certo numero di sezioni a monte di questo, in modo da poter stimare proprio in queste sezioni la portata solida che entra nel tratto da analizzare. Per questo motivo, visto che lo scopo del presente lavoro è di studiare il comportamento morfodinamico del fiume Po nel tratto H, si è scelto di valutare la portata solida nel tratto G posto immediatamente a monte di H.

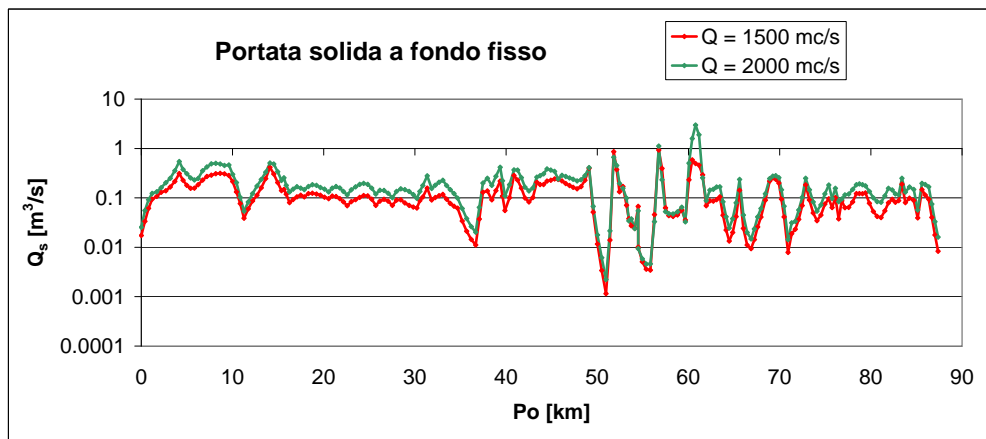
Preso quindi l'intero tratto comprensivo di G e H, si sono effettuate varie

simulazioni a fondo fisso per portate liquide pari a 750, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 4215  $m^3/s$ . Nella figura 5.9 si riportano alcuni andamenti della  $Q_s$  in scala logaritmica al variare della portata fluente. Tali grafici sono stati utilizzati per individuare un tratto nella zona di monte in cui la  $Q_s$  non vari di molto, in modo da ottenere una condizione al contorno per la  $Q_s$  rappresentativa del tratto considerato. Come già accennato in precedenza, qualsiasi ragionamento riguardo alla portata solida presuppone l'analisi non tanto del valore puntuale quanto piuttosto dell'ordine di grandezza che essa assume.

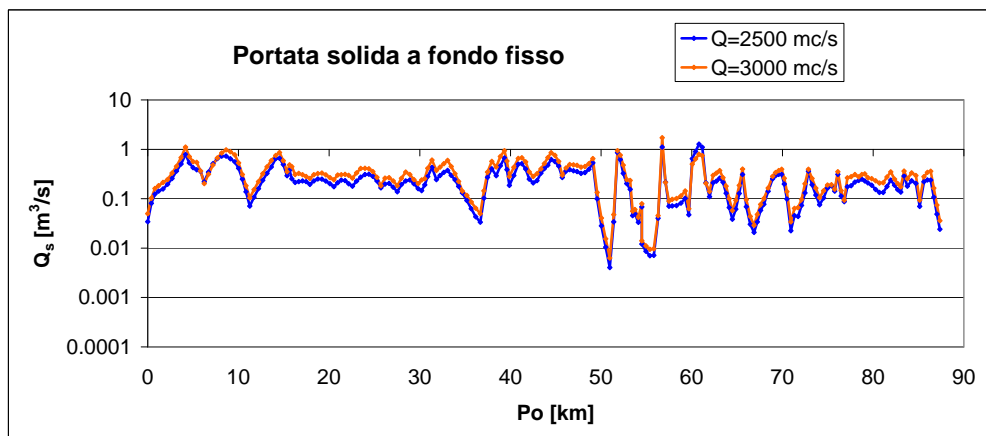
Come si può osservare dalla figura 5.9 la  $Q_s$  ha un andamento pressoché costante nel tratto tra 17 e 31  $km$  circa: tale osservazione può essere fatta per tutti i casi analizzati, ovvero al variare della portata liquida che scorre in alveo. Si è quindi deciso di prendere la porzione di corso d'acqua tra la sezione 35 C e la sezione 37 A, mediare la portata solida e utilizzare il valore così ottenuto come condizione al contorno per l'analisi a fondo mobile del tratto successivo. Un'ultima precisazione prima di procedere oltre va fatta sul diametro dei sedimenti del fondo: con riferimento alla tabella 2.2 si è assunto come rappresentativo del tratto del corso d'acqua il  $d_{50}$  del materiale, pari a 0.0005  $m$ . Vale la pena osservare che, cambiando il diametro, cambia la sola portata solida mentre tirante e quota del fondo rimangono invariati (per una assegnata portata liquida): in altre parole, la profondità di equilibrio di un corso d'acqua non dipende dal diametro dei sedimenti se non attraverso la formula di resistenza al moto che, tuttavia, nello studio qui descritto, è valutata tramite taratura con la scala delle portate nella sezione 42 (Borgoforte).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.9: Andamento della portata solida nel tratto G-H, al variare della portata liquida.



# Capitolo 6

## Risultati e osservazioni

### 6.1 Analisi a fondo mobile

Una volta effettuate tutte le operazioni preliminari descritte nel capitolo 5 è possibile utilizzare il codice di calcolo per condurre una serie di simulazioni a fondo mobile, al variare della portata liquida e solida che scorre nel corso d'acqua. In questo paragrafo si procede all'analisi critica confrontando quella che è la situazione attuale, o meglio rilevata, con i risultati ottenuti per situazioni di magra, piena ordinaria, piena straordinaria e infine riduzioni rilevanti della portata solida.

Ricordando che il modello non modifica la geometria della sezione ma ne opera una semplice traslazione, è a questo punto opportuna una prima precisazione: tra i dati di output, il codice riporta due grandezze che caratterizzano l'andamento del fondo in un'assegnata sezione:

- *eeq*: la quota più bassa della sezione, ovvero il thalweg;
- *Emed*: la quota media del fondo compreso tra i due nodi che individuano la parte attiva dell'alveo, ovvero delimitano l'alveo di magra (vedi paragrafo 5.3).

E' quindi possibile valutare l'andamento del fondo nelle varie simulazioni in raffronto a quanto rilevato sperimentalmente con riferimento sia alla quota minima che alla quota media della sezione; tuttavia, appare evidente come tra le due grandezze ci sia una differenza che può essere anche rilevante a seconda della particolare geometria che assume la sezione. Il confronto fra i profili di thalweg, per un fiume come il Po, può portare ad interpretazioni errate in quanto, a volte, il punto più basso nella sezione può non essere rappresentativo dell'intera geometria, ma essere determinato da situazioni particolari, come ad esempio scavi isolati in corrispondenza delle pile dei

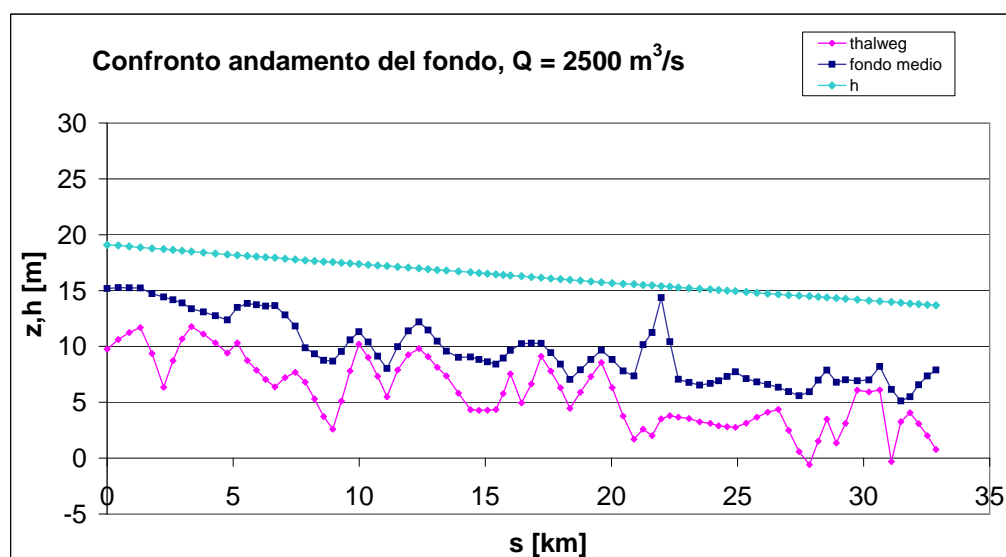


Figura 6.1: Andamento del thalweg, del fondo medio e del livello dell'acqua nel tratto H nel caso in cui  $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ponti o in presenza di curve accentuate o di fenomeni erosivi localizzati. E' evidente, analizzando il profilo di thalweg, l'andamento estremamente irregolare, spesso associato al rilievo di sezioni in curva, dalla presenza di scavi localizzati, ecc., dove il fondo alveo è controllato da fattori locali non descrivibili con un modello monodimensionale. Tali singolarità risultano localizzate, variabili nel tempo e poco rappresentative delle condizioni complessive. Per tali considerazioni, nel seguito si mostreranno i risultati con riferimento all'andamento medio del fondo del corso d'acqua. Si riporta, a titolo esemplificativo, la figura 6.1 che mostra l'andamento del thalweg e del fondo medio per il tratto H con una portata liquida di  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ : l'andamento medio risulta più regolare rispetto al thalweg con l'unica eccezione attorno al  $\text{km}$  22 per la sezione 44 C, in cui l'alveo di magra sostanzialmente si biforca in due filoni separati da una ampia barra vegetata (vedi figura 6.2).

E' chiaro che tale configurazione influenza in maniera decisiva il calcolo della quota media del fondo dato che i due punti che delimitano la parte attiva dell'alveo sono stati posizionati in modo da comprendere nell'alveo di magra entrambi i filoni: scelta ragionevole in quanto, anche per portate basse, l'acqua scorre in entrambi i rami. Le due sezioni subito a monte e la sezione a valle della 44 C presentano anch'esse un fondo medio elevato: d'altra parte, essendo interpolate, risultano ancora condizionate dalla geometria della sezione 44 C, anche se in misura minore.



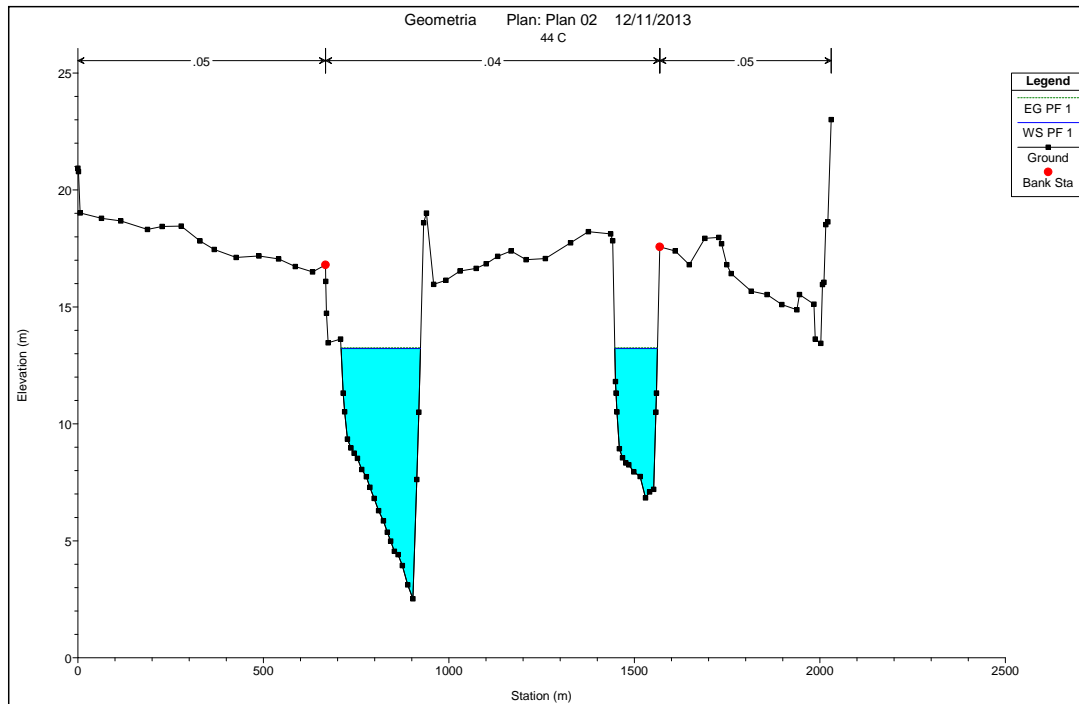


Figura 6.2: Sezione 44 C, San Benedetto Po (MN),  $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabella 6.1: Valori del livello nella sezione 47 *B*, posta a valle del tratto H, al variare della portata liquida

$Q [m^3/s]$	$h [m]$
750,00	10,03
1000,00	10,71
1500,00	11,79
2000,00	12,73
2500,00	13,69
3000,00	14,42
3450,00	15,03
4215,00	15,97

Un metodo alternativo per regolarizzare l'andamento del fondo potrebbe essere quello di far defluire una portata molto bassa, dell'ordine ad esempio di  $100 m^3/s$ , prendendo come quota del fondo per la parte bagnata dell'alveo il pelo libero che si realizzerebbe. Tuttavia anche questa procedura non è esente da approssimazioni dato che, al variare della portata scelta, il fondo risultante varierebbe; inoltre la condizione al contorno di valle dovrebbe essere ottenuta mediante un'estrapolazione della scala delle portate in quanto per portate così basse non sono disponibili i corrispondenti livelli: si tenga presente, a titolo informativo, che la portata minima registrata a Borgoforte è di  $209 m^3/s$ , osservata nel maggio del 1965 con un'altezza idrometrica, riconvertita alla situazione attuale, di  $-4.4 m$  (ARPA Emilia Romagna, 2003).

## 6.2 Ricerca della portata formativa del corso d'acqua

Per prima cosa si sono effettuate una serie di simulazioni a fondo mobile con una portata liquida variabile dalla minima disponibile,  $750 m^3$ , a un valore leggermente inferiore a quello annuale massimo (cfr. par. 2.1),  $4215 m^3/s$ . A tal fine, per poter procedere con l'integrazione del profilo di corrente lenta, si è imposta la necessaria condizione al contorno sul livello nella sezione di valle. La stima di tale valore, riportato in tabella 6.1 al variare della portata, è risultato dall'analoga analisi morfodinamica svolta per il tratto I da Scarabello (2013).

L'obiettivo di questa prima analisi è appunto valutare se esista una portata formativa per il tratto analizzato: in altre parole se si riesce a trovare

## 6.2. RICERCA DELLA PORTATA FORMATIVA DEL CORSO D'ACQUA47

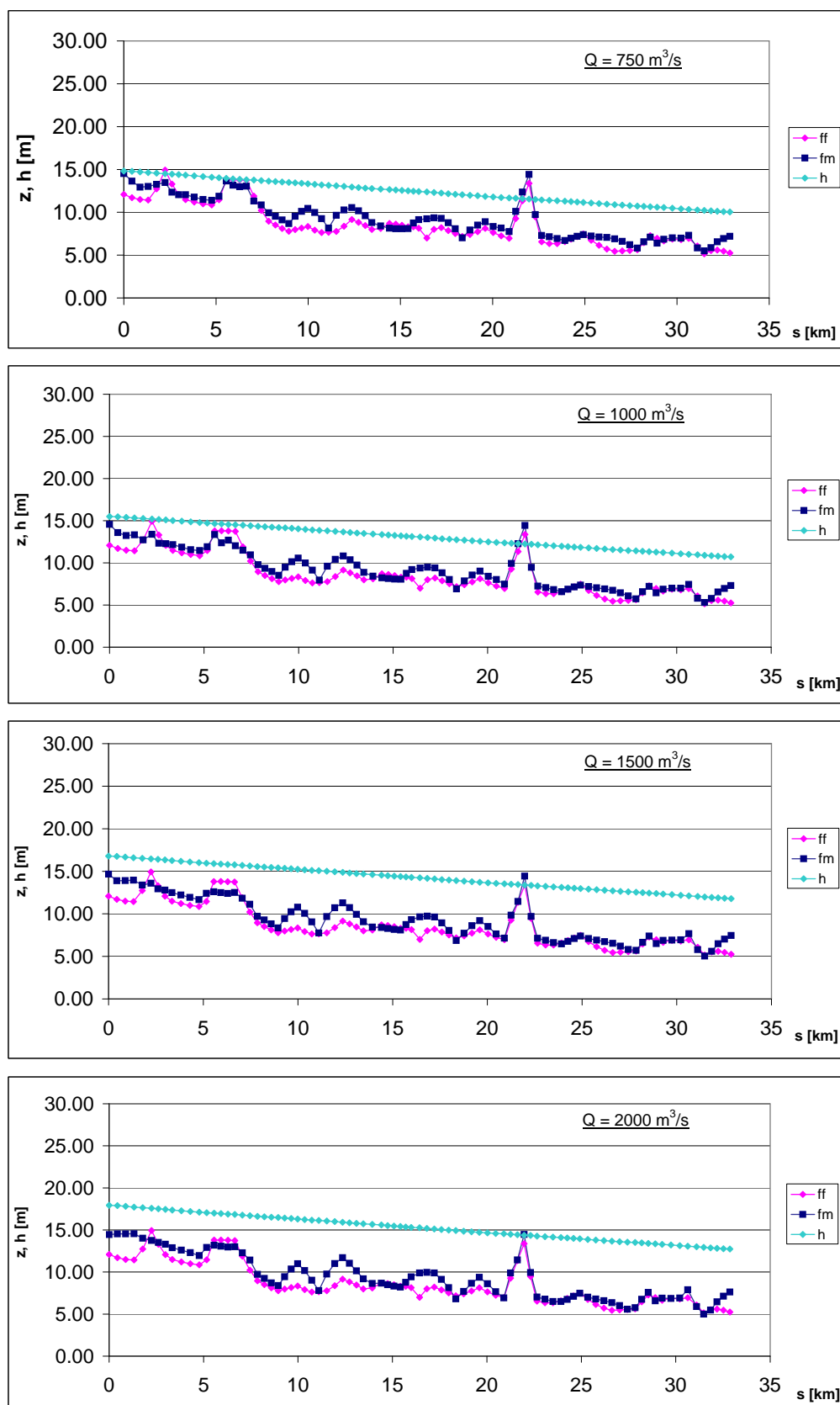


Figura 6.3: Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato ( $fm$ ) e rilevato ( $ff$ ) al variare della portata liquida da  $750 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$

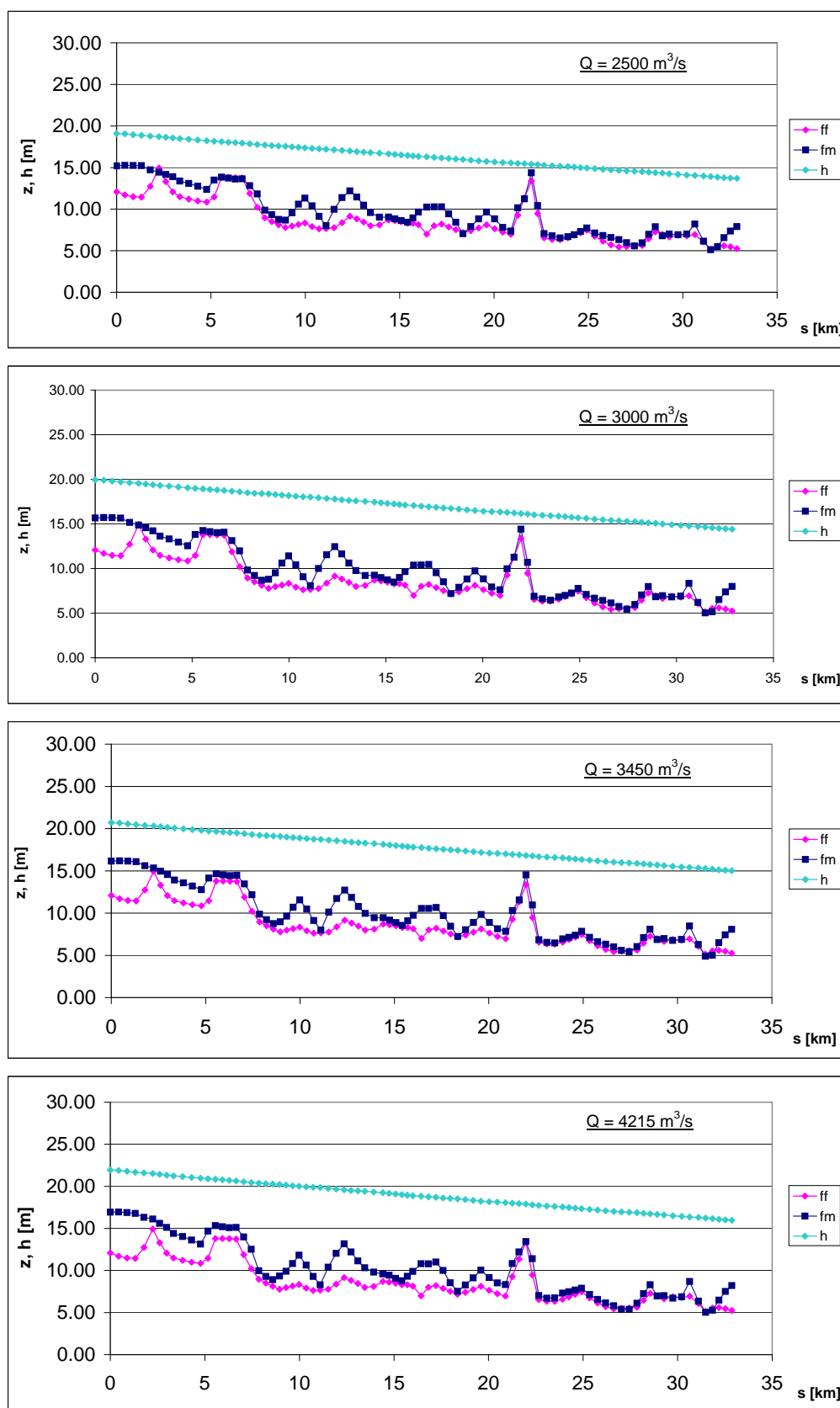


Figura 6.4: Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato (fm) e rilevato (ff) al variare della portata liquida da  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ .

la portata che, in condizioni di equilibrio, modelli il fondo nello stesso modo in cui esso è stato rilevato.

Osservando attentamente i grafici delle figure 6.3 e 6.4 si nota, in particolare:

- una buona approssimazione del fondo reale nella parte di valle, dal km 21 al km 32, da parte di tutti i profili ottenuti nelle varie simulazioni, con risultati leggermente migliori per portate tra i 2000 e 3000  $m^3/s$ : questo risultato è anche da ascrivere al fatto che nella sezione di valle il livello idrico è fissato e, dunque, il corso d'acqua è maggiormente vincolato rispetto a quanto avviene più a monte;
- la prima parte del corso d'acqua, all'incirca fino al km 9, risulta meglio approssimata dalle portate minori: in buona sostanza si può affermare che la portata di 2000  $m^3/s$  è quella che *mediamente* meglio rappresenta il fondo misurato, mentre la parte centrale di questo tratto è più vicina al risultato ottenuto con la prima simulazione, quella con portata liquida minore, pari a 750  $m^3/s$ ;
- i risultati per la parte rimanente, compresa all'incirca tra il km 10 e il km 21, sono quelli di più difficile lettura in quanto in questa fascia si discostano dal fondo misurato in maniera rilevante, con picchi che aumentano all'aumentare della  $Q$  ma che sono comunque evidenti anche per portate basse: in particolar modo nella prima metà di questo tratto, sebbene fondo misurato e simulato presentino un andamento simile, le differenze in termini quantitativi sono rilevanti; nella seconda parte invece la differenza tra i due profili è molto meno marcata. Tale comportamento è da ascrivere alla presenza di effetti non descrivibili con un modello monodimensionale quali curve piuttosto accentuate e barre che comportano la biforcazione della corrente.

### 6.3 Pendenza media del corso d'acqua

Al variare della portata liquida e solida che transitano nel fiume, la configurazione del fondo cambia: è quindi interessante osservare come anche la pendenza media del tratto considerato assuma un valore diverso a seconda delle condizioni al contorno, come si può vedere dalla figura 6.5.

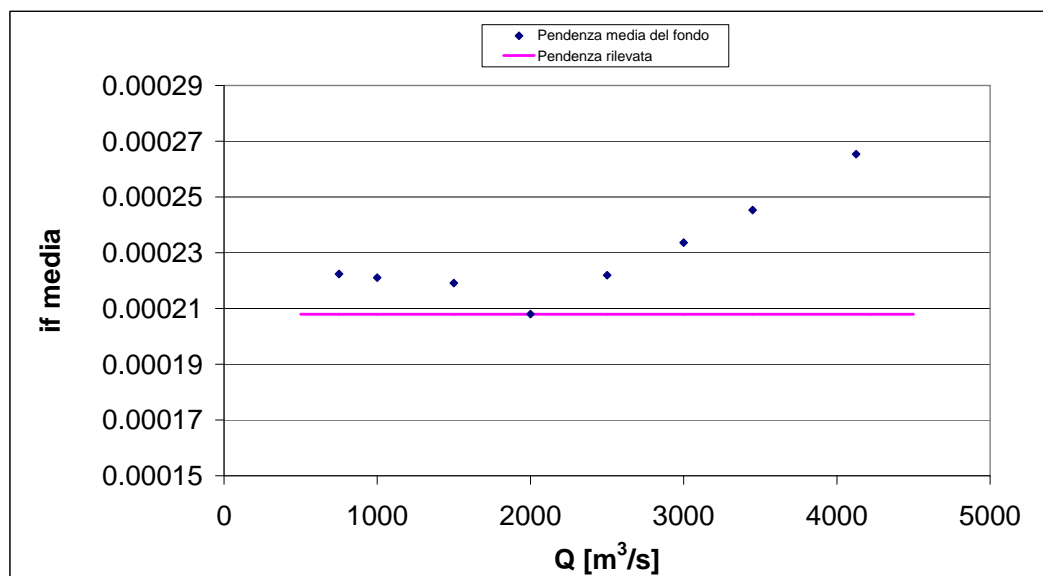


Figura 6.5: Andamento della pendenza media del corso d'acqua al variare della portata. I punti indicano la pendenza calcolata in base alle simulazioni numeriche; la linea continua indica la pendenza stimata sulla base dei rilievi di campo.

La pendenza media del fondo rilevato vale lo 0.21 ‰: tale valore non corrisponde con quello stimato dall'ADBPO (pari a 0.10 ‰) anche se i dati geometrici utilizzati sono quelli rilevati dall'agenzia stessa. Ad ogni modo, la pendenza dell'alveo risulta inferiore a quella della piana alluvionale in cui scorre il Po nel tratto in esame, pari a 0.29 ‰. Per quanto riguarda i risultati ottenuti mediante il modello matematico, si nota un andamento decrescente nella prima parte, a partire dalla portata di  $750 \text{ m}^3/\text{s}$  la cui corrispondente pendenza media del fondo vale lo 0.22 ‰ fino al minimo che si realizza per  $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$  dove la pendenza ottenuta numericamente eguaglia quella ricavata dai rilievi sperimentali. Per portate maggiori si ha una crescita lineare della pendenza all'aumentare della portata liquida. Se per portate basse la differenza tra pendenza calcolata e misurata è comunque contenuta in un intervallo limitato (0.02 punti per mille), per portate più rilevanti la differenza è più marcata. Questi risultati sembrano confermare quanto già evidenziato nel precedente paragrafo, ovvero che la portata formativa del fondo rilevato si aggira attorno ai  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 6.4 Eventi di piena straordinaria

Oltre al regime di magra e alle piene ordinarie, periodicamente il Po è soggetto anche a piene straordinarie: risulta quindi di un certo interesse analizzare il comportamento del fondo in queste situazioni certo meno frequenti ma più gravose per il corso d'acqua. Tra i dati storici si sono prese in esame le piene del maggio 2013, novembre 2002 e ottobre 2000 in cui la portata registrata a Pontelagoscuro vale, rispettivamente, 7130, 8100, 9600  $m^3/s$ . Queste portate, pur interessando completamente le ampie aree golenali presenti, rimangono confinate entro gli argini maestri nel tratto di studio. Non sono state prese in considerazione portate maggiori, come ad esempio quella del novembre del 1951, in quanto in quel caso si sarebbero dovute tenere in conto le sottrazioni di portata (non note) dovute alle esondazioni. Per analizzare in maniera più precisa situazioni di questo tipo è necessario un modello matematico bidimensionale.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno sul livello del tirante idrico da assegnare nella sezione di valle si è fatto ancora una volta riferimento ai risultati ottenuti da Scarabello per il tratto I, in totale analogia con quanto già descritto in precedenza al paragrafo 6.2. La figura 6.6 riporta i risultati relativi ai casi sovradescritti. Si evidenzia quindi una generale tendenza al deposito per i primi 25  $km$ , con picchi massimi superiori ai 5  $m$ , in particolare nelle prime sezioni di monte; dopo il venticinquesimo chilometro la tendenza cambia passando dal deposito all'erosione che, tuttavia, è molto meno pronunciata. I tre grafici risultano molto simili tra loro per quanto riguarda il fondo: i tre andamenti si discostano l'un l'altro di qualche decina di centimetri, tranne nella zona tra il  $km$  26 e il  $km$  31 in cui i tre profili si differenziano leggermente l'uno dall'altro (scarto massimo 1  $m$ ). In definitiva, sembra ragionevole affermare come, superate le portate di piena ordinaria, la configurazione in condizioni di equilibrio non risenta più in maniera rilevante dell'aumento delle portate liquide e solide.

## 6.5 Riduzione della portata solida in ingresso

Un'applicazione di particolare interesse riguarda la simulazione di interventi di sistemazione o regolazione del corso d'acqua con la relativa analisi degli effetti che tali interventi possono indurre sul regime di trasporto dei sedimenti e, quindi, sull'evoluzione altimetrica del fondo. Si pensi ad esempio alle conseguenze della realizzazione di un invaso con uno sbarramento, tipicamente una traversa fluviale: quest'ultima non intercetta solamente la portata liquida ma anche quella solida, sicché nell'alveo di valle ha luogo un

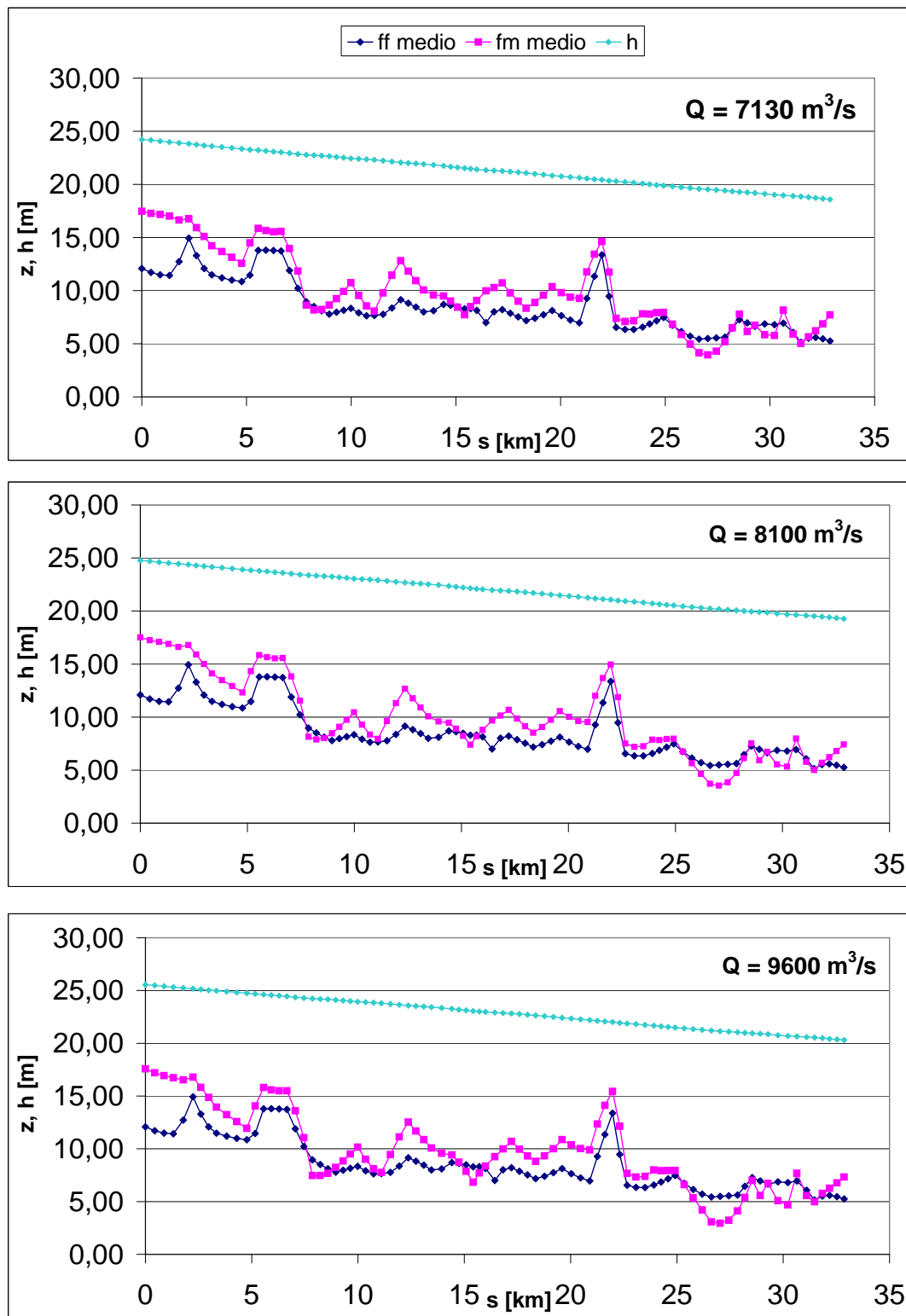


Figura 6.6: Confronto tra l'andamento medio del fondo simulato (fm) e rilevato (ff) al variare della portata liquida in casi di piena straordinaria ( $Q = 7130, 8100, 9600 \text{ m}^3/\text{s}$ ).



processo di erosione distribuito generalmente per un lungo tratto del corso d'acqua. Simili problemi si incontrano per effetto di interventi di sistemazione fluviale (i cosiddetti *drizzagni*) che, producendo artificialmente il salto di uno o più meandri, inducono nel tempo un aumento della pendenza del corso d'acqua che si realizza attraverso un progressivo processo di erosione a monte e deposito a valle. Analogamente, una consistente riduzione di portata liquida dovuta ad esempio ad una derivazione artificiale a fini potabili, irrigui o energetici, non essendo accompagnata dalla derivazione di una corrispondente portata solida, induce una riduzione della capacità di trasporto con conseguenti fenomeni di deposito. Tutte queste problematiche possono essere analizzate mediante il modello unidimensionale a fondo mobile utilizzato nella presente tesi. In particolare, ci si concentra sugli effetti dovuti ad una rilevante riduzione di portata solida che, rispetto all'originale, viene prima dimezzata e poi ridotta praticamente a zero (caso della traversa).

### 6.5.1 Dimezzamento della $Q_s$

Rispetto alle simulazioni descritte al paragrafo 6.2, la portata solida in ingresso nel tratto d'interesse è stata dimezzata. E' il caso di sottolineare come in questo tipo di simulazioni la condizione al contorno sulla portata solida non viene più calcolata dal codice tramite una media delle portate solide che risulterebbero in base alle condizioni idrodinamiche calcolate a fondo fisso in un certo numero di sezioni; essa viene assegnata in maniera diretta al codice mediante un file di input: tali valori sono riportati nella tabella 6.2.

Tabella 6.2: Portata solida in input

$Q$ [ $m^3/s$ ]	$Q_s$ [ $m^3/s$ ]	$Q_s/2$ [ $m^3/s$ ]
750,00	0,0329	0,0165
1500,00	0,0835	0,0418
3000,00	0,2931	0,1466
4215,00	0,5433	0,2717

Dalla figura 6.7 si può notare come il comportamento del fondo sia molto simile nella totalità dei casi esaminati: a una riduzione della portata solida corrisponde infatti un generale processo di erosione del fondo, leggermente più pronunciato nella parte di monte del tratto considerato.

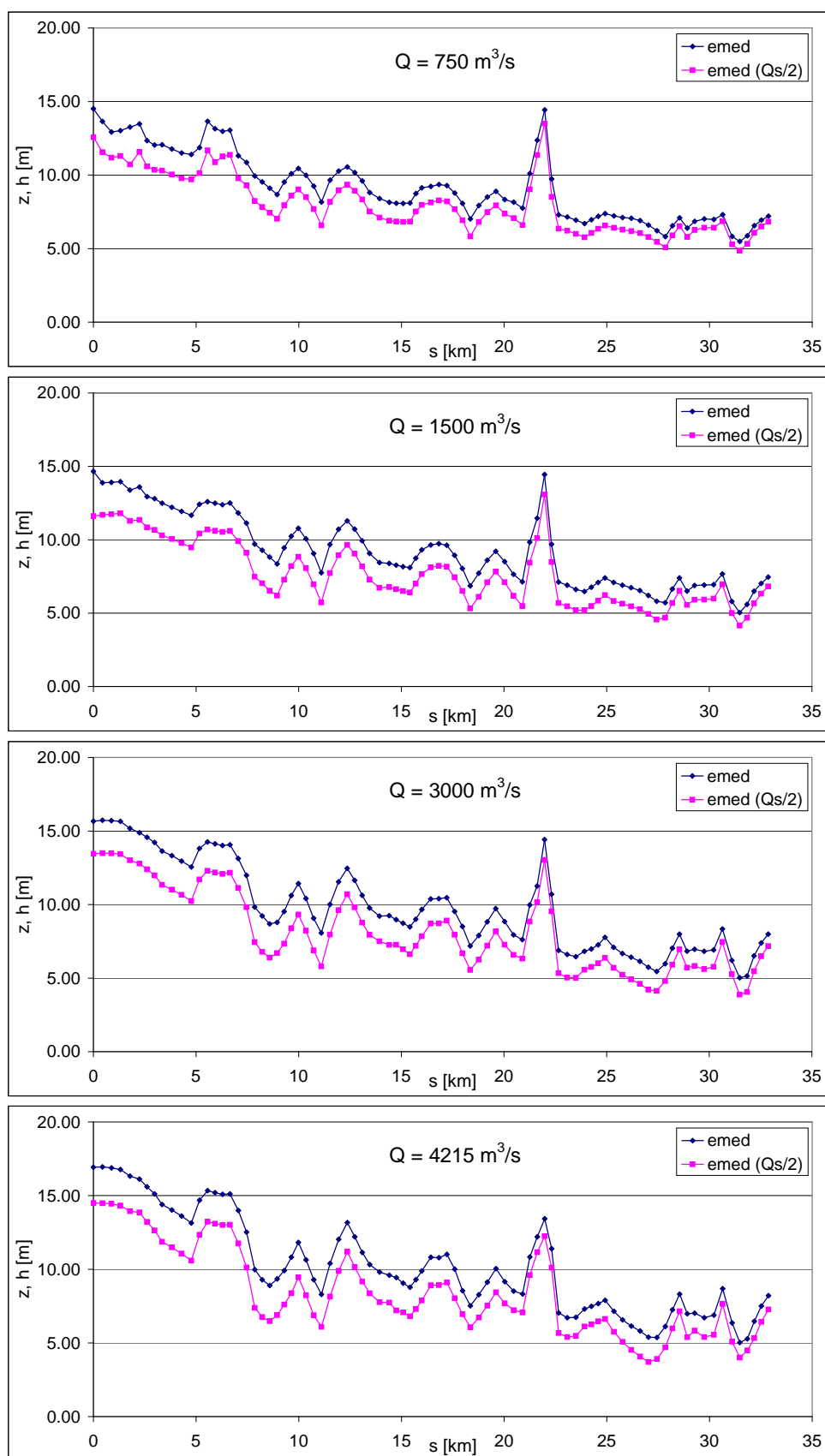


Figura 6.7: Confronto tra l'andamento medio del fondo ottenuto con la  $Q_s$  stimata in precedenza e con una  $Q_s$  dimezzata; la portata liquida varia da  $750 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 6.5.2 Azzeramento della $Q_s$

Infine, l'ultima simulazione effettuata prevede l'azzeramento della portata solida in ingresso: situazione che può verificarsi, come già accennato in precedenza, subito a valle di una traversa fluviale. E' stata quindi inserita una portata  $Q_s = 0.0001 \text{ m}^3/\text{s}$  valore praticamente nullo, non essendo possibile inserire il valore zero per problemi di carattere numerico.

La figura 6.8 riporta il confronto tra l'andamento del fondo nella simulazione con la  $Q_s$  stimata originariamente e il fondo che si realizza nel caso di portata solida nulla. Da un'analisi di tale figura si nota come il processo di erosione, già visibile nel caso di dimezzamento della  $Q_s$  trattato nel paragrafo precedente, sia qui ancora più evidente: come si può notare dai risultati riportati nella tabella 6.3 lo scavo medio aumenta di un ordine di grandezza. Considerando invece la successione di grafici si ha un'ulteriore conferma del fatto che l'aumento della portata liquida comporta un aumento degli effetti morfodinamici sul fondo: il processo di erosione infatti cresce al crescere della  $Q$  che transita nel corso d'acqua.

Tabella 6.3: Erosione media al diminuire della portata solida

$Q \text{ [m}^3/\text{s]}$	<i>er media</i> $Q_s/2 \text{ [m]}$	<i>er media</i> $Q_s = 0 \text{ [m]}$
750	-1,22	-7,71
1500	-1,60	-10,63
3000	-1,69	-14,93
4215	-1,82	-18,37

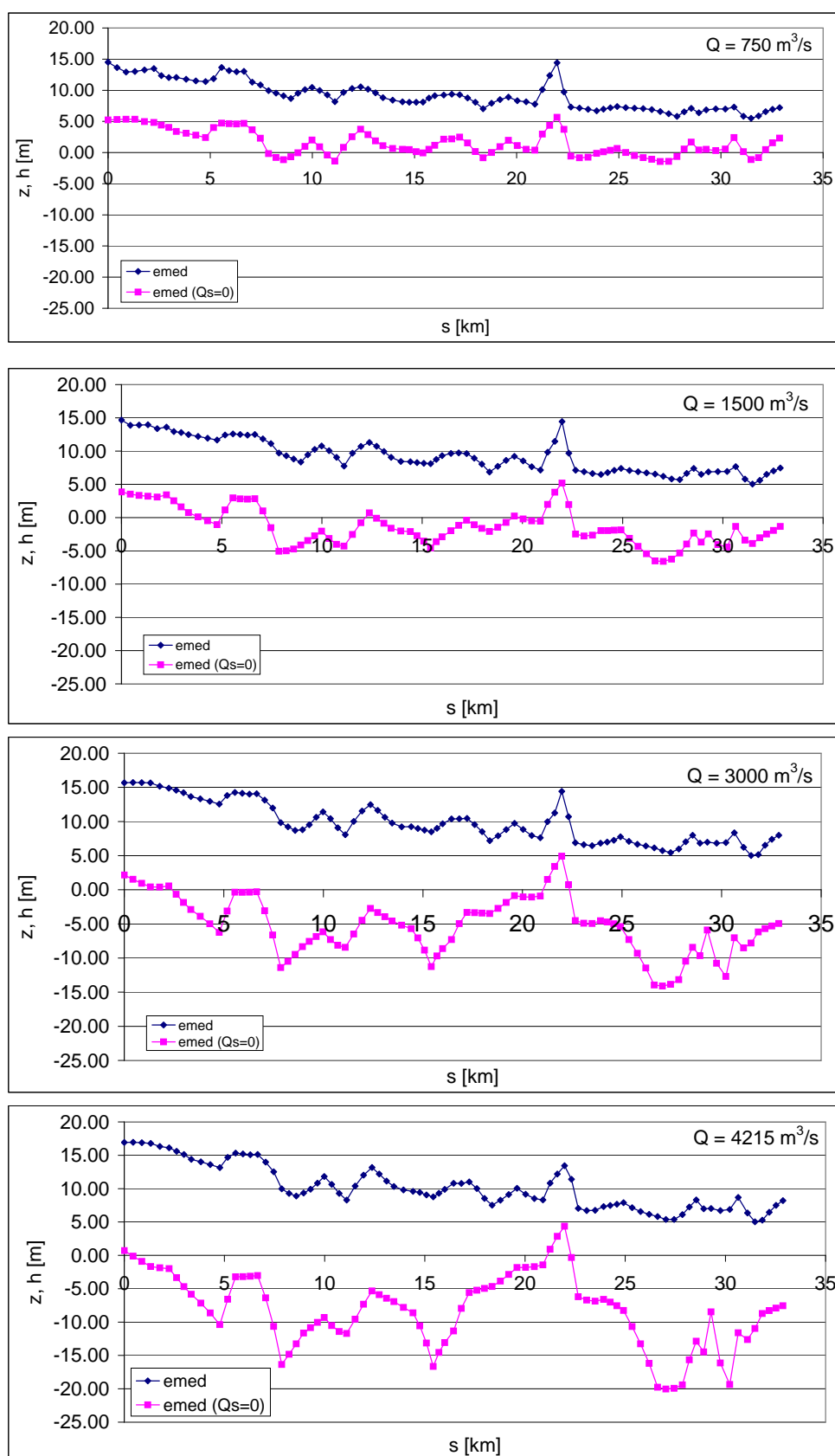


Figura 6.8: Confronto tra l'andamento medio del fondo ottenuto con la  $Q_s$  stimata in precedenza e con una  $Q_s$  nulla; la portata liquida varia da  $750 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $4215 \text{ m}^3/\text{s}$ .

# Capitolo 7

## Conclusioni

In base a quanto riportato nel precedente capitolo si può ragionevolmente affermare che la portata formativa per il tratto di corso d'acqua analizzato possa essere assunta attorno ai  $2000 m^3/s$ : una portata che può essere ascritta ancora fra quelle di magra dato che la piena ordinaria (ovvero la portata che nell'anno medio viene superata per 10 giorni) è pari a circa  $3000 m^3/s$  per il tratto in questione.

Per quanto riguarda la tendenza evolutiva, dato che il modello non consente di simulare l'evoluzione temporale del fondo, non è possibile effettuare considerazioni rigorose. Tuttavia, dalle analisi storico-comparative effettuate dall'Autorità di bacino del Po nel 2007, si evidenzia come il corso d'acqua sia stato caratterizzato da un prevalente processo di erosione nel periodo che va dagli anni '70 ai primi anni 2000. Se si osserva il solo periodo 2002-2005 si nota però un'inversione di tendenza: tale comportamento suggerisce che il fiume, dopo aver reagito con una relativa rapidità alle condizioni di disequilibrio innescate dalla costruzione della traversa di Isola Serafini (1960-1964), dalle numerose opere di difesa e regimazione presenti nei tratti F-H e dalla intensa attività estrattiva verificatasi negli anni 1960-1970, abbia raggiunto un assetto asintoticamente prossimo a quello di equilibrio, con un alveo di magra ricalibrato tramite i pennelli di navigazione e il riempimento nei rami secondari e dei volumi retrostanti i pennelli. Ne consegue una risposta morfologica relativamente modesta alle piene ordinarie, come evidenziato anche dai risultati mostrati nel paragrafo 6.2.

Con riferimento al comportamento del fondo per eventi di piena straordinaria si è visto nel paragrafo 6.4 come il fondo subisca un processo di deposito piuttosto marcato nella parte di monte: fenomeno che va attenuandosi procedendo verso valle dove, a partire dal *km* 25, si assiste invece ad una tendenza all'erosione. E' importante osservare che i processi morfologici storicamente osservati nel Po sono spesso stati interpretati come fonte di potenziale perico-

lo per la sicurezza idraulica: da qui la necessità di ripristinare la funzionalità dell'alveo, specialmente a valle di eventi di piena, che in passato ha motivato consistenti interventi di ricalibratura delle sezioni trasversali. Purtroppo una valutazione dei vantaggi/svantaggi connessi a tali interventi è iniziata solo recentemente, anche grazie agli studi condotti dall'Autorità di Bacino del Fiume Po: per decenni a valle di ogni significativo evento alluvionale, con una logica di emergenza in modo localizzato e non coordinato, sono stati varati programmi di *pulizia degli alvei* dai depositi alluvionali e si sono artificializzati gli alvei, rettificati e risezionati senza mai valutare il reale ruolo che i depositi derivanti dal trasporto solido giocano nei diversi processi fluviali. Le future scelte operative non potranno prescindere da un'analisi congiunta delle dinamiche evolutive del fiume, dei volumi di materiale da asportare (almeno nel loro ordine di grandezza) e delle potenzialità medie annue del trasporto solido del tratto di fiume considerato.

Considerando i risultati ottenuti nelle simulazioni in cui si è ridotta la portata solida in ingresso, conviene ricordare come i processi di erosione che ne risulterebbero siano da valutare attentamente in relazione ai problemi che, *ipso facto*, verrebbero a verificarsi: stabilità delle sponde dell'alveo e dei ponti presenti solo per citare quelli più evidenti. In particolar modo nel caso di azzeramento della  $Q_s$ , ottenuto tramite la realizzazione di una traversa fluviale, si avrebbe la situazione più gravosa: risulta piuttosto evidente come la costruzione di opere di questo tipo porterebbero a situazioni molto negative per il corso d'acqua in quanto, oltre ai problemi già citati, si avrebbero il corazzamento del letto immediatamente a valle dello sbarramento, la modifica della curva di durata delle portate, con effetti biologici e di qualità delle acque oltre che sulla sicurezza, un certo deposito a monte dell'opera, solo per citare i più rilevanti.

In conclusione non si può non evidenziare come i risultati ottenuti siano correlati alla tipologia di analisi svolta: in altre parole, l'utilizzo di un modello unidimensionale, giustificato nel paragrafo 4.2.3, comporta necessariamente alcune semplificazioni, in particolar modo sulla geometria. Ad esempio, più il corso d'acqua è caratterizzato dalla presenza di forme di fondo come barre centrali o puntuali, più risulta necessaria una trattazione almeno bidimensionale del problema. Tuttavia il tratto esaminato presenta solamente alcune sezioni con tali caratteristiche: si può quindi affermare come la scelta del modello applicato in questo studio, anche in base alla tipologia dei risultati considerati, sia ragionevolmente corretta.

Ulteriori sviluppi rimangono aperti, anche in ambito di ricerca: la definizione della posizione dei punti che delimitano le sponde e quindi della larghezza dell'alveo di magra, la scelta del diametro caratteristico del fondo e, in particolar modo, la stima della portata solida in ingresso.

# Appendice A

## Immagini satellitari



Figura A.1: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 40 A alla sezione 41.

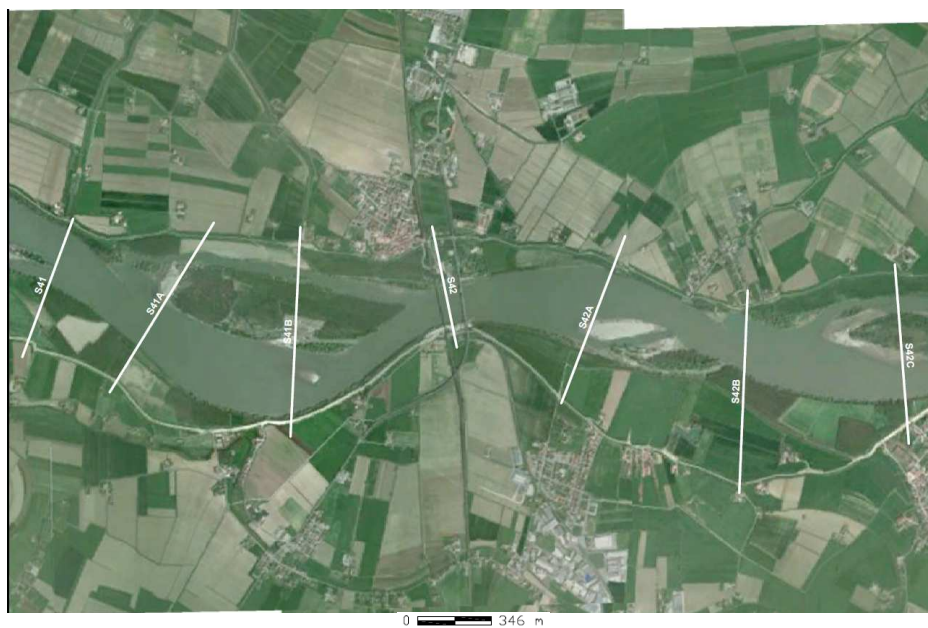


Figura A.2: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 41 alla sezione 42 C.



Figura A.3: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 42 C alla sezione 43 B.





Figura A.4: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 43 B alla sezione 45 A.



Figura A.5: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione 45 alla sezione MN 33.



Figura A.6: Particolare del tratto del fiume Po qui analizzato: dalla sezione MN 33 alla sezione 48.

# Bibliografia

Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO), *Relazione sull'evento di piena nel bacino del Po, 3-11 novembre 2011*, Parma, 2012.

Autorità di Bacino del fiume Po (ABDPO), *Programma generale di gestione dei sedimenti alluvionali dell'alveo del fiume Po - Stralcio: confluenza Arda-incile Po di Goro*, Parma, 2006.

Chow, V. T., *Open-channel hydraulics*, Mc Graw-Hill, Boston, 1959.

Da Deppo, L.; Datei, C. e Salandin, P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004.

Ghetti, A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2006.

Lanzoni, S., *Elementi di morfodinamica fluviale*, Dipartimento IMAGE, Università degli studi di Padova, Maggio 2012.

Lanzoni, S., *Evoluzione morfologica recente dell'asta principale del Po*, Atto Accademia Nazionale dei Lincei, 2012.

Lazzarini, M., *A linear model for meandering rivers with varying width*, Tesi di laurea magistrale, Università degli Studi di Padova, 2012.

Pecora, S., *La magra primaverile del fiume Po nell'anno 2003*, Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale Emilia Romagna (ARPAER), 2003.

Scarabello, G., *Analisi morfodinamica del tratto di fiume Po dalla confluenza con il fiume Secchia fino a Pontelagoscuro*, Tesi di laurea magistrale, Università degli Studi di Padova, 2013.

Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino del fiume Po (ABDPO), *Il recupero morfologico ed ambientale del fiume Po: Il contributo del Programma generale di gestione dei sedimenti del fiume Po*, Edizioni Diabasis, Reggio Emilia, 2008.

Seminara, G.; Bolla Pittaluga, M. e Luchi, R., *Convenzione di collaborazione scientifica per la valutazione dell'efficacia di interventi di dragaggio del tratto terminale del fiume Magra ai fini della riduzione delle condizioni di rischio idraulico*, Dipartimento ICAT, Università degli studi di Genova, 2011.

Seminara, G.; Colombini, M. e Bolla Pittaluga, M., *Manuale di morfodinamica fluviale ad uso di funzionari pubblici e progettisti*, Dipartimento ICAT, Università degli studi di Genova, 2008.

Seminara, G. e Tubino, M., *“Trasporto solido fluviale”, Manuale di Ingegneria Civile*, Edizioni Cremonese, Roma, 1996, p. 380-409.

Autorità di Bacino del fiume Po, <http://www.adbpo.it/BilancioIdrologico.html>.