



PROVINCIA DI MANTOVA

PONTE DI BORGOFORTE SUL FIUME PO

ex STRADA STATALE n° 62 Km 168+700

STUDIO DELLA VULNERABILITA' IDRAULICA

**Prof.Ing.SILVIO FRANZETTI
Via M.Resegone, 16
20090 - SEGRATE (MILANO)
Ord. Ing. Milano- n. 13603**

DATA: febbraio 2008

Prof.Ing.SILVIO FRANZETTI - Via Monte Resegone, 16 - 20090 Segrate (Mi.) - tel.02/2136164 - fax :02/2133628

INDICE

1. PREMESSA - CONSIDERAZIONI GENERALI SUL SITO DELL'ATTRAVERSAMENTO	3
2. DATI GEOMETRICI DI RIFERIMENTO	6
3. DESCRIZIONE DEL PONTE EX S.S. N. 62.....	8
4. ASPETTI IDRAULICI.....	9
4.1. Premessa	9
4.2. Dati idrologici di riferimento	9
4.3. Profilo della superficie libera nel tratto in esame e franco residuo al ponte.....	12
4.4. Modellazione bidimensionale del tratto di Borgoforte	21
5. FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO	30
5.1. Caratterizzazione granulometrica dei sedimenti dell'alveo	30
5.2. Fenomeni generalizzati di medio periodo	30
5.3. Fenomeni generalizzati di breve periodo	36
5.4. Fenomeni erosivi localizzati	38
6. SOLLECITAZIONI DINAMICHE SULLA STRUTTURA.....	43
6.1. Spinta idrodinamica	43
6.2. Urti.....	45
7. VERIFICA STATICA DELLE PILE.....	46
7.1. Riepilogo dei carichi	47
7.2. Verifiche	54
8. STRATEGIE PER IL MONITORAGGIO	64
9. CONCLUSIONI.....	66
BIBLIOGRAFIA	70

1. Premessa - Considerazioni generali sul sito dell'attraversamento

L'Amministrazione Provinciale di Mantova ha affidato al **Prof. Ing. Silvio Franzetti**, Via Monte Resegone, 16 – Segrate (Mi), iscritto al nr.13603 dell'Albo dell'Ordine degli Ingegneri di Milano, l'incarico per redazione del presente studio della vulnerabilità idraulica del ponte della ex S.S. n. 62 in prossimità di Borgoforte, ai sensi della normativa PAI.

Il ponte in oggetto attraversa il fiume Po nel comune di Borgoforte, in provincia di Mantova; si veda la Figura 1.1, che riporta la localizzazione geografica del comune all'interno del bacino idrografico del fiume Po. In questo tratto pianeggiante il Po si snoda tra le campagne mantovane con la classica conformazione meandriforme.

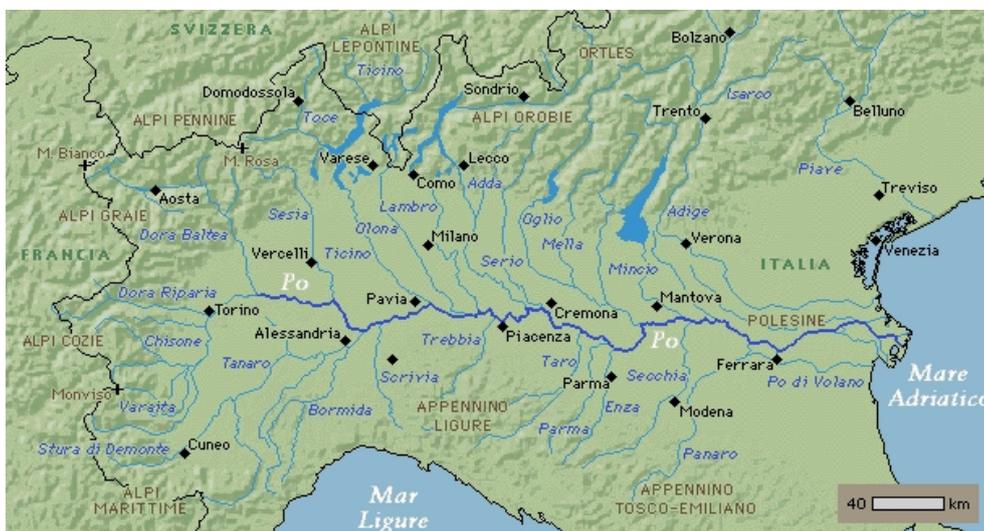


Figura 1.1. Localizzazione del comune di Borgoforte nel bacino idrografico del fiume Po.



Figura 1.2. Attraversamenti fluviali nel tratto di interesse.

Nel tratto che sarà considerato nell'ambito di questo studio sono presenti quattro attraversamenti fluviali: due a Borgoforte, il ponte ferroviario e il ponte stradale (ex S.S. n. 62), un ponte autostradale

(A22) in località San Nicolò Po e infine un ponte stradale (S.S. n. 413) in prossimità di San Benedetto Po. La Figura 1.2 evidenzia la posizione geografica degli attraversamenti fluviali.

Come detto, il tratto di Po più prossimo a Borgoforte vede la presenza di due attraversamenti molto vicini l'uno all'altro: un ponte ferroviario si trova infatti a monte del ponte stradale provinciale (ex S.S. n. 62) oggetto del presente studio (si veda l'immagine aerea riportata nella Figura 1.3). I ponti sono presentati nella Figura 1.4. La distanza tra le due strutture di attraversamento è di circa 150 m.



Figura 1.3. Attraversamenti del Po in prossimità di Borgoforte. Il corso del fiume è da sinistra verso destra. Le linee gialle identificano gli argini di fascia B.



Figura 1.4. Ponti di attraversamento a Borgoforte. Ponte ferroviario (sinistra) e ponte stradale (destra). Immagini riprese il 28 settembre 2005.

Nella zona di studio gli argini del fiume Po, previsti dal PAI (Piano di Assetto Idrogeologico), “corrono” paralleli al fiume ad una distanza media reciproca di circa 1000 metri, con restringimenti nei pressi degli attraversamenti fluviali e un allargamento in località San Benedetto Po (argini a 2 km). La Figura 1.3 mostra anche l'andamento degli argini di fascia B. Come si vede, gli attraversamenti sono localizzati nel tratto in cui gli argini sono più vicini; in tale tratto la distanza tra gli argini è di circa 600 m.

A monte degli attraversamenti si trova un'isola, denominata "isola Cialdini". L'alveo di magra aggira l'isola attraverso un'ampia ansa. A sinistra dell'isola è presente un canale secondario, normalmente in secca per le portate inferiori e attivo per quelle maggiori.

La conformazione generale dell'alveo (presenza dell'isola, delle anse e del canale secondario) fa sì che, nonostante gli argini di fascia B siano pressoché perpendicolari ai ponti in corrispondenza degli attraversamenti, non sia semplice la valutazione dell'angolo di incidenza della corrente rispetto alle strutture nelle diverse condizioni di flusso.

2. Dati geometrici di riferimento

La principale fonte dei rilievi topografici monodimensionali, intesi come rilievo di sezioni topografiche del Po, è l'Agenzia Interregionale per il fiume Po che periodicamente rileva tutta l'asta principale del fiume. All'interno della zona di indagine, definita dai tributari Oglio e Mincio, esistono, a prescindere dalla disponibilità, 26 sezioni di rilievo Aipo, una delle quali, denominata S42, è appena a valle del ponte ferroviario di Borgoforte.

Nella Figura 2.1 si riporta la planimetria generale, con la posizione di tutte le sezioni Aipo. Queste ultime sono georeferenziate e coprono tutto l'alveo del fiume all'interno degli argini di fascia B (argini che contengono una portata con un tempo di ritorno di 200 anni). In Tabella 2.1 si elencano le sezioni con la corrispondente progressiva Aipo. L'ultimo rilievo effettuato dall'Aipo è datato 2005. Sono disponibili tutte le 26 sezioni di Figura 2.1 limitatamente ai rilievi degli anni 2000 e 2005.

Nel corso del presente studio si useranno anche delle sezioni rilevate, per conto della Provincia di Mantova, durante il mese di ottobre 2007 (si veda il paragrafo 4.4 per maggiori dettagli).

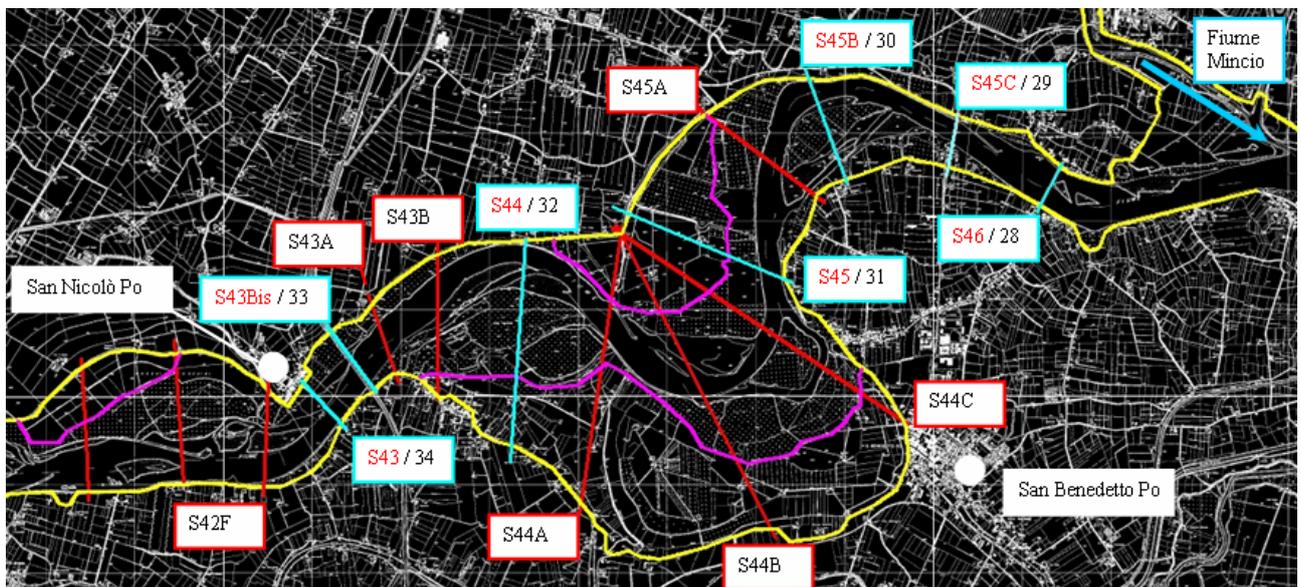
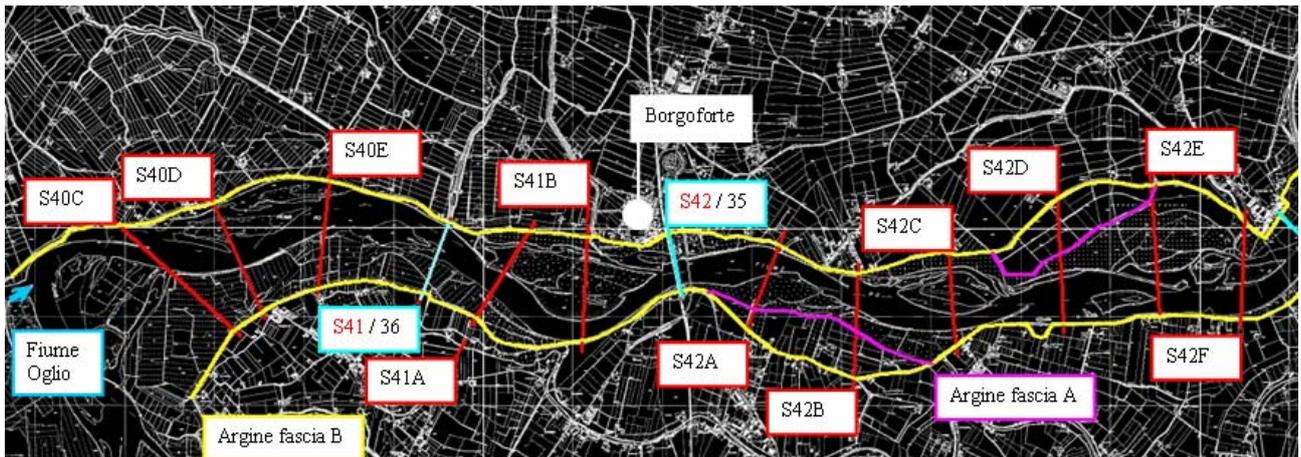


Figura 2.1. Planimetria generale delle sezioni Aipo. Rosso: sezioni Aipo e loro numerazione. Azzurro: numerazioni delle sezioni secondo l’Autorità di bacino del fiume Po (AdbPo). Giallo: argini di fascia B. Fucsia: contorni della fascia A. Bianco: principali centri abitati.

Nomenclatura	Progressiva	Nomenclatura	Progressiva
Aipo	Aipo [m]	Aipo	Aipo [m]
S40C	465571	S43	479673
S40D	466496	S43bis	480248
S40E	467599	S43A	480687
S41	469024	S43B	481469
S41A	469813	S44	482610
S41B	470907	S44A	483854
S42	472111	S44B	485150
S42A	473204	S44C	486228
S42B	474236	S45	486909
S42C	475356	S45A	488172
S42D	476618	S45B	489172
S42E	477708	S45C	490871
S42F	478664	S46	492104

Tabella 2.1. Progressiva chilometrica delle sezioni Aipo nel tratto di interesse.

3. Descrizione del ponte ex S.S. n. 62

Il profilo trasversale del Po in corrispondenza del ponte è mostrato nella Figura 3.1. Le quote del terreno rappresentano la sezione a monte della struttura, com'è stata rilevata nel mese di ottobre 2007. È indicata la quota dell'intradosso, pari a 26.3 m s.l.m.

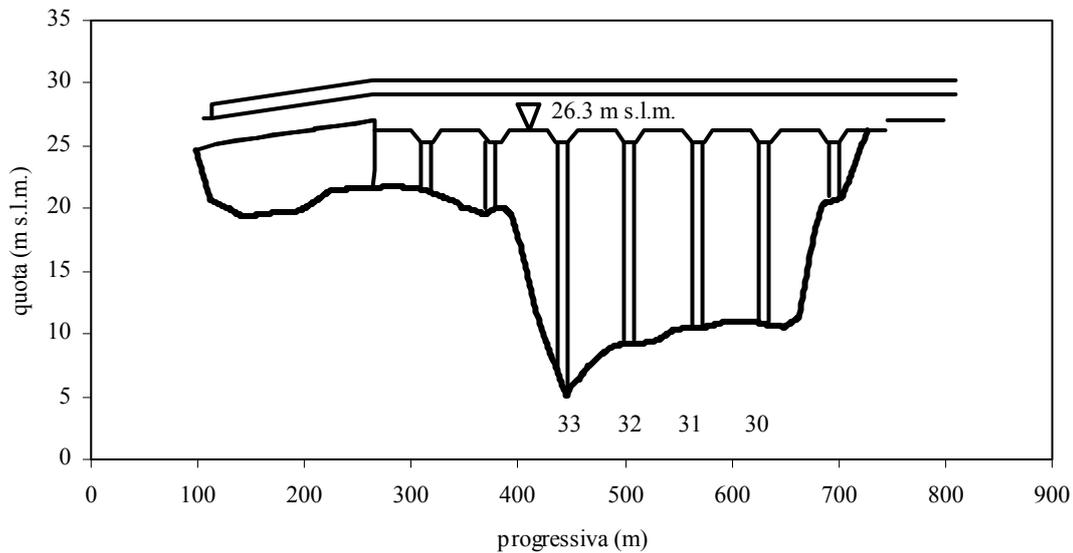


Figura 3.1. Profilo trasversale del Po al ponte ex S.S. n. 62. Sono indicati i numeri identificativi (da 30 a 33) delle pile nell'alveo di magra.



Figura 3.2. Strutture di rinforzo del ponte (2007).

Le pile sono costituite da una serie di pali del diametro di circa 2 m, disposti secondo due file; l'interasse tra le due file è pari a circa 9 m, mentre la distanza longitudinale tra due pali successivi è di circa 4 m. Recentemente (2007) le pile 31, 32 e 33 sono state munite di strutture di rinforzo (Figura 3.2).

4. Aspetti idraulici

4.1. Premessa

La parte dello studio idraulico di cui si tratta nei prossimi paragrafi relativa alle caratteristiche idrologiche del tratto e alla modellazione monodimensionale (paragrafi 4.2 e 4.3) è stata condotta, previo accordo tra FS e Provincia di Mantova, congiuntamente dal sottoscritto e da un gruppo di ricerca del Politecnico di Milano che stava effettuando una ricerca per conto delle FS sul ponte ferroviario a monte di quello stradale di cui trattasi. Per le altre analisi idrauliche, ha collaborato l'Ing. Alessio Radice, specialista di settore.

4.2. Dati idrologici di riferimento

All'interno della zona d'indagine sono a disposizione due stazioni idrometriche dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po (Aipo), denominate Roncocorrente e Borgoforte. La prima è situata circa 3 Km a monte del ponte mentre l'altra è posizionata sul ponte stesso, a valle della struttura. Queste stazioni non sono indipendenti, ma acquisiscono dati alternandosi nel tempo, ovverosia quando è in funzione una stazione l'altra è inutilizzata e viceversa.

Per il periodo 1931-1990 i dati idrologici sono stati dedotti dagli Annali Idrologici (Ufficio Idrografico del Po). Gli annali idrologici cartacei a disposizione coprono un periodo di 60 anni (dal 1931 al 1990), con l'eccezione degli anni 1947 e 1986. Per il periodo successivo, ovverosia dal 1991 al 2006, gli Annali Idrologici non sono stati più pubblicati e la loro redazione è stata affidata alle Agenzie Regionali per la Protezione dell'Ambiente (Arpa). I dati idrologici mancanti, dal 1991 al 2006, sono stati forniti dall'Arpa dell'Emilia Romagna (che si occupa della stazione di Borgoforte anche se quest'ultima è in Lombardia) sotto forma di valori di portata oraria giornaliera e altezze idrometriche orarie giornaliere per la stazione di Borgoforte.

I dati riportati negli Annali Idrologici relativamente alle due stazioni sono stati usati per determinare la *scala delle portate* nelle sezioni medesime. Per ogni anno gli Annali Idrologici riportano una scala delle portate in forma tabellare (a parte i primi anni dove è riportato il grafico e l'equazione della curva). I dati, però, non sono omogenei, perché la stazione di misura negli anni si è alternata tra Roncocorrente e Borgoforte. Le scale delle portate, del resto, devono essere separate per le due stazioni perché al loro interno contengono le caratteristiche della sezione di riferimento. La Figura 4.1 mostra tutti i valori di portata-altezza (Q-h) disponibili sugli annali idrologici per la stazione di Roncocorrente. La Figura 4.2 mostra invece gli analoghi valori per la sezione di Borgoforte. Sono state determinate delle scale delle portate analitiche basandosi sui dati relativi agli anni più recenti

(1978-1985 per Roncocorrente e 2000-2006 per Borgoforte). Le scale delle portate sono mostrate nella Figura 4.3.

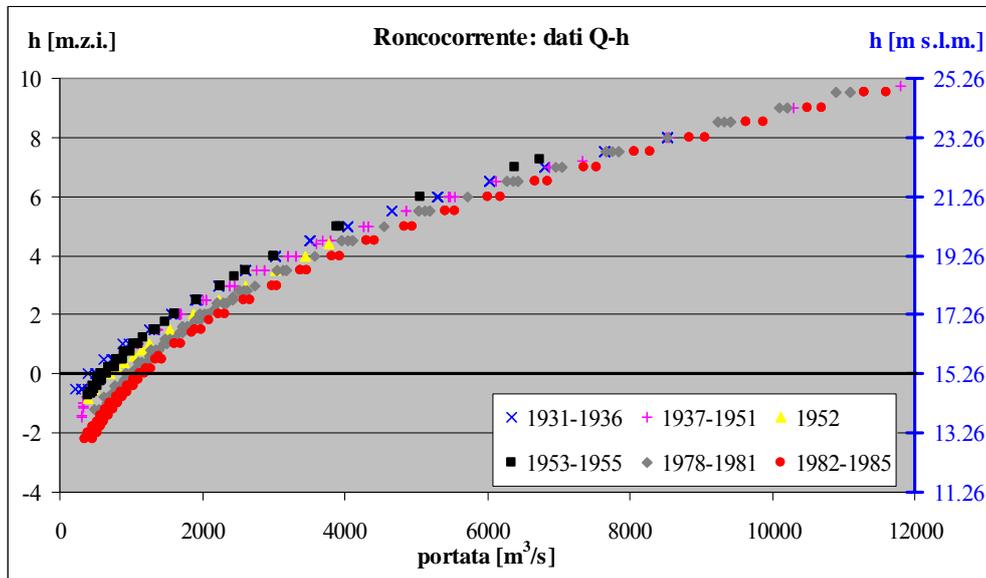


Figura 4.1. Scale delle portate ottenute dagli Annali Idrologici per la sezione di Roncocorrente.

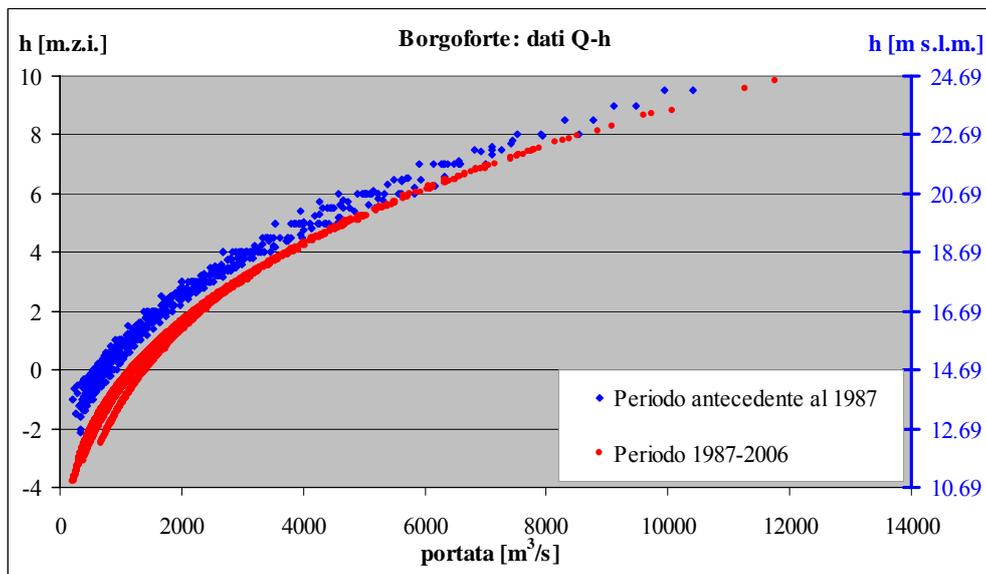


Figura 4.2. Scale delle portate ottenute dagli Annali Idrologici per la sezione di Borgoforte.

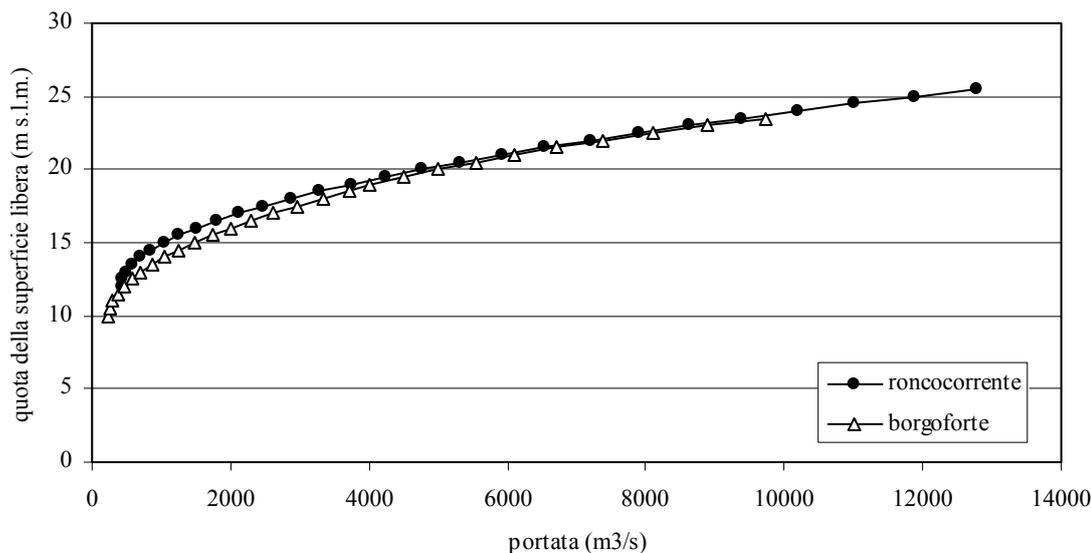


Figura 4.3. Scala delle portate analitica nelle stazioni di Roncorrente e Borgoforte.

I dati delle stazioni idrometriche sono stati usati altresì per la determinazione della *curva di durata annuale delle portate*. Negli Annali Idrologici questo tipo di elaborazione è presente sotto forma di tabella. In questo caso, i dati delle due stazioni possono essere usati congiuntamente, in quanto le due stazioni sono vicine (3 km circa) e tra loro non esiste nessuna significativa perdita e/o incremento di portata. La Figura 4.4 mostra in grigio le curve di durata delle portate per tutti gli anni dal 1931 al 2006, in blu la curva di durata media del periodo 1991-2006 e in rosso due curve recenti, ovverosia il 2002 e 2003, per evidenziare la variabilità della durata delle portate di due anni successivi (l'asse delle ordinate è in scala logaritmica). La Figura 4.5 mostra infine la curva di durata media che sarà usata nelle elaborazioni successive.

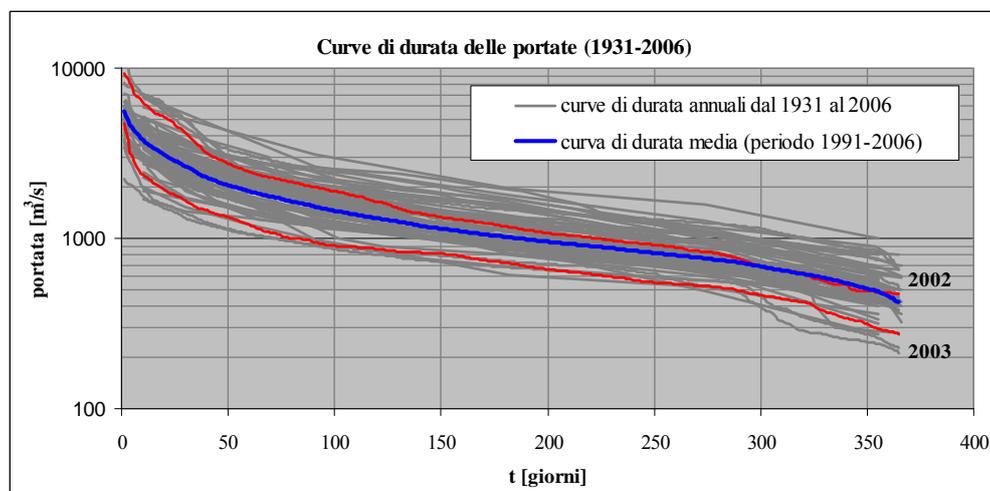


Figura 4.4. Curve di durata delle portate dal 1931 al 2006.

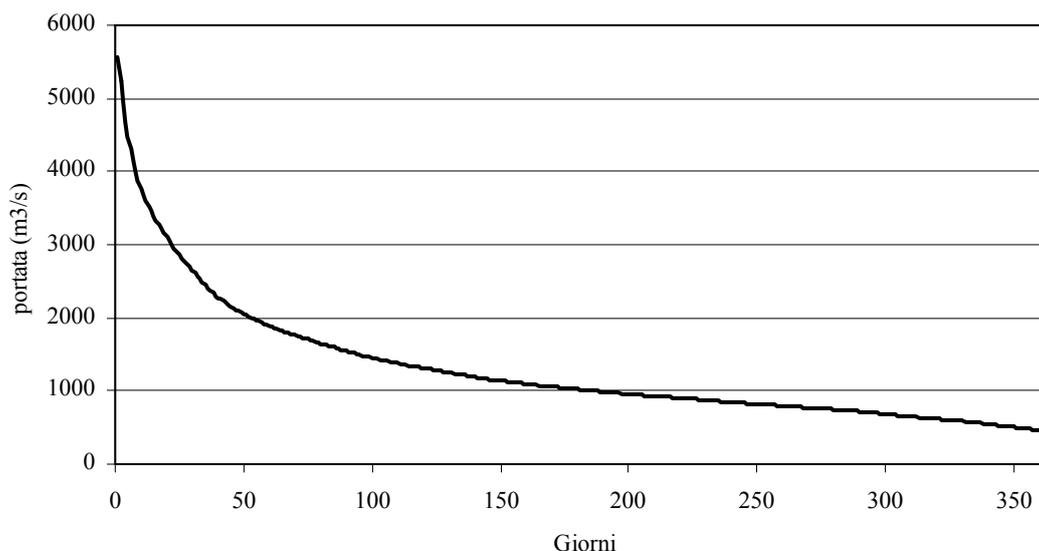


Figura 4.5. Curva media di durata delle portate.

Il PAI (AdBPo, 2001) fornisce indicazioni, nella “Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica”, riguardo alla portata al colmo di piena e al livello relativo da usare per i calcoli idraulici; in particolare, i dati relativi a Borgoforte si trovano nelle Tabelle 3 e 33 della Direttiva. La seguente Tabella 4.1 contiene le indicazioni per la stazione di Borgoforte al variare del tempo di ritorno.

Tempo di ritorno (anni)	Portata (m³/s)	Livello (m s.l.m.)
20	9600	
100	12260	
200	13100	26.42
500	14890	

Tabella 4.1. Indicazioni del PAI circa le portate e i livelli di piena di progetto, relativi alla stazione di Borgoforte.

4.3. Profilo della superficie libera nel tratto in esame e franco residuo al ponte

Per il tratto fluviale in esame, si hanno a disposizione due profili di riferimento che corrispondono a due studi idraulici svolti dal Magistrato del Po e dall’Autorità di Bacino del fiume Po (AdbPo). Il Piano Simpo’82 (Piano di Sistemazione Idraulica della Media Padana Orientale), terminato nel 1982, è stato alla base delle progettazioni delle arginature del fiume Po, fino al completamento del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI). La Tabella 33, appena citata, contiene il profilo di piena del Po per entrambi gli studi sopra citati. La Tabella 4.2, che evidenzia solo il tratto di interesse, riporta le seguenti caratteristiche: la numerazione delle sezioni secondo AdbPo, la progressiva corrispondente, la numerazione secondo i riferimenti Aipo (sez. Brioschi) e Simpo e, nelle ultime due colonne, i

profili calcolati dall'AdbPo con la portata duecentennale e il profilo Simpo'82. Si precisa che, nonostante la diversa numerazione, in entrambi gli studi sono state utilizzate sezioni Aipo; viceversa, considerando che gli studi sono stati effettuati in tempi differenti, è possibile che il rilievo topografico di riferimento non sia il medesimo. Inoltre tra la sezione 36 e la 28 (numerazione AdbPo) l'Aipo ha rilevato altre sezioni per un totale di 26 sezioni esistenti. L'Autorità di bacino ha confermato che il loro profilo (profilo AdbPo) è stato calcolato utilizzando le sole sezioni presenti in tabella 4.2, datate Aipo 1991; questo tipo di informazioni non sono disponibili per il progetto Simpo '82. Infine, si nota che i due profili non hanno la stessa portata di calcolo: mentre l'AdbPo ha utilizzato una portata duecentennale di 13100 m³/s il progetto Simpo ha utilizzato un valore pari a 12500 m³/s. Quest'ultimo valore rappresenta la portata per un tempo di ritorno di circa 100 anni secondo i calcoli effettuati dall'AdbPo e riportati sul PAI (Tabella 4.1).

sezione	Progr.	Rif. Sez.	Rif. Sez.	T=200 anni	Simpo '82
	[m]	Brioschi	Simpo '82	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]
36	457560	41	116	26.85	25.74
35	460335	42-ponte SS62	114	26.42	25.50
34	467580	43	108	25.29	24.50
33	468000	ponte A22		25.22	24.47
32	470400	44	106	24.85	24.28
31	474530	45	103	23.80	23.80
30	476444	45BIS		23.70	23.48
29	478500	ponte SS413		23.39	23.14
28	479015	46	100	23.32	23.05

Tabella 4.2. stralcio della Tabella 33 delle norme di attuazione del PAI; il tratto è confinato tra i tributari Oglio e Mincio. Nella colonna T=200 anni sono riportati i dati del PAI.

I dati delle Tabelle 4.1 e 4.2 indicano che la quota della superficie libera durante un evento di tempo di ritorno pari a 200 anni sarebbe di 26.4 m s.l.m. in corrispondenza del ponte della ex S.S. n. 62. Tale valore, confrontato con la quota dell'intradosso del ponte (26.3 m s.l.m., secondo il rilievo presentato nella Figura 3.1) indicherebbe la pressurizzazione del flusso sotto l'impalcato per la portata duecentennale. A tale condizione corrisponderebbe ovviamente una inadeguatezza idraulica del ponte. È peraltro da rilevare come la scala delle portate fornisca, per la portata di 13100 m³/s, una quota della superficie libera pari a 25.3 m s.l.m. La differenza tra i due risultati non è secondaria, in quanto se il livello fosse quello indicato dalla scala delle portate il ponte avrebbe un franco residuo di 1 m per le condizioni di piena bicentenaria; tale valore del franco è ritenuto compatibile con il deflusso della corrente (secondo Direttiva dell'AdBPo). Data l'importanza del franco residuo al ponte, si è condotto uno studio idraulico monodimensionale del tratto di Po a valle dei ponti di Borgoforte.

Come precedentemente detto, per il presente studio idraulico sono disponibili due rilievi dell'Aipo, datati 2000 e 2005. Considerando che il Simpo è uno studio concluso nel 1982 e il PAI ha utilizzato

il rilievo Aipo 1991 si è scelto di utilizzare innanzi tutto il più vecchio dei due rilievi, nell'ottica di una migliore confrontabilità con i suddetti studi. Per quanto riguarda il valore di portata e la condizione al contorno corrispondente si possono utilizzare le informazioni dei due profili di riferimento, ovverosia due portate, AdbPo 13100 m³/s e Simpo'82 12500 m³/s e come condizione al contorno le rispettive quote nella sezione più a valle, la S46, rispettivamente 23.32 m s.l.m. e 23.05 m s.l.m. Per la scabrezza dell'alveo principale e delle golene, si sono considerati valori del coefficiente di Strickler compresi tra 35 e 45 m^{1/3}/s per l'alveo principale, e compresi tra 25 e 35 m^{1/3}/s per le golene.

Considerando i valori di portata utilizzati per effettuare i calcoli idraulici, ovverosia portate con tempi di ritorno di cent'anni e duecent'anni, è necessaria un'attenta valutazione idraulico-morfologica del sistema, per una corretta ricostruzione del modello geometrico dell'alveo. Tramite lo studio della cartografia disponibile e appositi sopralluoghi, è stato possibile identificare delle zone critiche nelle quali la modellazione può influire sul risultato finale, modificando non solo la quota del tirante idrico nella zona critica ma condizionando anche i livelli a monte e a valle di quest'ultima. Tutte le osservazioni seguenti sono riferite alla planimetria riportata nella Figura 2.1.

Innanzitutto si osserva che le sezioni Aipo non sono ortogonali all'asse fluviale del Po in condizioni ordinarie (sulle carte CTR si nota come l'ampiezza del Po è ben confinata, quindi associabile a condizioni ordinarie di deflusso). In condizioni di piena però il livello del Po è nettamente superiore; considerando come alveo tutta la sezione all'interno delle arginature di fascia B le sezioni dell'Aipo risultano ortogonali al deflusso di piena.

All'interno delle arginature di fascia B è presente per alcuni tratti l'argine di fascia A; le sezioni interessate sono: S42A, S42B, S42D, S42E, S43B, S44, S44A, S44B, S44C, S45 e S45A. Dalla planimetria di Figura 2.1 si nota come questi argini creino delle zone di ristagno, ovverosia delle zone che possono invasare acqua senza contribuire in modo significativo al moto, in quanto le regioni tra argine A e argine B sono chiuse (l'argine di fascia A parte dall'arginatura B e poi si richiude nuovamente su quest'ultima). Tali zone generano effetti di laminazione laddove la quota idrica supera la sommità dell'argine interno, partecipando peraltro al deflusso, ma solo marginalmente rispetto all'intera sezione trasversale bagnata. Poiché i calcoli sono stati principalmente effettuati in condizioni di moto permanente, si è deciso di modellare le zone chiuse secondo lo schema di Figura 4.6, ovverosia riempiendole artificialmente con un terrapieno fino alla quota dell'argine interno. In tal modo le zone chiuse contribuiscono al flusso solo nella quotaparte superiore a tale quota.

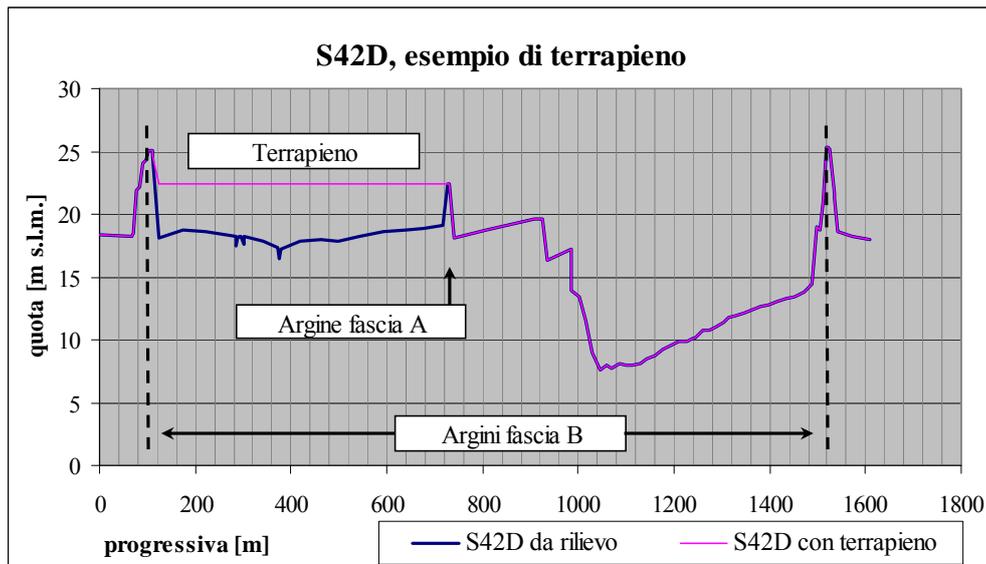


Figura 4.6. Esempio di sezione con terrapieno.

Un secondo intervento ad hoc sulla modellazione della geometria del sistema si è reso necessario nel tratto compreso tra le sezioni S43B e S45, dove l'alveo presenta un significativo allargamento rispetto ai tratti di monte e valle, in corrispondenza di un meandro. Tale configurazione genera una zona morta in sponde destra, laddove il flusso principale è concentrato in sinistra idrografica (figura 4.7). Per considerare questo fenomeno si sono semplicemente ridotte le dimensioni delle sezioni in quel tratto, inserendo nel modello geometrico un argine fittizio interno all'argine di fascia B in sponda destra. In figura 4.7 si mostra una schematizzazione della modellazione del meandro in località San Benedetto Po. In figura 4.8 si riporta una sezione, S44A, in cui è presente sia il terrapieno che l'argine fittizio.

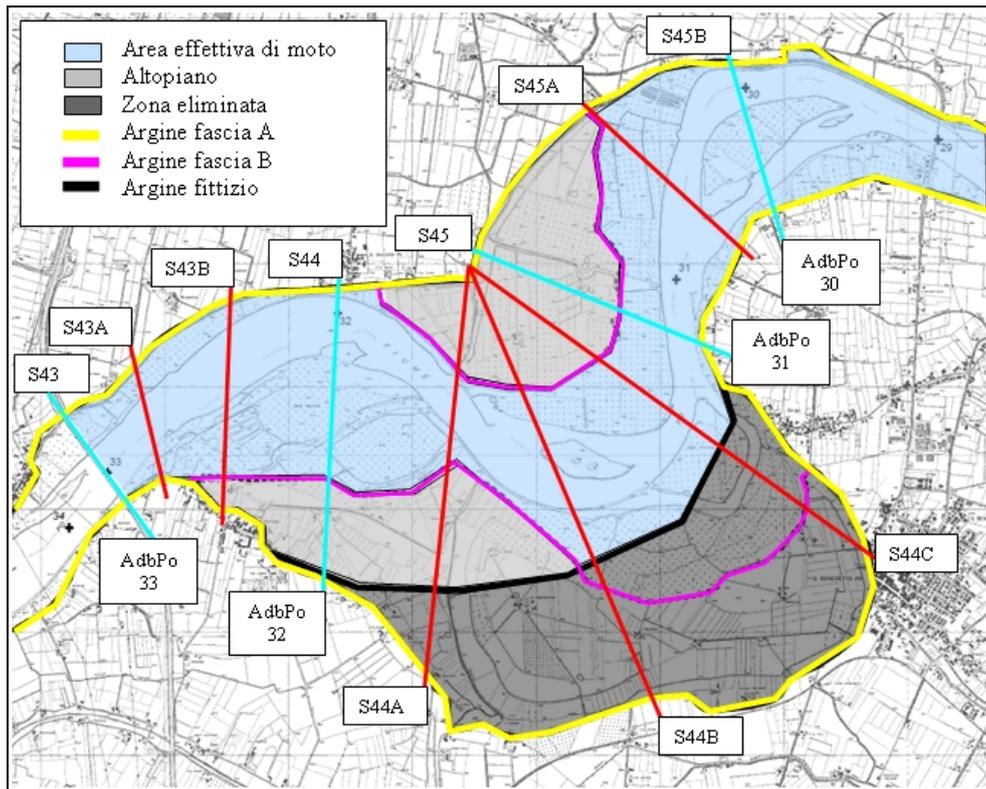


Figura 4.7. Modellazione del meandro in località San Benedetto Po.

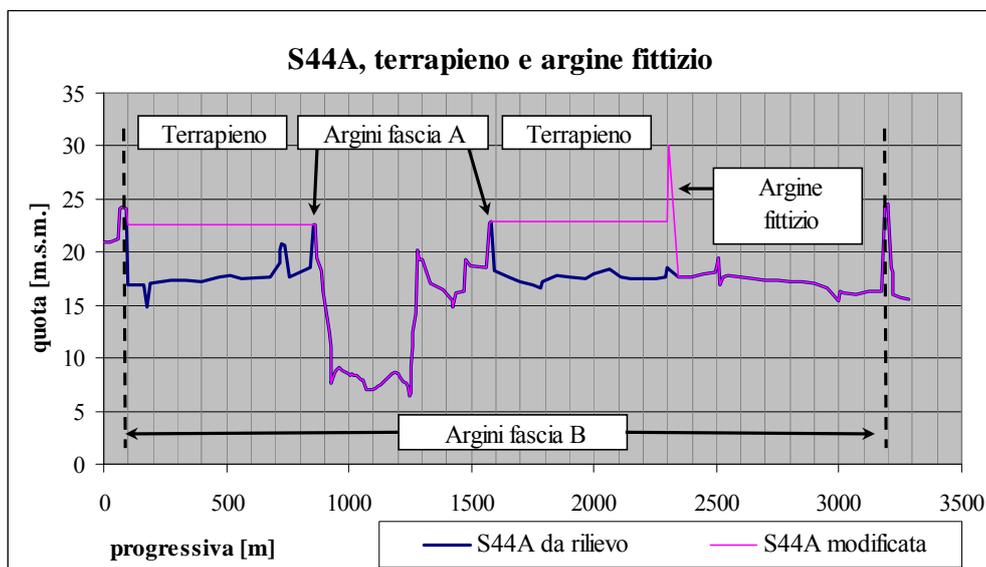


Figura 4.8. Esempio di sezione con terrapieno e argine fittizio.

Un ultimo intervento ha riguardato la sezione S42 di Borgoforte, che è stata ridotta in sponda sinistra (Figura 4.9), poiché situata una ventina di metri a valle del ponte della ferrovia che in sponda sinistra presenta una massicciata che, evidentemente, devia il flusso verso il centro dell'alveo, generando un effetto di restringimento sul tratto a monte e a valle.

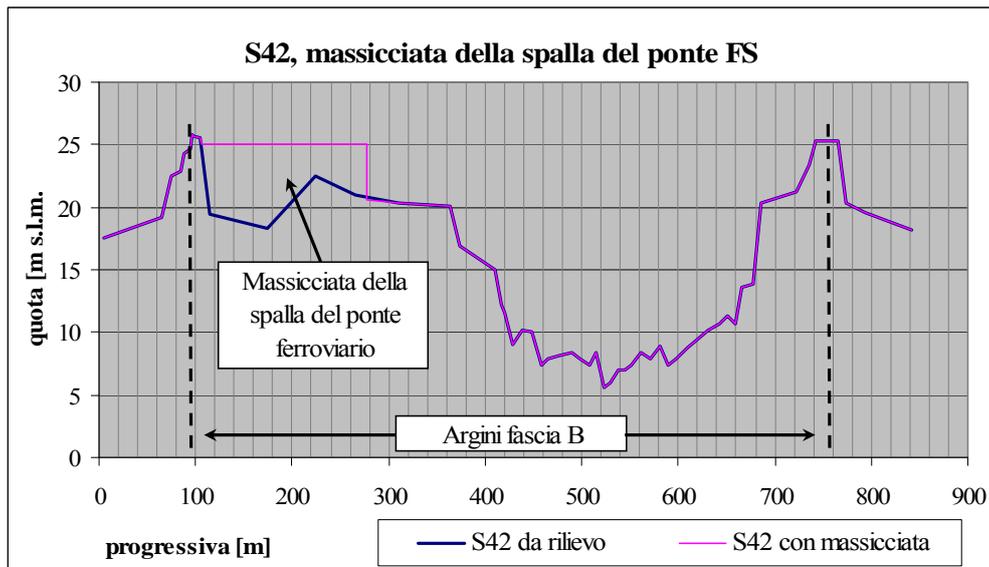


Figura 4.9. Riduzione della sezione di passaggio al ponte FS causa massicciata del ponte ferroviario.

Le sezioni S41 e S42, Roncocorrente e Borgoforte, possono essere utilizzate quali sezioni di controllo essendo ivi disponibili le scale delle portate grazie ai dati degli annali idrologici. Scelta la modellazione della geometria dell'alveo e i valori di scabrezza si può verificare se il profilo calcolato in tali sezioni sia compatibile con le scale delle portate, e in tal modo calibrare la scabrezza dell'alveo.

Per la modellazione monodimensionale del fiume si è fatto uso del software Hec-Ras dell'U.S. Army Corps of Engineers. La modellazione è stata condotta nelle condizioni di moto permanente. Si è valutata anche la possibile modellazione idraulica in moto vario, ma non è particolarmente adatta a questo tipo di studio in quanto il tratto in esame è troppo corto (30 km) per poter apprezzare un coppia di piena laddove la condizione al contorno di valle viene espressa come relazione univoca profondità-portata. Volendo aumentare la lunghezza del tratto di studio bisognerebbe tener conto del contributo dei due immissari (Oglio e Mincio), che aumenterebbe la complessità del sistema e l'incertezza sui valori di portata di riferimento (onde di piena).

Il profilo così calcolato è stato messo a confronto con i profili di riferimento. In particolare si riporta il confronto con il profilo AdbPo, relativo alla portata bicentenaria. Il grafico di Figura 4.10 mostra in nero il profilo AdbPo, in blu il profilo calcolato con tutte le sezioni a disposizione e in rosso il profilo calcolato considerando solo le sezioni utilizzate dall'AdbPo (nel seguito indicato come profilo a "sezione rade"), avendo assunto per i coefficienti di Strickler 35 e 25 m^{1/3}/s rispettivamente nell'alveo principale e in golena. La differenza sostanziale tra i due profili calcolati e quello dell'AdbPo è legata al tratto S44 - S45 dove si ha un netto incremento del livello idrico del profilo di riferimento. A valle di tale tratto i profili sono molto simili fra loro, anche a causa dell'imposta coincidenza di quota sulla sezione di valle, quale condizione al contorno. Nel tratto a monte della

sezione S44, l'effetto di rigurgito evidenziato dal profilo AdbPo e non riprodotto dal presente calcolo, si mantiene circa costante; in aggiunta a ciò il calcolo effettuato con il modello geometrico di maggior dettaglio indica una minor pendenza del profilo, sicché la differenza di livello con il profilo AdbPo aumenta progressivamente verso monte. A conclusioni simili si giunge se si effettua un calcolo per la portata centenaria e si confrontano i risultati con quelli del profilo SimPo.

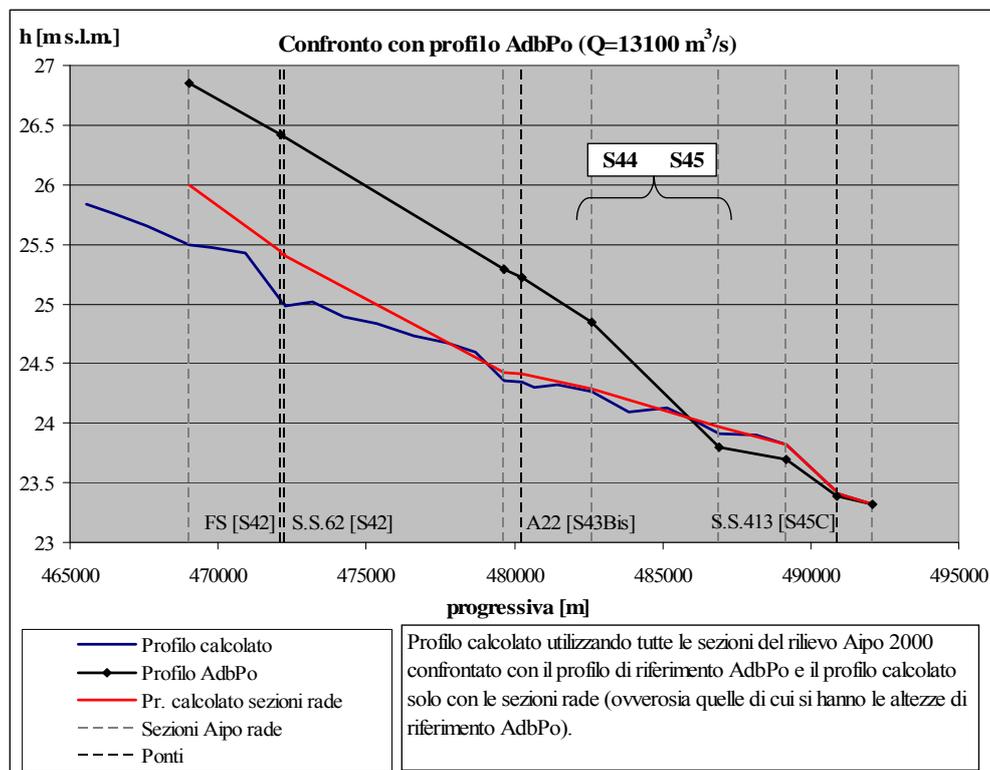


Figura 4.10. Confronto tra il profilo AdbPo e i profili calcolati.

Nel seguito sono presentate alcune analisi di sensitività ai parametri del modello medesimo, volte a verificare le ipotesi effettuate sui parametri di scabrezza e chiarire le differenze riscontrate rispetto ai modelli AdbPo e Simpo. Dalla figura 4.10 si nota innanzi tutto come il dettaglio topografico incida significativamente sul tratto a cavallo degli attraversamenti di Borgoforte a causa delle differenti modellazione dell'effetto di restringimento dovuto ai ponti medesimi. Inoltre, tra le sezioni S42 e S43Bis che sono sezioni "strette", poiché si trovano in prossimità di ponti, l'alveo si allarga: tale informazione è perduta dal modello a sezioni rade, giustificando la diversa inclinazione del risultato di tale modello rispetto al profilo calcolato con tutte le sezioni a disposizione.

In Figura 4.11 è riportata un'analisi di sensitività alle scabrezze; è da precisare che la variazione della scabrezza è stata effettuata per tutte le sezioni dell'alveo. Da questa figura si nota come a ragionevoli variazioni delle scabrezze dell'alveo principale e delle golene, è associabile una certa variazione del pelo libero; tuttavia è evidente che l'andamento del profilo Adbpo non può essere giustificato unicamente sulla base della scelta dei valori del coefficiente di scabrezza.

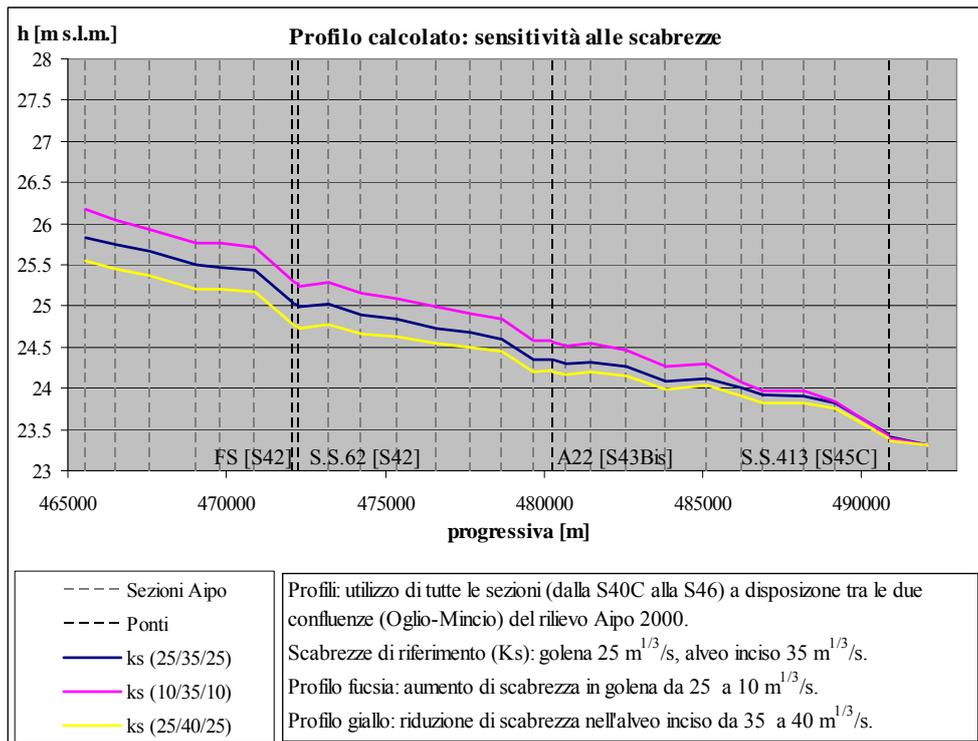


Figura 4.11. Analisi di sensibilità alla scabrezza.

Per valutare di quanto bisognerebbe restringere l'alveo per riprodurre il profilo AdBPo, si è realizzata una diversa modellazione del tratto tra le sezioni S44 e S45 (Figura 4.12); le sezioni Aipo in rosso sono state tratteggiate perché in accordo con il profilo AdbPo non sono state utilizzate nel calcolo idraulico; nel seguito tale modello sarà indicato come "modello di interpretazione AdbPo". Inoltre, si sono modificate anche le scabrezze, considerando valori di Strickler di 10 m^{1/3}/s nelle golene a monte della sezione 45. In tal modo si è ottenuto il profilo mostrato (in rosso) nella Figura 4.13. L'utilizzo di sezioni rade e la riduzione della sezione di passaggio nelle sezioni S44 e S45 creano un "canale molto stretto" che causa un notevole innalzamento del profilo (rispetto a quello blu calcolato in precedenza), confrontabile con il profilo di riferimento AdbPo. A monte della sezione S44 il profilo ora calcolato è ancora più basso rispetto a quello AdBPo ma, come ha mostrato l'analisi di sensibilità della scabrezza, basterebbe una modifica ai coefficienti di Strickler delle sezioni per poter sovrapporre il nuovo profilo a quello di riferimento AdbPo.

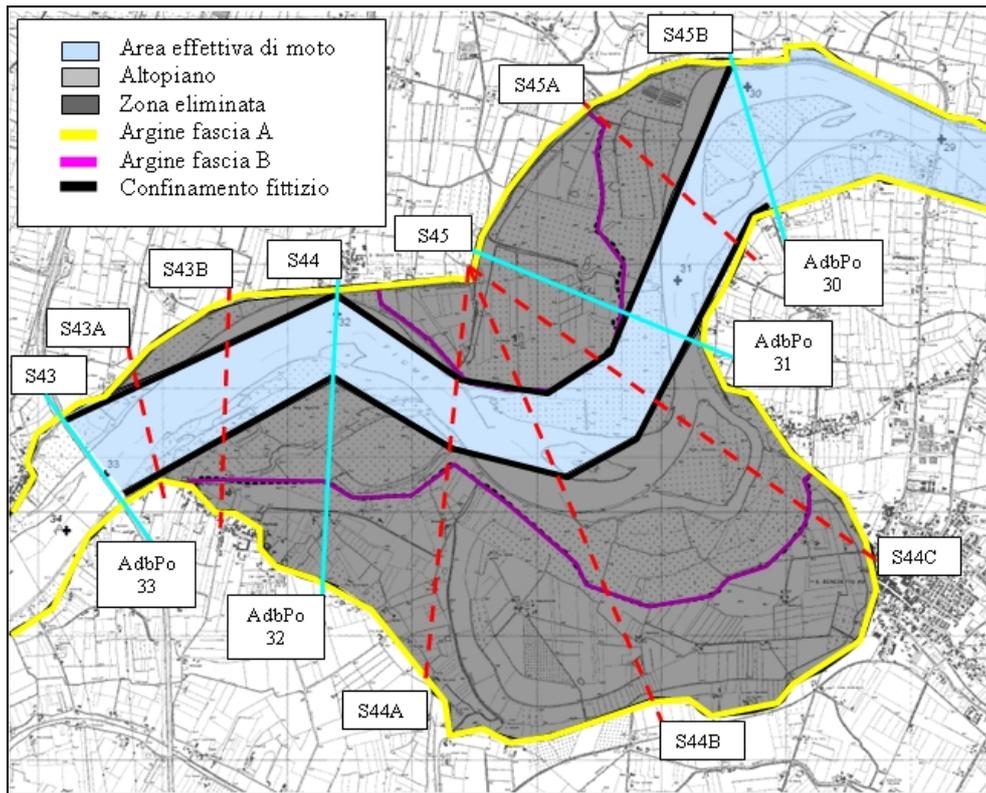


Figura 4.12. Modellazione della geometria per sovrapporre il profilo calcolato a quello di riferimento AdbPo.

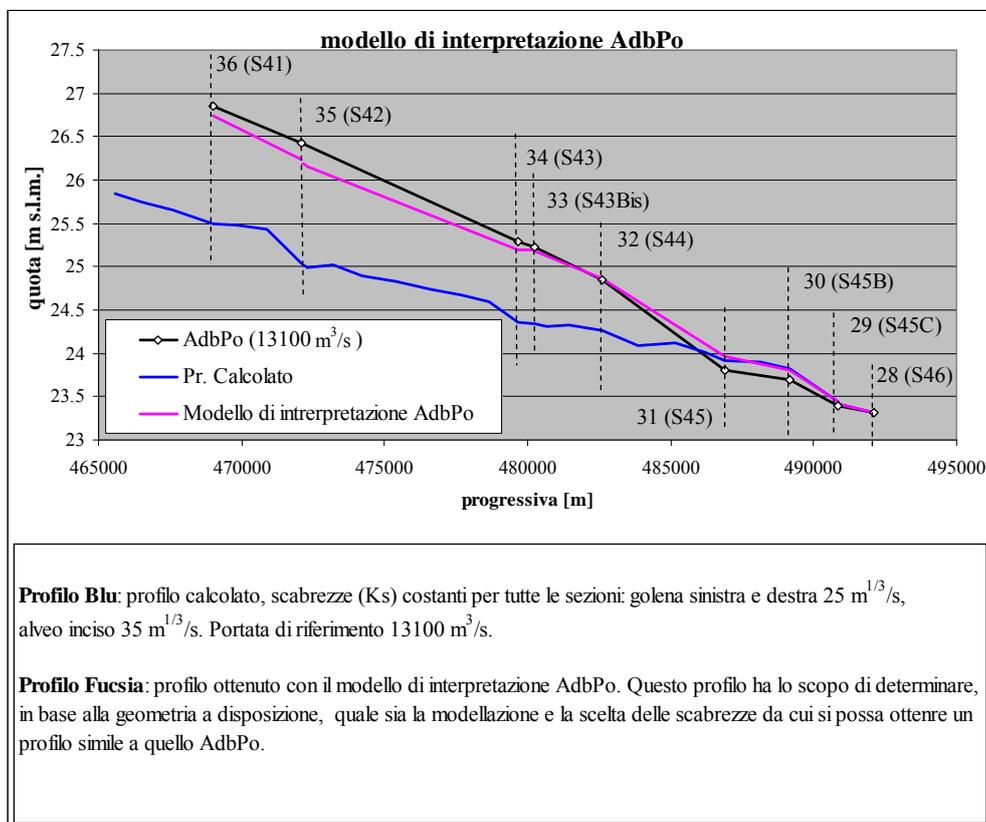


Figura 4.13. Profilo calcolato con il “modello di interpretazione Adbpo”.

In definitiva, per riprodurre il profilo proposto dall'AdBPo è stato necessario imporre forzature notevoli alla geometria del sistema. Tali modifiche non sembrano peraltro fondate. È inoltre importante sottolineare che il primo profilo calcolato nel corso del presente studio si trova in sostanziale accordo con le scale delle portate nelle sezioni di misura, viceversa il profilo AdBPo non lo è (si veda il grafico di Figura 4.14 che ripropone i vari profili). In base alle considerazioni ora esposte, si ritiene di poter concludere che il franco residuo al ponte della ex S.S. 62 sia sufficiente nelle condizioni di piena duecentennale.

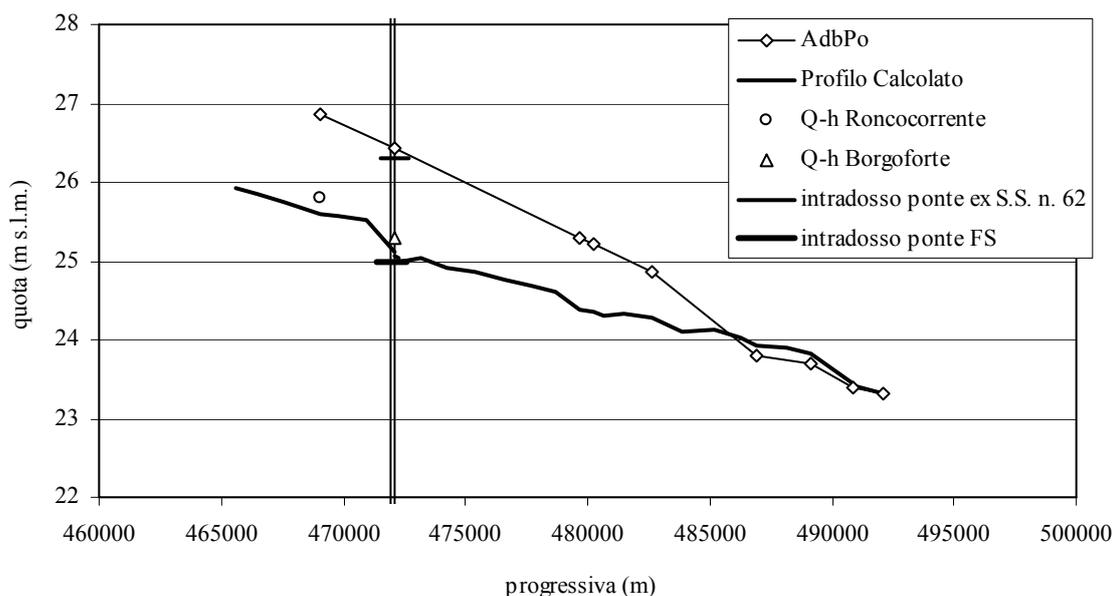


Figura 4.14. Profilo calcolato a confronto con quello del PAI. È indicata la posizione del ponte della ex S.S. 62 con la relativa quota dell'intradosso dell'impalcato. Sono indicati anche i livelli ottenibili con le scale di deflusso (Q-h) nelle stazioni strumentate.

4.4. Modellazione bidimensionale del tratto di Borgoforte

Nel corso del presente studio si è condotta una modellazione bidimensionale del flusso nel tratto di Borgoforte. La modellazione bidimensionale fornisce molte informazioni in più rispetto a quella monodimensionale, quali la distribuzione del flusso e dello sforzo al fondo lungo la sezione trasversale, laddove la modellazione 1D fornisce soltanto la velocità media della corrente sulla sezione. Inoltre la modellazione 2D fornisce la direzione locale della velocità, mentre la modellazione monodimensionale non può che considerare la corrente ortogonale alla sezione. Di contro, la modellazione 2D richiede una descrizione geometrica più raffinata del corso d'acqua.

Il tratto studiato corrisponde a quello mostrato nella Figura 1.3. Per la modellazione sono stati usati i dati del rilievo 2005 dell'Aipo; questi ultimi sono stati integrati con quelli ottenuti dal rilievo di alcune sezioni trasversali, effettuato nel mese di ottobre 2007. Le nuove sezioni rilevate sono mostrate nella Figura 4.15.

Le informazioni disponibili sulla geometria sono state quindi usate per creare, tramite triangolazione, la batimetria del fondo nel tratto considerato (Figura 4.16).



Figura 4.15. Posizione delle sezioni (linee bianche) rilevate nel mese di ottobre 2007. Le sezioni sono indicate con i numeri da 1 a 8 partendo da monte (sinistra) verso valle (destra).

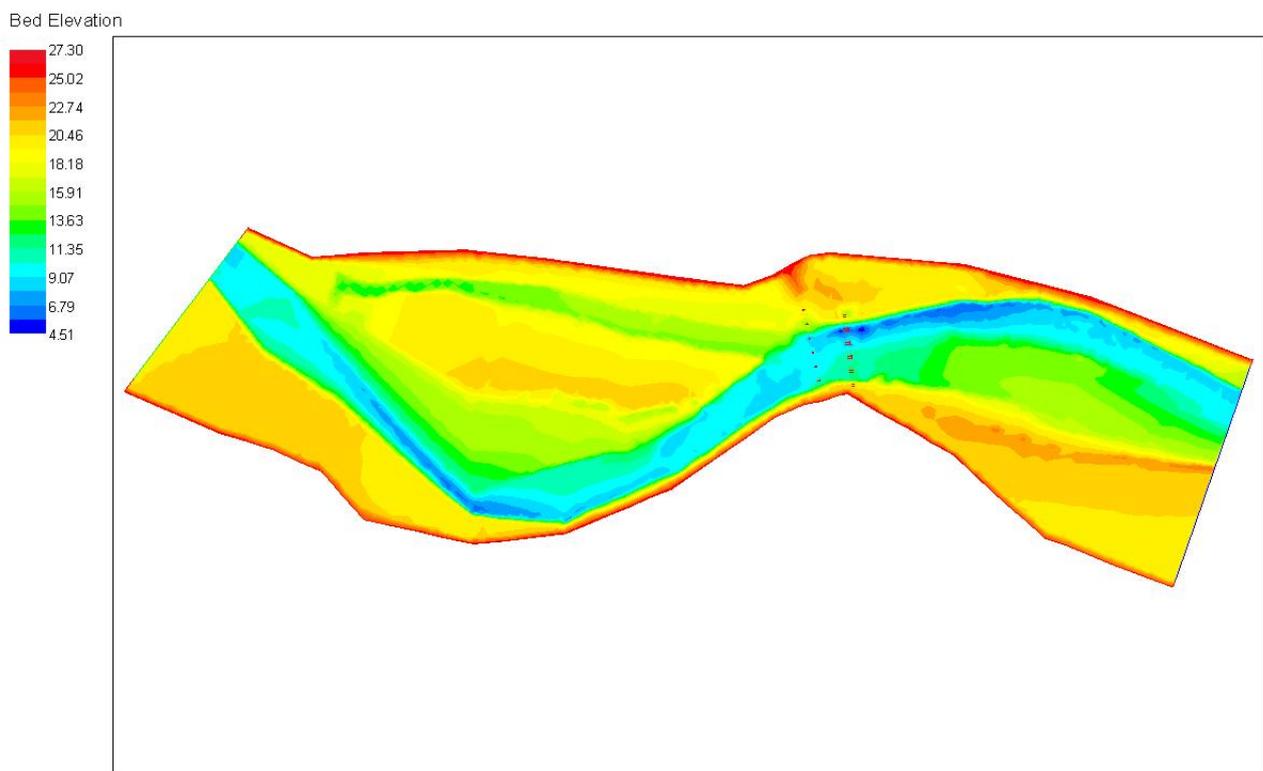


Figura 4.16. Batimetria usata per la modellazione bidimensionale. Sono indicate le pile in alveo dei ponti.

Si segnala che nell'alveo di magra del fiume sono presenti delle zone incise, la prima in destra a fianco dell'isola Cialdini e la seconda in sinistra a valle dei ponti. Nel tratto appena a monte dei ponti questo "canale di fondo" non è presente, lasciando supporre che detto tratto possa essere in evoluzione e non vi sia ancora una forma stabile dell'alveo inciso.

La modellazione del flusso è stata condotta per quattro differenti portate, corrispondenti a 250, 510, 5400 e 10000 m³/s. Tali valori corrispondono alle medie delle minime e massime portate annuali (250 e 5400, Figura 4.5), a una portata frequente (510) e a una portata di piena (10000) con tempo di ritorno circa trentennale (stimato a partire dalla Tabella 4.1).

Il passaggio alla piena duecentennale è possibile per semplice estrapolazione dei dati della piena trentennale, in quanto la cinematica sarà molto simile; peraltro si è fatto riferimento alla piena di 10000 m³/s in quanto più frequente e quindi potenzialmente probabilmente più significativa ai fini della pericolosità.

Nel seguito si mostrano le distribuzioni di velocità ottenute, nonché le distribuzioni trasversali della velocità in corrispondenza della sezione 6 di Figura 4.15. Si è scelta la sezione 6 in quanto è quella immediatamente a monte del ponte stradale.

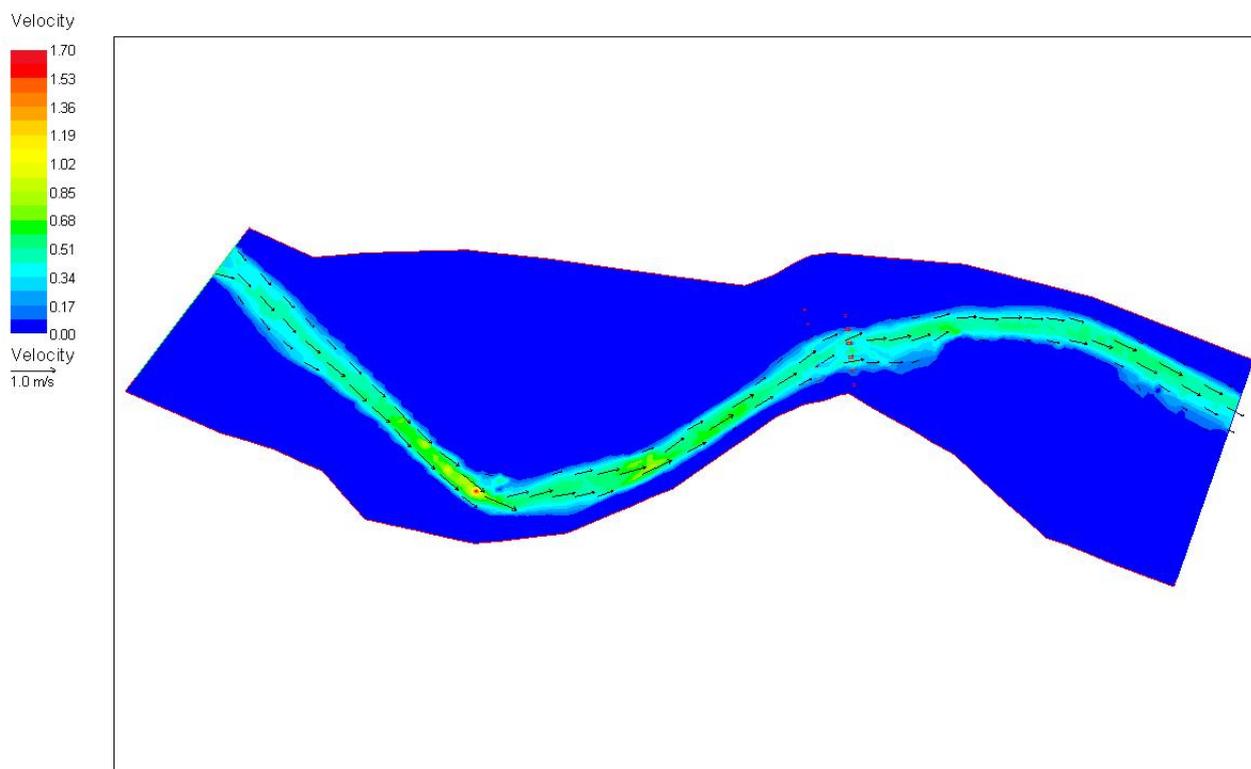


Figura 4.17. Distribuzione della velocità della corrente per la portata di 250 m³/s. Sono indicate anche le direzioni locali del flusso.

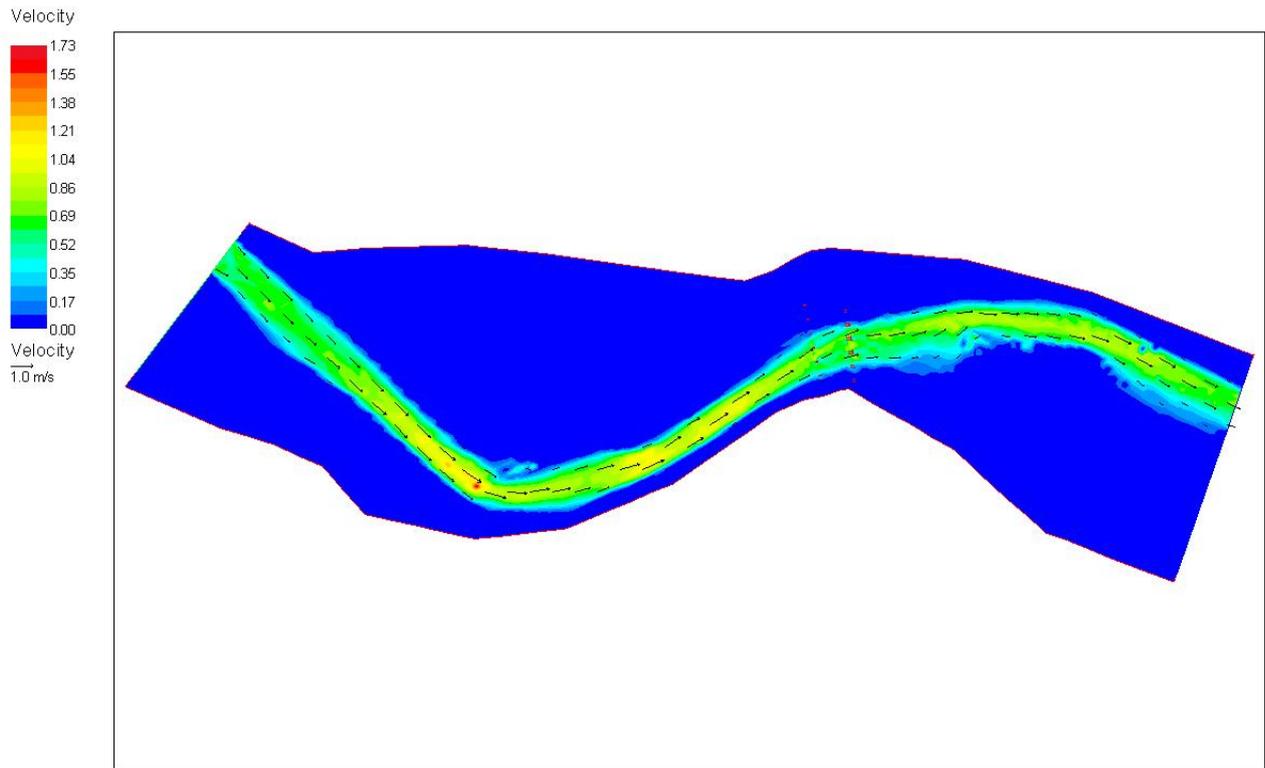


Figura 4.18. Distribuzione della velocità della corrente per la portata di $510 \text{ m}^3/\text{s}$. Sono indicate anche le direzioni locali del flusso.

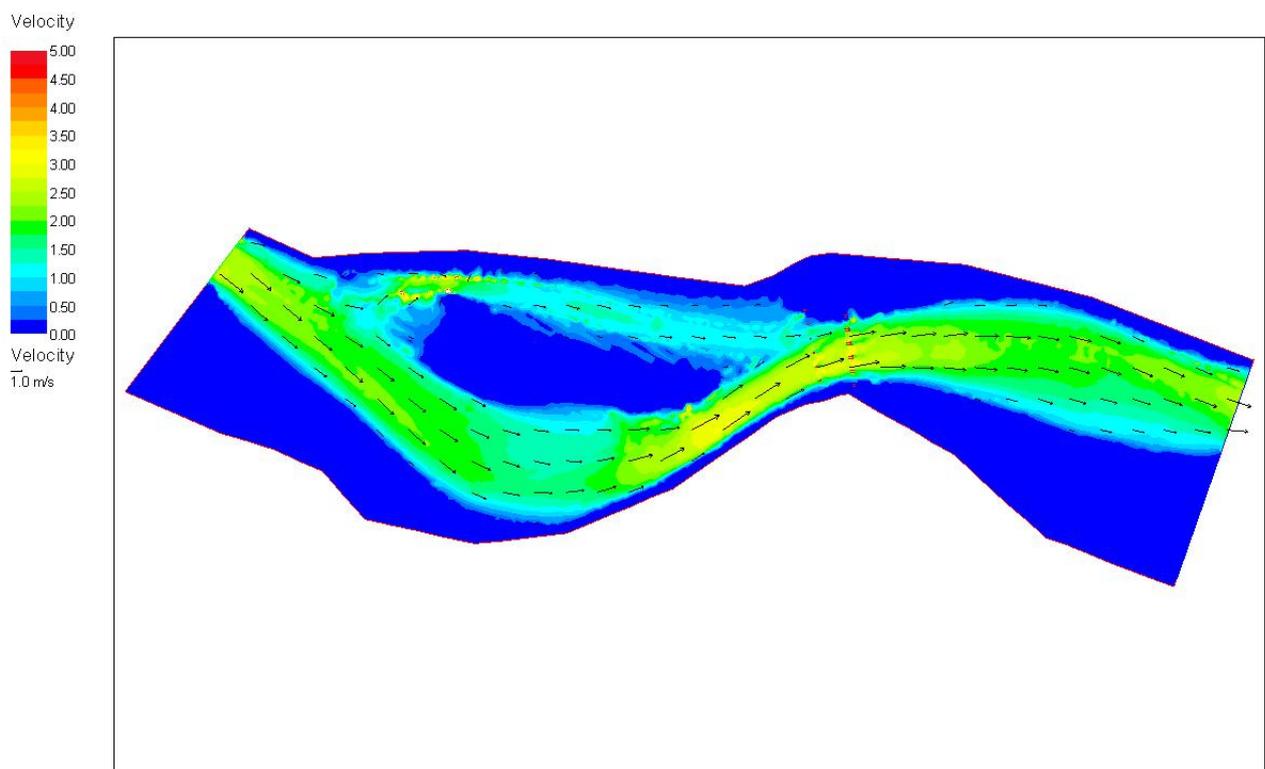


Figura 4.19. Distribuzione della velocità della corrente per la portata di $5400 \text{ m}^3/\text{s}$. Sono indicate anche le direzioni locali del flusso.

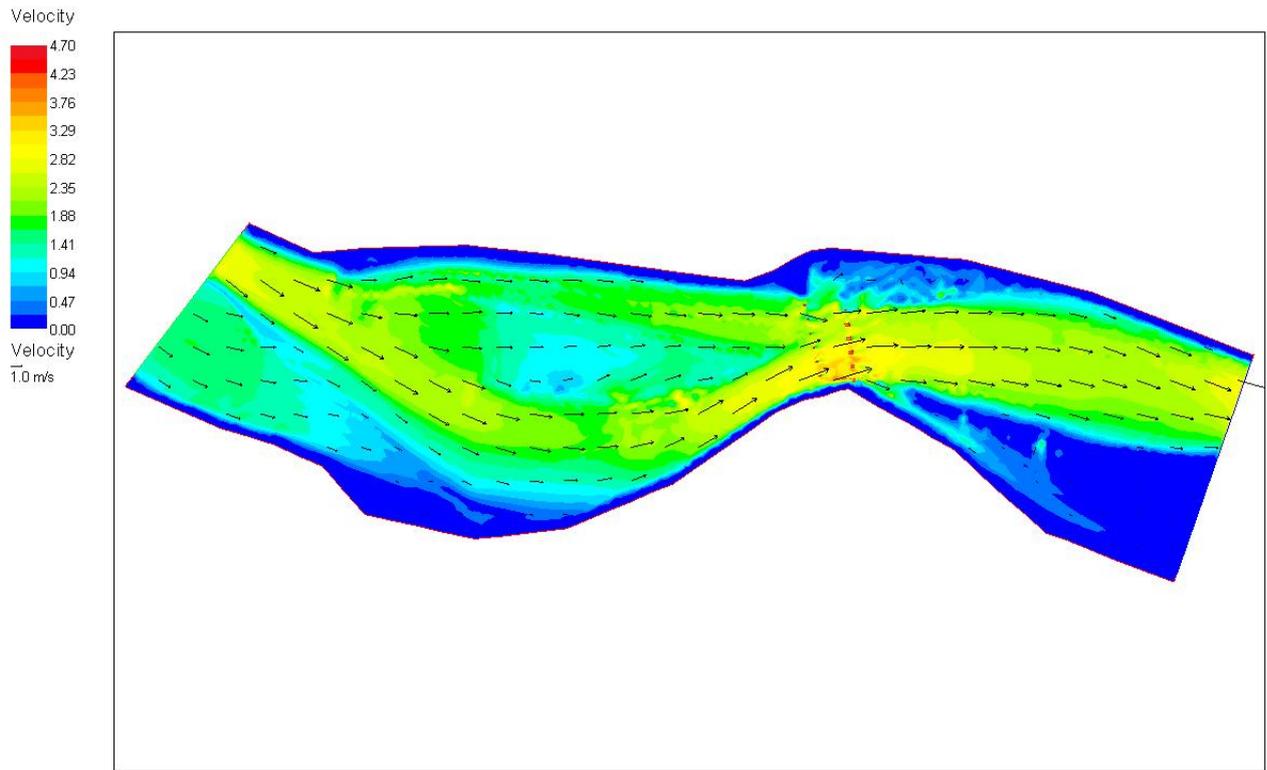


Figura 4.20. Distribuzione della velocità della corrente per la portata di $10000 \text{ m}^3/\text{s}$. Sono indicate anche le direzioni locali del flusso.

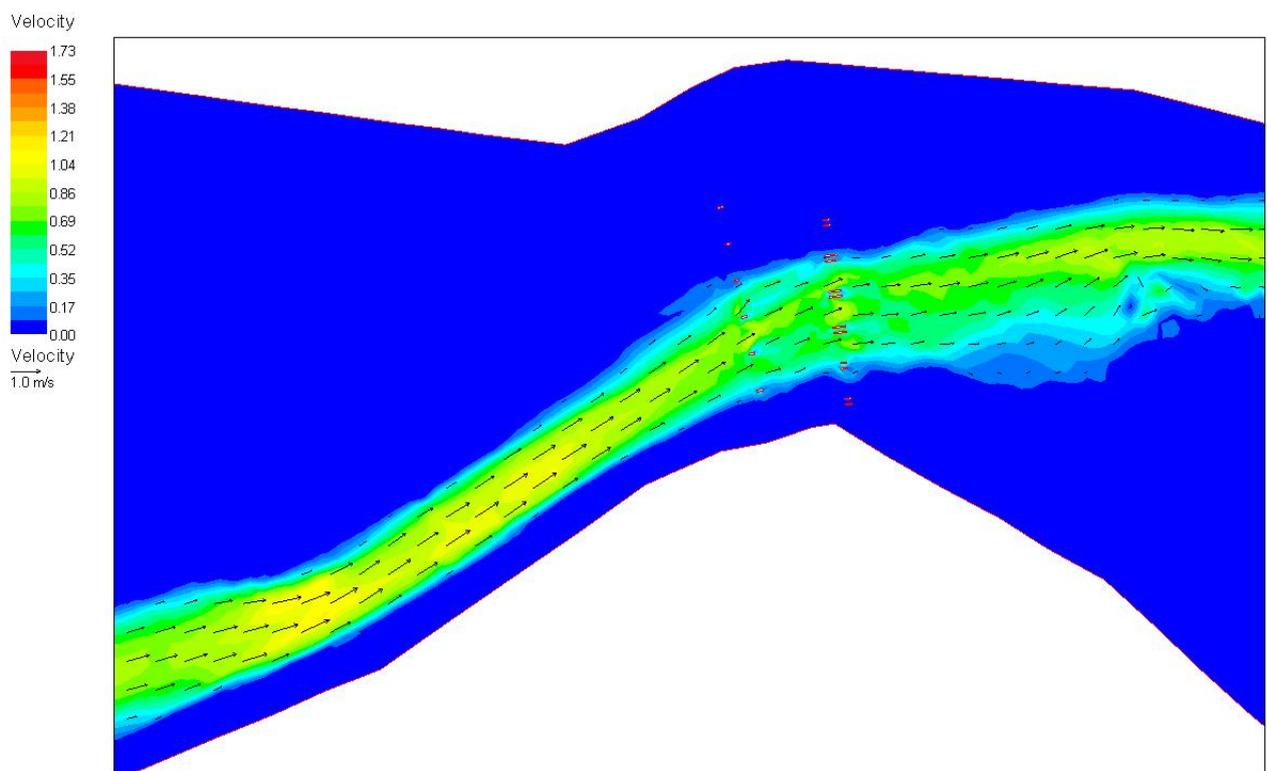


Figura 4.21. Dettaglio della direzione della corrente in prossimità dei ponti per la portata di $510 \text{ m}^3/\text{s}$.

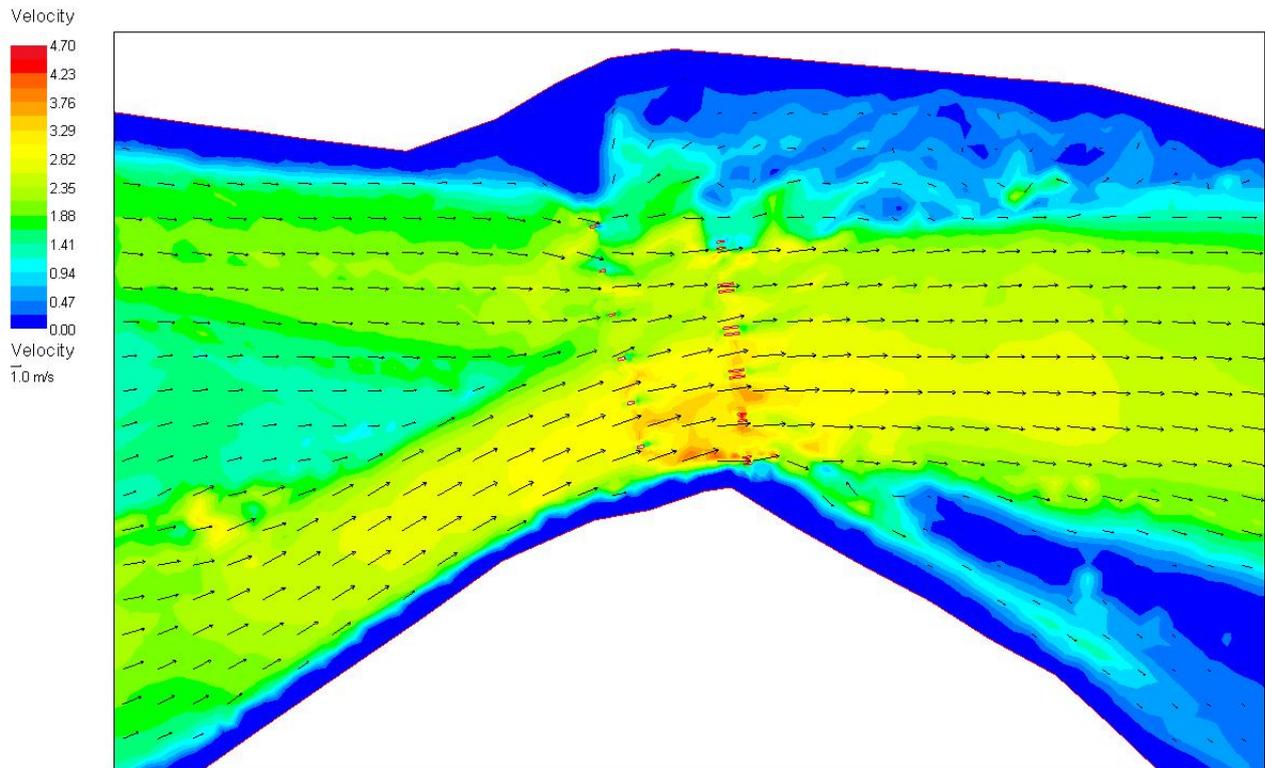


Figura 4.22. Dettaglio della direzione della corrente in prossimità dei ponti per la portata di 10000 m³/s.

Le Figure da 4.17 a 4.20 mostrano come, al crescere della portata, si arrivi prima all'attivazione del canale a sinistra dell'isola Cialdini e poi alla sommersione dell'isola stessa; anche per la portata di 10000 m³/s i tiranti al di sopra dell'isola sono modesti e ad essi corrispondono conseguentemente velocità non particolarmente elevate. Nelle condizioni di minima portata, esiste una buona corrispondenza tra le zone incise dell'alveo (Figura 4.16) e i valori maggiori di velocità (Figure 4.17 e 4.18); nelle condizioni di portata maggiore invece il flusso non è più confinato nel solo alveo inciso e tale corrispondenza non è più evidente.

Gli ingrandimenti delle Figure 4.21 e 4.22 mostrano inoltre come al crescere della portata cambi la direzione della corrente in prossimità dei ponti. Considerando in particolare il ponte della ex S.S. n. 62, al crescere della portata si osserva una diminuzione dell'angolo di incidenza della corrente rispetto alle pile.

Le Figure da 4.23 a 4.28 mostrano la distribuzione trasversale della velocità e della velocità di attrito (rappresentativa dello sforzo al fondo) per la sezione 6. Entrambe le grandezze sono mostrate nei valori originari calcolati e normalizzate rispetto al valore massimo o a quello medio sulla sezione.

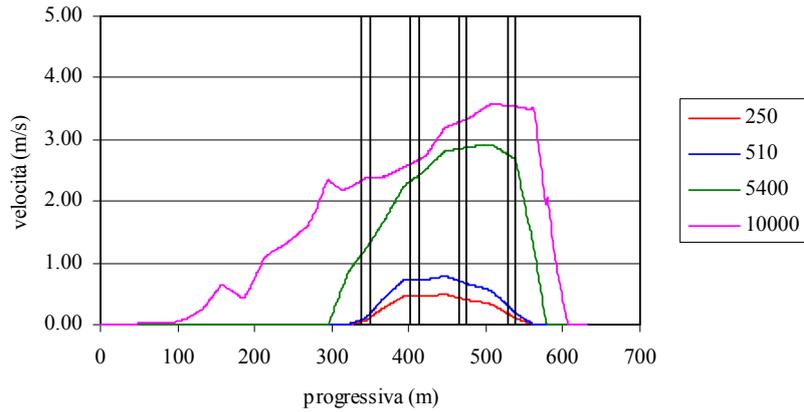


Figura 4.23. Distribuzione trasversale della velocità lungo la sezione 6. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

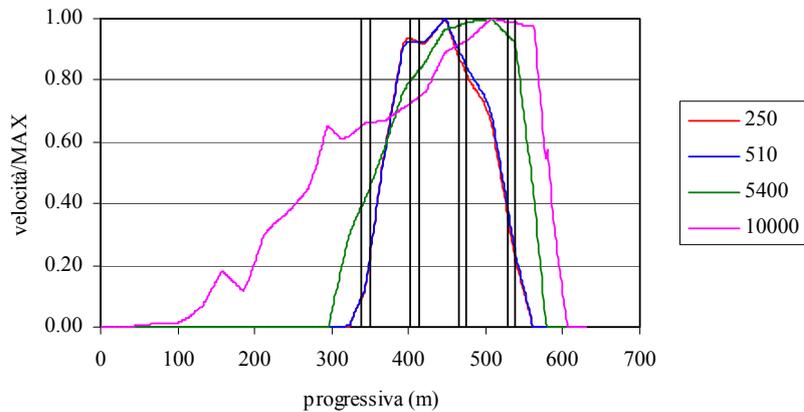


Figura 4.24. Distribuzione trasversale della velocità lungo la sezione 6, valori normalizzati rispetto al massimo. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

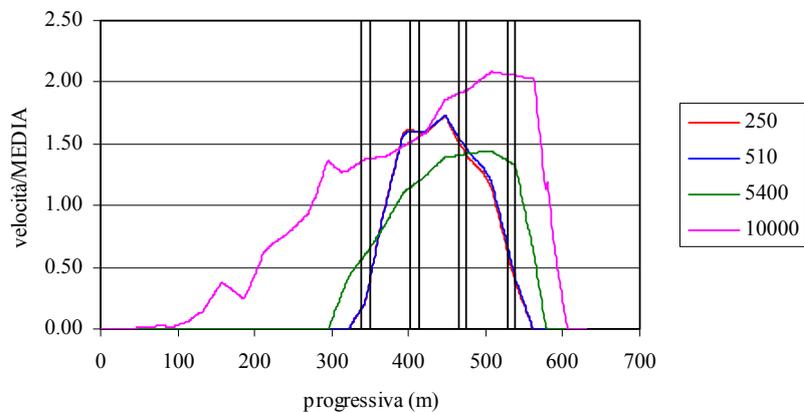


Figura 4.25. Distribuzione trasversale della velocità lungo la sezione 6, valori normalizzati rispetto alla media. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

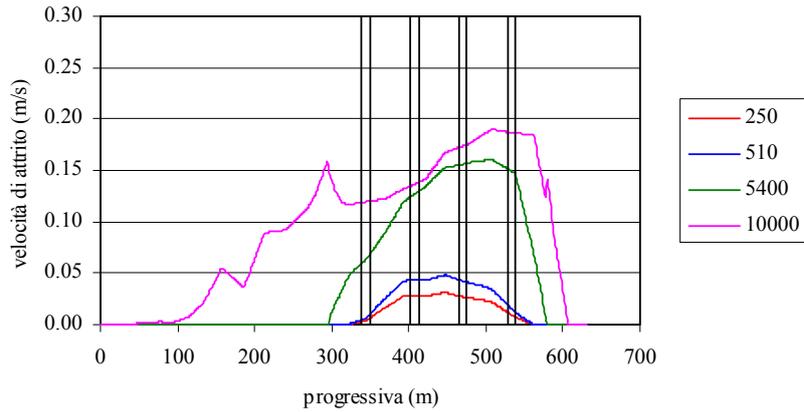


Figura 4.26. Distribuzione trasversale della velocità di attrito lungo la sezione 6. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

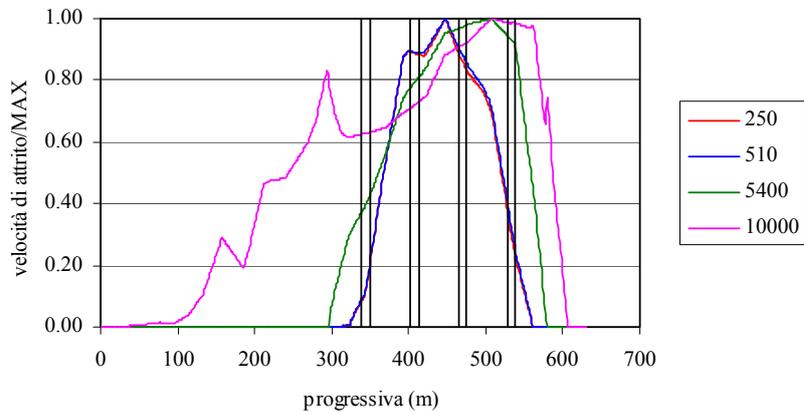


Figura 4.27. Distribuzione trasversale della velocità di attrito lungo la sezione 6, valori normalizzati rispetto al massimo. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

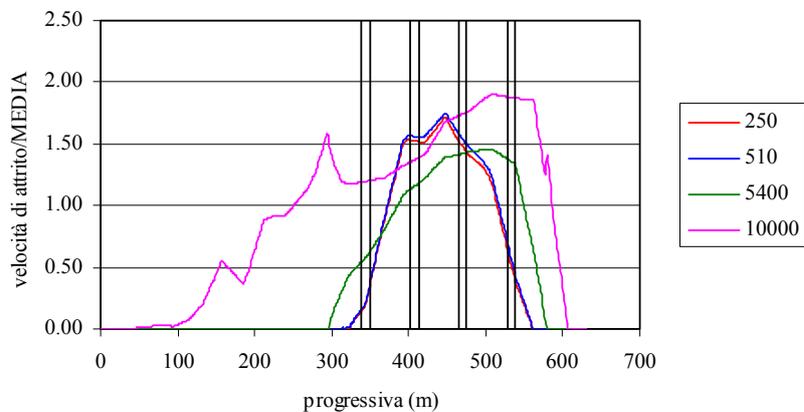


Figura 4.28. Distribuzione trasversale della velocità di attrito lungo la sezione 6, valori normalizzati rispetto alla media. In legenda è indicato il valore della portata di calcolo in m^3/s . Sono indicate le posizioni delle pile da 33 a 30 (da sinistra a destra).

Dai grafici si nota come la zona di massima velocità e, conseguentemente, di massimo sforzo sia grossomodo tra le pile 32 e 31 nelle condizioni di magra, mentre per le condizioni di piena il massimo si sposti più in destra. Il primo comportamento è dovuto al fatto che a valle del ponte è presente una curva a destra e quindi il flusso tende a concentrarsi sulla sponda esterna (in sinistra). Il secondo comportamento è legato al fatto che, con l'attivazione del canale in sinistra dell'isola Cialdini e la sommersione dell'isola stessa, la curvatura del fiume risulta meno marcata e il flusso si concentra più in destra rispetto al caso precedente. È evidente che i comportamenti appena descritti possono essere osservati soltanto nel momento in cui si effettua una modellazione bidimensionale, in quanto la più tradizionale modellazione 1D non è in grado di cogliere la direzione locale della corrente né tantomeno la variabilità della velocità e dello sforzo sulla sezione trasversale.

5. Fenomeni di trasporto solido

5.1. Caratterizzazione granulometrica dei sedimenti dell'alveo

Le valutazioni esposte nel seguito sono state condotte con riferimento a una curva granulometrica tipo dei sedimenti in alveo (Figura 5.1). Il diametro medio dei sedimenti è pari a 0.6 mm, mentre il diametro corrispondente a una percentuale del 90% è pari a 1.6 mm; il peso specifico dei sedimenti è 26400 N/m^3 .

Il diametro medio ottenuto risulta essere in discreto accordo con il modello di Lamberti e Schippa (1994) i quali hanno proposto la seguente equazione per stimare il diametro medio in funzione della progressiva lungo l'asta del Po:

$$d_{50} = 2^{-0.029-1.861 \cdot x/L}, \quad (1)$$

in cui d_{50} è il diametro medio espresso in mm, x è la distanza longitudinale dalla sezione della Becca espressa in m, L è la distanza dalla Becca a Pontelagoscuro, uguale a 284535 m. Per la sezione di Borgoforte (distanza dalla Becca pari a 192805 m) si ottiene per il diametro medio dei sedimenti il valore di 0.4 mm.

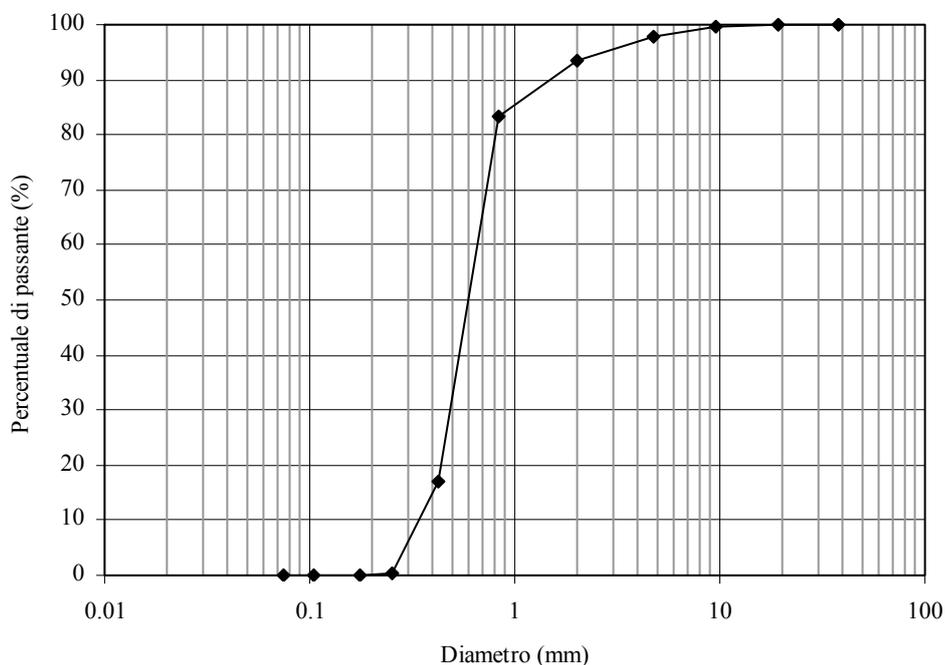


Figura 5.1. Curva granulometrica dei sedimenti d'alveo a Borgoforte.

5.2. Fenomeni generalizzati di medio periodo

I fenomeni di trasporto generalizzato sono stati modellati con riferimento alle sezioni ottenute dal rilievo effettuato nel mese di ottobre 2007. Sono disponibili i dati relativi alle otto sezioni indicate

nella Figura 4.15. Come detto, la sezione 6 si trova in corrispondenza del ponte della ex S.S. n. 62. La Figura 5.2 mostra le sezioni rilevate; nei calcoli successivi si sono considerate geometrie semplificate (costituite da un numero ridotto di punti), anch'esse mostrate nella Figura 5.2.

Il profilo longitudinale del thalweg nel tratto in esame è mostrato nella Figura 5.3. Si nota un'irregolarità evidente in corrispondenza della sezione 6.

La modellazione del trasporto solido nel medio periodo è stata condotta con riferimento alla scala delle portate (Figura 4.3). Per ciascun valore della portata, si è stimata la velocità della corrente nell'alveo principale; ove la presenza di acqua interessasse anche la golena sinistra, si è proceduto a un'opportuna ripartizione delle portate tra canale principale e golena. Per quanto riguarda la scabrezza del fondo, si sono usati coefficienti di Strickler pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le golene e il canale principale rispettivamente. Ottenuta la velocità della corrente nel canale principale, la capacità di trasporto sulla sezione trasversale si può calcolare con le relazioni seguenti:

$$K_s = 26/d_{90}^{1/6}; \quad (2)$$

$$J = V^2/(K_s^2 \cdot R^{4/3}); \quad (3)$$

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot J; \quad (4)$$

$$u^* = (\tau/\rho)^{0.5}; \quad (5)$$

$$q_s = 0.05 \cdot B \cdot V^2 \cdot u^{*3} / [(1-p) \cdot g^2 \cdot \Delta^2 \cdot d_{50}]. \quad (6)$$

Nelle relazioni precedenti, K_s è il coefficiente di Strickler dei sedimenti (nel presente caso uguale a circa $76 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), cui tipicamente si attribuisce la resistenza *efficace* ai fini del trasporto di sedimenti; d_{90} è il diametro dei sedimenti corrispondente al 90% di passante; J è la cadente energetica efficace; V è la velocità media della corrente; R è il raggio idraulico; τ è lo sforzo al fondo; γ è il peso specifico dell'acqua; u^* è la velocità di attrito; ρ è la densità dell'acqua; q_s è la capacità di portata solida (vuoti compresi); B è la larghezza media della sezione; p è la porosità; Δ è la gravità specifica dei sedimenti, in questo caso uguale a 1.69; d_{50} è il diametro medio dei grani. L'equazione (6) è quella proposta da Engelund e Hansen (1967) come riportata da Lamberti e Schippa (1994), che l'hanno indicata come adatta per la modellazione del trasporto solido nel Po.

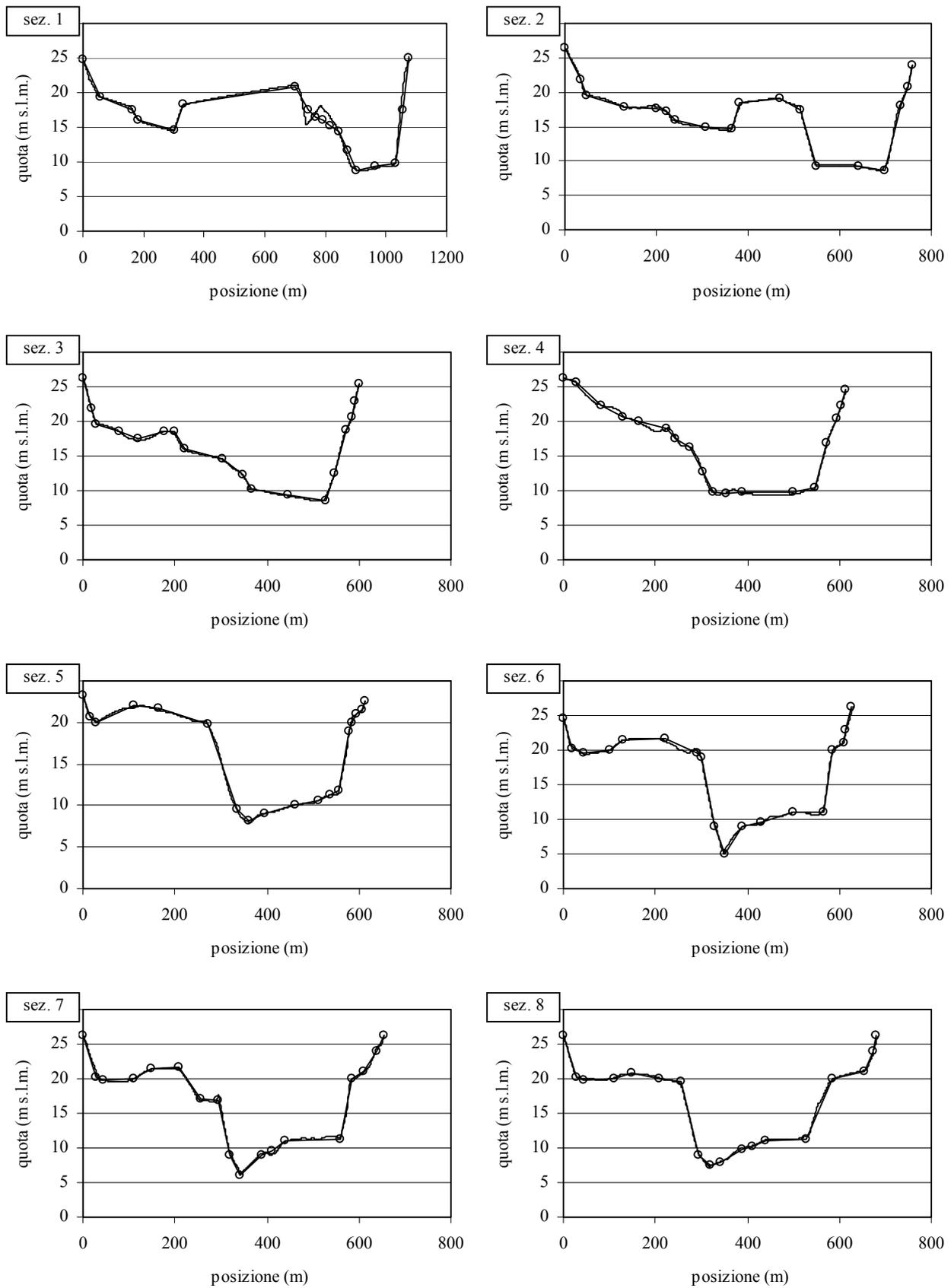


Figura 5.2. Sezioni rilevate e semplificazione della forma di ciascuna sezione. Si noti che il grafico della sezione 1 ha una scala diversa dagli altri.

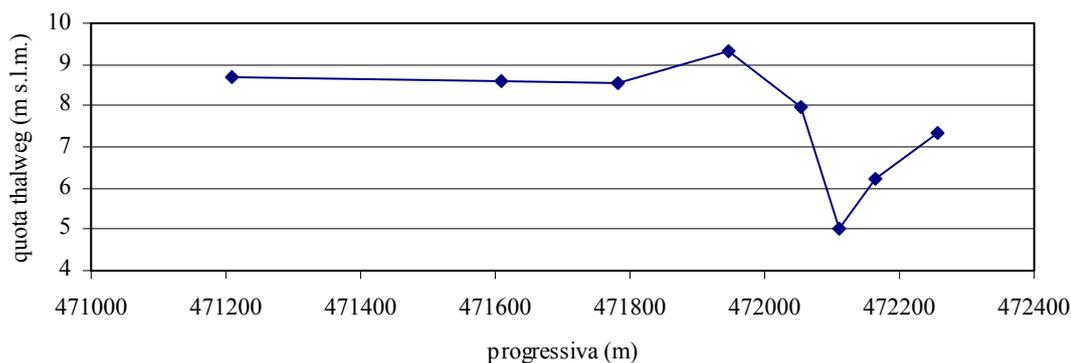


Figura 5.3. Profilo longitudinale ottenuto dalle sezioni di Figura 5.2 (non semplificate).

I risultati ottenuti in termini di curva di durata delle portate solide e volumi cumulati annuali sono mostrati nelle Figure 5.4 e 5.5. Si nota che la sezione 6 (quella al ponte stradale) è in grado di trasportare le minori quantità di sedimenti. Particolarmente alti sono i volumi trasportabili nelle sezioni 1 e 2. Ne consegue che attualmente il fiume Po ha una tendenza a depositare materiale nella zona del ponte della ex S.S. n. 62. Peraltro, in altri periodi il fiume ha avuto tendenza opposta. La differenza tra i volumi calcolati nelle sezioni a monte del tratto e al ponte rende ragione delle variazioni di quota osservate confrontando rilievi effettuati a tempi diversi (Figure 5.6, 5.7 e 5.8). In particolare si nota come effettivamente in questo periodo la tendenza del Po sia al deposito nella zona in esame. Si nota inoltre come la quota del thalweg sia, in ogni caso, tendenzialmente superiore a 4 m, a meno di situazioni particolari (i rilievi del 2001, post piena, e del 2005 mostrano delle fosse di erosione localizzata ai ponti). In generale quindi il ponte non dovrebbe soffrire problemi di erosione generalizzata.

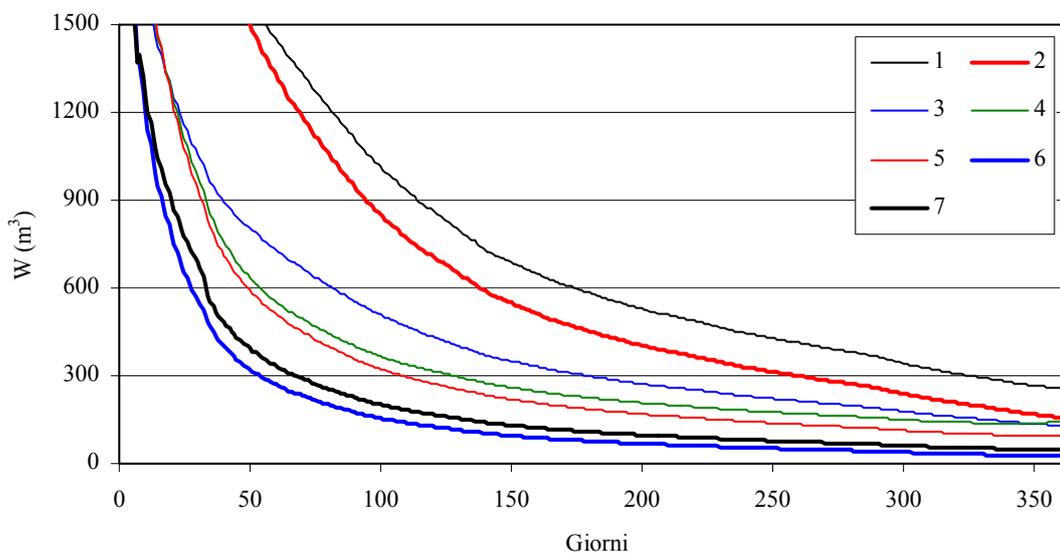


Figura 5.4. Curva di durata delle portate solide nelle sezioni considerate.

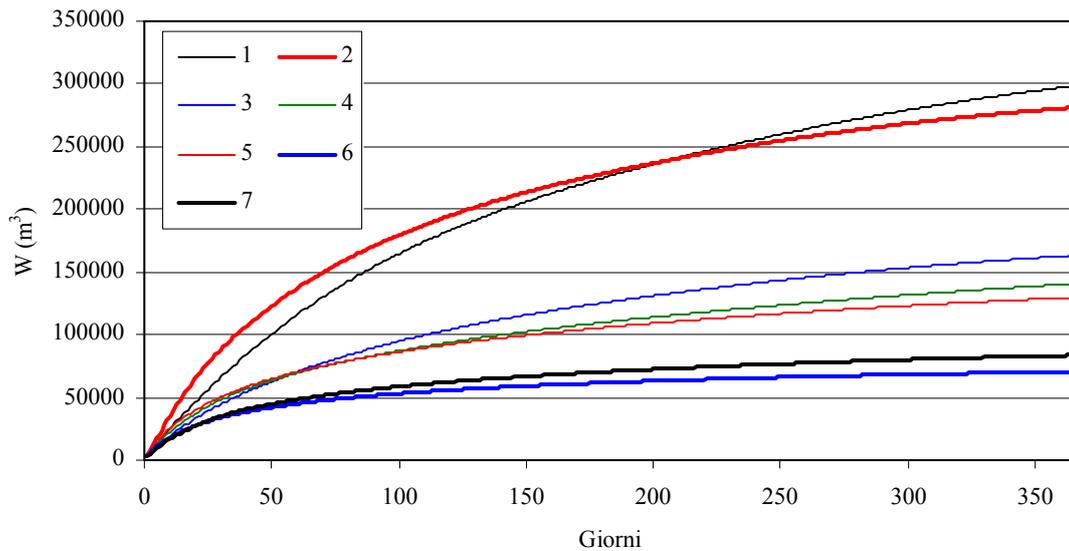


Figura 5.5. Volumi annuali di solido nelle sezioni considerate.

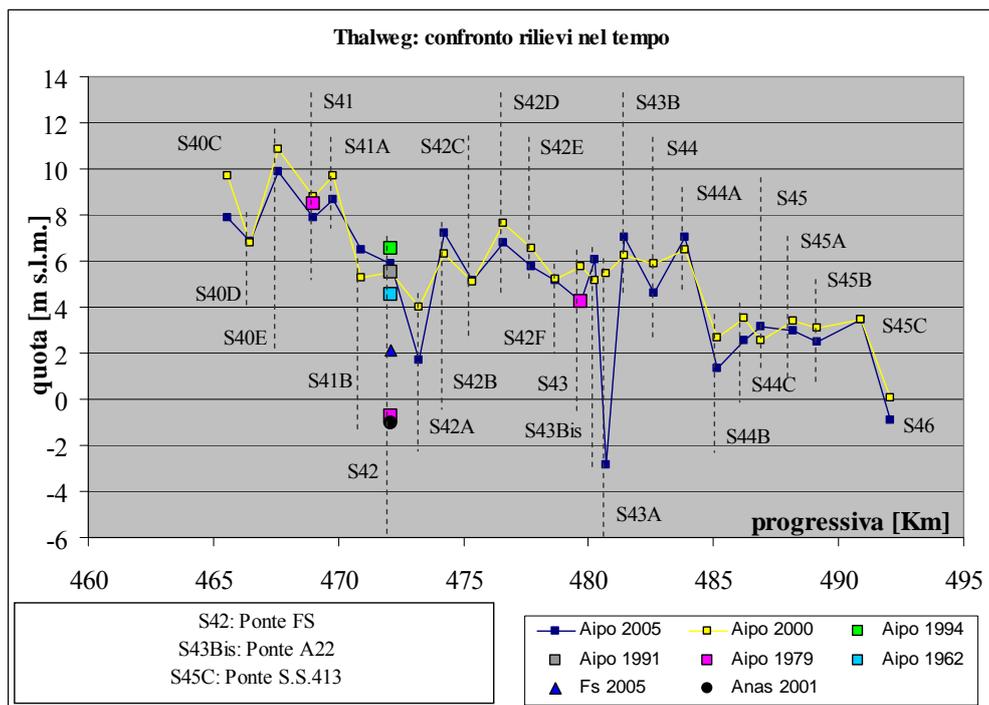


Figura 5.6. Thalweg rilievi Aipo 2000 e 2005, con l'aggiunta del punto più depresso di alcune sezioni Aipo di rilievi antecedenti al 2000.

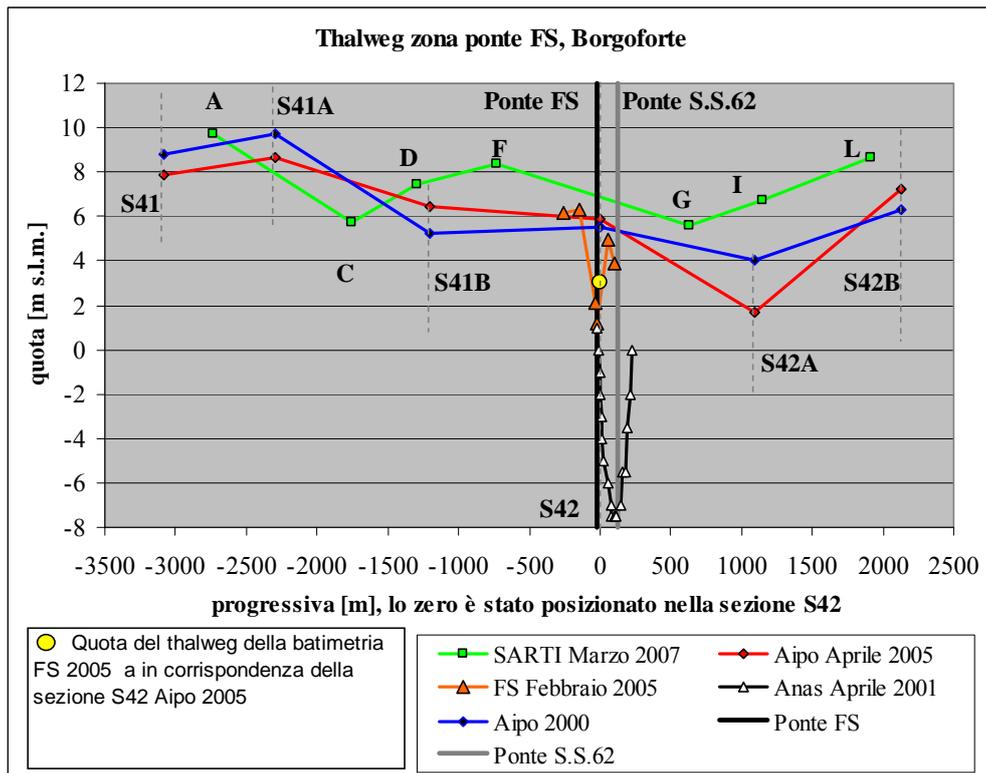


Figura 5.7. Profilo longitudinale ottenuto da rilievi effettuati a tempi successivi.

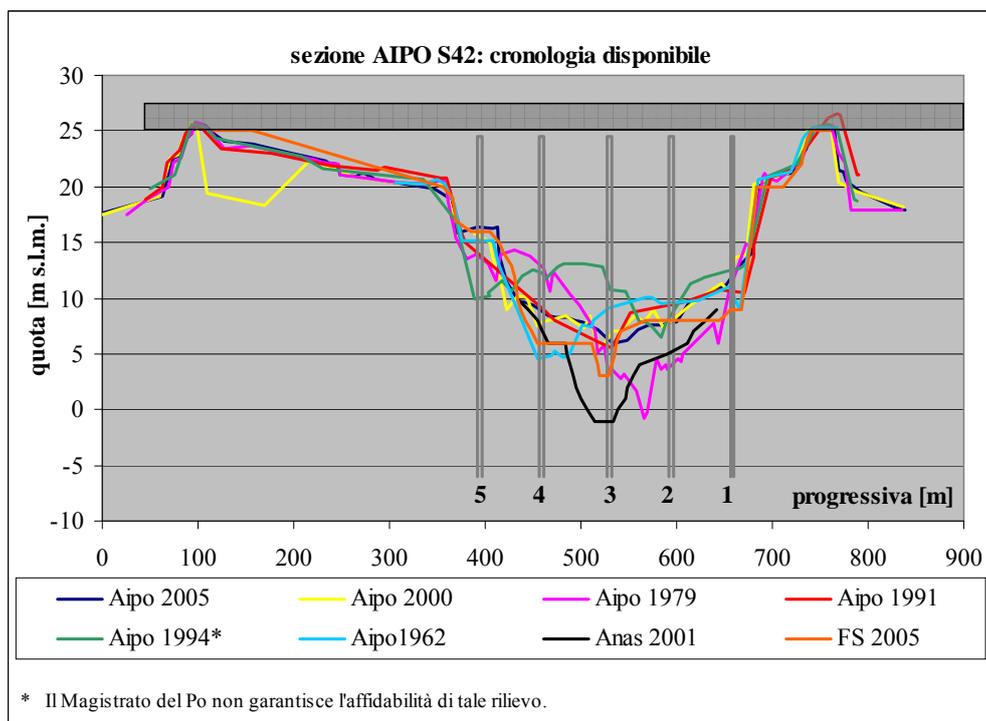


Figura 5.8. Evoluzione morfologica della sezione S42 (Ponte FS).

5.3. Fenomeni generalizzati di breve periodo

Come è noto, valutazioni puramente teoriche del trasporto solido sono spesso inattendibili, in mancanza di opportune tarature/verifiche sperimentali. È quindi lecito domandarsi se i risultati ottenuti nel paragrafo precedente siano significativi e soprattutto attendibili.

In generale, non si dispone dei dati riguardanti i volumi solidi movimentati dal fiume; tuttavia nel caso specifico si dispone di valori locali in base ai quali è possibile fare alcune considerazioni. Le elaborazioni mostrate in questo paragrafo si riferiscono a dati di scavo e riempimento di fosse sul fondo dell'alveo. In particolare, nel periodo gennaio-giugno 2007, nell'ambito dei lavori di rinforzo del ponte a cura della Provincia di Mantova (esecutrice: impresa Sarti Giuseppe & C S.p.a.), si è cavato materiale solido attorno alla pila n. 32 del ponte della ex S.S. n. 62, provvedendo anche a rilevare periodicamente la batimetria dell'alveo attorno alla medesima pila, su un'area di circa 30000 m². Nel periodo dal 23 gennaio al 14 giugno 2007 sono stati cavati sedimenti per un totale di 43 giorni; per calcolare il volume della fossa scavata sono stati usati 8 rilievi batimetrici del fondo alveo. I dati di riferimento sono mostrati nella tabella 5.1.

Rilievi del volume scavato attorno alla pila n. 32			
Data	Giorno progressivo	Giorni di scavo precedenti	Volume fossa [m ³]
23 gennaio	1		4860
2 maggio	100	20	38030
10 maggio	108	5	13380
17 maggio	115	6	20330
24 maggio	122	6	17570
31 maggio	129	6	16730
8 giugno	137		9550
14 giugno	143		5170

Tabella 5.1. Volume scavato attorno alla pila n. 32 nel periodo 23 gennaio – 14 giugno 2007. Nella colonna “giorni di scavo precedenti” è indicato il numero di giorni in cui è stato cavato materiale tra una data e la precedente per la quale si dispone di un rilievo batimetrico.

Come si vede, assumendo uno scavo giornaliero medio di 2000 m³, sono stati globalmente scavati 86000 m³ di materiale; di questi, 85690 m³ sono stati riempiti nuovamente dal materiale trasportato dal Po. Il volume riempito dal fiume corrisponde al minimo volume che deve essere stato trasportato dal fiume stesso, ipotizzando nullo il flusso di sedimenti in uscita dalla fossa scavata.

Sono state effettuate alcune elaborazioni per verificare la capacità della modellazione nel riprodurre il flusso di sedimenti necessario per il riempimento della fossa. Le elaborazioni sono state inizialmente condotte con riferimento alla sezione 5 del rilievo dell'ottobre 2007. Anche in questo caso si è fatto uso della forma semplificata della sezione (Figura 5.2).

La serie dei valori di portata misurati nel periodo in oggetto è mostrata nella figura 5.9. I valori di portata sono stati ottenuti dai corrispondenti livelli della superficie libera tramite la scala delle portate

di Borgoforte ricavata precedentemente. Infine si è calcolata la velocità media dell'acqua nell'alveo principale. Data la bassa portata, l'acqua è sempre risultata contenuta nel solo alveo principale.

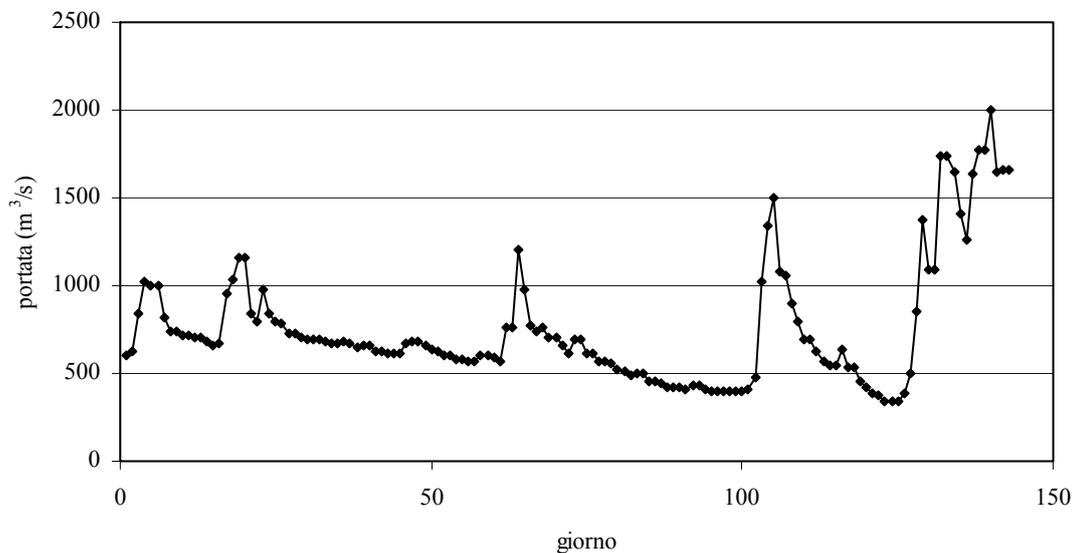


Figura 5.9. Portata liquida nel periodo considerato.

La velocità media della corrente è stata usata per calcolare la cadente efficace ai fini del trasporto solido mediante la relazione di Chezy. Esattamente come nel caso del medio periodo, si parla di cadente energetica *efficace* in quanto, per il calcolo della capacità di trasporto della corrente, è necessario tenere conto della sola scabrezza dei sedimenti, eliminando tutti gli altri contributi alla scabrezza (forme di fondo, vegetazione,...) che determinano il livello idrico ma non contribuiscono al trasporto solido. Si ricorda che per i sedimenti in oggetto, considerata la dimensione del d_{90} pari a 1.6 mm, si è stimato un coefficiente di Strickler dei grani pari a $76 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

La capacità di trasporto della corrente è stata infine calcolata tramite la formula (6) di Engelund e Hansen (1967).

Una prima simulazione con il modello descritto ha portato a stimare una capacità di trasporto in ingresso alla fossa di erosione di circa 12000 m^3 (vuoti compresi). Tale valore risulta essere notevolmente inferiore a quello necessario per giustificare il riempimento della fossa (che era pari a 85690 m^3).

Occorre considerare a questo punto che il trasporto solido a monte della pila 32 dipenderà non tanto dalla velocità media della corrente sulla sezione trasversale, ma piuttosto dalla velocità della corrente incidente la pila stessa. È infatti ben noto che la velocità di un fiume non è distribuita uniformemente lungo la sezione trasversale. Per verificare quest'ipotesi si sono usati i risultati della modellazione bidimensionale del flusso, descritta nel paragrafo precedente. Si è considerato, in base ai grafici delle Figure 4.25 e 4.28, che tanto la velocità quanto la velocità di attrito alla pila 32 siano 1.4 volte i

valori medi sulla sezione trasversale. Il volume solido in arrivo alla pila 32 è stato nuovamente stimato; si è ottenuto un volume di circa 140000 m³, sufficiente a spiegare il riempimento della fossa scavata per conto della Provincia di Mantova.

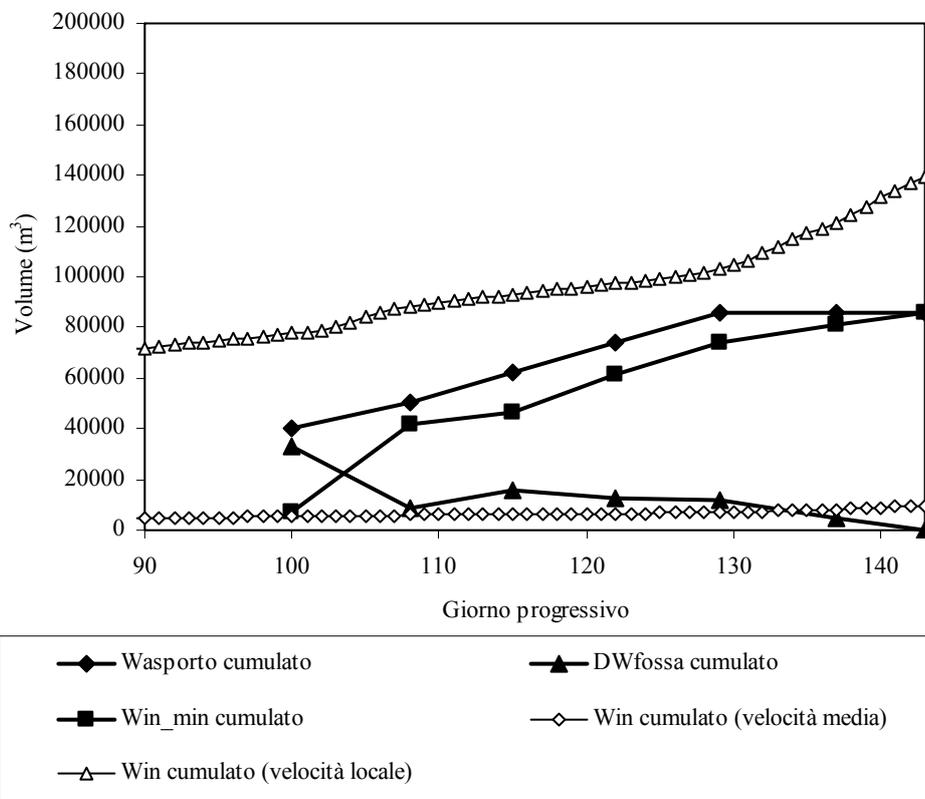


Figura 5.10. Andamento dei volumi solidi misurati e calcolati nel periodo considerato.

La Figura 4.11 mostra il risultato delle modellazioni condotte. Effettivamente, solo avvalendosi dei risultati della modellazione bidimensionale del flusso si può riuscire a spiegare la dinamica di riempimento della fossa.

La modellazione ora condotta del trasporto solido nel breve periodo non fornisce in realtà strumenti per la valutazione della vulnerabilità del ponte, ma costituisce una conferma quantitativa alla modellazione del medio periodo, di cui al paragrafo precedente.

5.4. Fenomeni erosivi localizzati

Durante gli eventi alluvionali si possono sviluppare, a ridosso delle strutture di sostegno dei ponti, scavi di erosione di dimensioni ragguardevoli, a causa dell'interazione tra la corrente fluida e la struttura stessa che ne ostacola il regolare deflusso. Il comportamento del sistema è quantitativamente diverso allorché si considerino le pile o le spalle dei ponti. Nel presente caso, l'erosione sarà valutata con riferimento soltanto alle pile del ponte giacché, come visibile in Figura 3.1, le spalle si trovano all'esterno dell'alveo principale.

L'esame della letteratura scientifica sull'argomento evidenzia una certa dispersione dei risultati sperimentali, che forniscono comunque utili riferimenti pur non essendo automatica la trasposizione ai casi reali. Nel seguito sono esposte delle elaborazioni che hanno lo scopo di fornire l'ordine di grandezza della possibile profondità di erosione.

Una delle più utilizzate formule per la previsione dell'entità dell'erosione alle pile dei ponti è quella riportata in Melville e Coleman (2000), nella quale la profondità massima di erosione è funzione della dimensione rappresentativa dell'interazione corrente – ostacolo (indicata nel seguito con λ), la quale può coincidere con la dimensione della pila D , con l'altezza della corrente h o con la media geometrica delle due a seconda del rapporto D/h . La Tabella 5.2 riporta i coefficienti per l'applicazione della formula nel caso più conservativo, corrispondente alle condizioni di incipiente movimento per il letto granulare dell'alveo.

Campo	Lunghezza scala λ	ds/λ
$D/h < 0.7$	D	2.4
$0.7 < D/h < 5$	$(Dh)^{0.5}$	2.0
$D/h > 5$	H	4.5

Tabella 5.2. Formula di Melville e Coleman (2000) per la determinazione dello scavo alle pile in condizioni di incipiente movimento.

La formula prevede dei correttivi in funzione delle caratteristiche cinematiche della corrente. Per condizioni di movimentazione inferiori a quelle critiche, gli Autori propongono un correttivo proporzionale al rapporto tra la velocità di attrito u^* e il valore critico u^*_c ; il correttivo si esprime attraverso il coefficiente $K_I = (u^* - u^*_c)/u^*_c$. La velocità di attrito critica si può stimare, per sedimenti di dimensione inferiore al millimetro, come

$$u^*_c = 0.0115 + 0.0125 \cdot d_{50}^{1.4}, \quad (7)$$

nella quale il diametro dei sedimenti è espresso in mm e la velocità di attrito critica è espressa in m. Per i sedimenti considerati nel presente studio ($d_{50} = 0.6$ mm) si ottiene $u^*_c = 0.018$ m/s.

Se la pila non è circolare è previsto un coefficiente di forma K_s dipendente appunto dalla forma dell'ostacolo. Infine, è proposto un correttivo in funzione dell'angolo di incidenza della corrente rispetto alla pila. Il coefficiente di amplificazione ha l'espressione:

$$K_\Theta = (L/b \cdot \sin\Theta + \cos\Theta)^{0.65}, \quad (8)$$

in cui L è la lunghezza della pila, b è la larghezza e Θ è l'angolo di incidenza della corrente.

La formula esposta è in sostanziale accordo con quelle di altri Autori (Franzetti et al., 1981÷1998).

Nella situazione oggetto dello studio, è notevole la distanza tra le due file di pali che costituiscono la pila tipo (10 m, rispetto a una dimensione del palo di 1.5 m nella parte più prossima al fondo). Ciò consente di considerare indipendenti le due file di pali. In Elliott e Baker (1985), con riferimento a pile circolari, gli Autori suggeriscono di considerare la pila isolata quando $x/D = 7$, essendo x l'interasse tra le pile e D il diametro della pila. Nel presente caso il rapporto x/D vale 6, e quindi ogni fila di pali può essere in via approssimativa considerata isolata, indipendente cioè dall'altra.

La profondità di erosione massima attesa è stata valutata con riferimento alle pile 33, 32, 31 e 30 rispetto alle portate per le quali è stata condotta la modellazione bidimensionale del flusso. In tal modo è nota la velocità di attrito della corrente a monte di ciascuna pila, dai grafici di Figura 4.28. La quota z della superficie libera è stata stimata dalla scala delle portate. Dal momento che si considera il singolo palo e quindi la forma della pila è circolare, non c'è effetto dell'angolo di incidenza della corrente. I dati e i risultati della modellazione sono presentati nella Tabella 5.3.

Valori dell'altezza della corrente (m)				
Pila	33	32	31	30
10000	14.0	14.0	14.0	14.0
5400	10.5	10.5	10.5	10.5
510	3.0	3.0	3.0	3.0

Valori della velocità di attrito (m/s)				
Pila	33	32	31	30
10000	0.120	0.137	0.173	0.187
5400	0.063	0.126	0.156	0.150
510	0.007	0.043	0.043	0.016

Valori della profondità di erosione attesa (m)				
Pila	33	32	31	30
10000	3.6	3.6	3.6	3.6
5400	3.6	3.6	3.6	3.6
510	0.0	3.6	3.6	0.0

Tabella 5.3. Calcolo della profondità di erosione attesa alle pile del ponte (indicata con d_e) secondo la relazione di Melville e Coleman (2000). I calcoli sono svolti per le pile in alveo e per diverse portate.

Per tutte le pile la grandezza dominante nel processo erosivo è il diametro D del singolo palo. I valori di erosione ottenuti non sembrano essere preoccupanti per la stabilità del ponte. Nelle condizioni di piena bicentenaria, la profondità di erosione a pila non intasata non è diversa da quella calcolata per le altre portate, essendo la dimensione del palo la variabile dominante.

È però da considerare la possibilità che il materiale flottante trasportato dalla corrente rimanga intrappolato tra le due file di pali che compongono la pila tipo e che quindi la dimensione della stessa ai fini della determinazione della profondità di scavo aumenti. Nel seguito si è considerata la

possibilità di una completa ostruzione del gruppo di pile da parte di materiale flottante. Si è considerata di conseguenza una pila equivalente rettangolare, di larghezza pari a 10.5 m e lunghezza pari a 9.5 m. Trattandosi di pila rettangolare, nel calcolo si applica un coefficiente di forma pari a 1.1 (Breusers e Raudkivi, 1991; Hoffmans e Verheij, 1997; Melville e Coleman, 2000). Inoltre, in questo caso si considera l'angolo di incidenza della corrente. Dati e risultati della modellazione sono presentati nella Tabella 5.4.

Valori dell'altezza della corrente (m)				
Pila	33	32	31	30
10000	14.0	14.0	14.0	14.0
5400	10.5	10.5	10.5	10.5
510	3.0	3.0	3.0	3.0

Valori della velocità di attrito (m/s)				
Pila	33	32	31	30
10000	0.120	0.137	0.173	0.187
5400	0.063	0.126	0.156	0.150
510	0.007	0.043	0.043	0.016

Valori dell'angolo di incidenza della corrente (°)				
Pila	33	32	31	30
10000	6	6	4	5
5400	8	9	8	2
510	5	17	16	8

Valori della profondità di erosione attesa (m)				
Pila	33	32	31	30
10000	28.2	28.2	27.7	28.0
5400	24.9	25.0	24.9	23.5
510	0.0	14.0	13.9	0.0

Tabella 5.4. Calcolo della profondità di erosione attesa alle pile del ponte (indicata con d_s) secondo la relazione di Melville e Coleman (2000), nell'ipotesi di completa ostruzione del gruppo di pali da parte di materiale flottante. I calcoli sono svolti per le pile in alveo e per diverse portate.

In questi casi la dimensione geometrica che governa la profondità di escavazione è, per alcune portate, la radice quadrata del prodotto tra larghezza della pila e altezza della corrente. Come si vede, gli angoli di incidenza della corrente variano significativamente se considerano le condizioni ordinarie o quelle di piena. Generalmente, la profondità di erosione attesa è maggiore nelle condizioni di piena, in quanto la profondità è proporzionale alla radice quadrata dell'altezza.

Non si ritiene utile calcolare la profondità di erosione relativa alla pila intasata, in quanto appare poco verosimile l'ipotesi della completa ostruzione della pila su un'altezza così elevata. Per quel che concerne lo scenario "pile ostruite", è da osservare che il materiale flottante si dispone in sommità,

per un certo spessore, distante dal fondo, quindi non crea problemi ai fini dell'erosione; il problema insorge quando la portata (e conseguentemente il livello) decresce, portando gli alberi in prossimità del fondo. Per tale ragione l'erosione è stata calcolata per portate $\leq 10.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nelle condizioni di piena trentennale ($10000 \text{ m}^3/\text{s}$), nello scenario di pile ostruite da materiale flottante, si ottengono valori certamente temibili per la stabilità della struttura. Con riferimento alle pile 31 e 32 si ottengono valori di erosione elevati anche nelle condizioni di flusso ordinario, dato il fatto che l'angolo di incidenza della corrente aumenta significativamente. Si consideri che la portata di $510 \text{ m}^3/\text{s}$ è prossima (Figura 4.5) alla minima portata della curva delle durate.

Le considerazioni precedenti condurrebbero a stimare una notevole vulnerabilità del ponte anche nelle condizioni di flusso ordinario. È però da considerare che la possibilità di una completa ostruzione delle pile, se plausibile nel caso di piene anche non eccezionali, non appare probabile per le basse portate. Si comprende come la valutazione della vulnerabilità del ponte si leghi a questo punto non tanto alla dinamica erosiva in sé, quanto alla possibilità o meno dell'ostruzione delle pile da parte di alberi e detriti trasportati dalla corrente. Non sono però disponibili schemi di calcolo per la valutazione dell'apporto di alberi in una certa sezione del fiume. È però possibile sfruttare i dati della modellazione bidimensionale del flusso per individuare le pile a maggiore rischio di intasamento, posto che il materiale detritico sia disponibile. La Figura 4.20 mostra come nelle condizioni di piena il flusso si indirizzi maggiormente verso le pile 30 e 31, per le quali si determina di conseguenza una maggiore probabilità di intasamento. Per le condizioni ordinarie invece (Figura 4.18) la pila più interessata dal flusso è la 32 (che è oltretutto quella cui compete l'angolo di incidenza maggiore).

In sintesi, data la snellezza dei pali la vulnerabilità intrinseca del ponte rispetto all'erosione localizzata è modesta. Nell'ipotesi invece di ostruzione delle pile, la vulnerabilità diventa significativa ed è legata all'apporto di alberi e detriti nel flusso a monte delle singole pile. Nelle condizioni di piena le pile più sollecitate sarebbero la 30 e la 31, mentre nelle condizioni ordinarie la maggiore vulnerabilità compete alla pila 32. È però da osservare che la dinamica di apporto di alberi è difficilmente prevedibile.

6. Sollecitazioni dinamiche sulla struttura

6.1. Spinta idrodinamica

La spinta idrodinamica si calcola tramite la relazione:

$$F = C_D \frac{1}{2} \rho U^2 D h, \quad (9)$$

in cui C_D è il coefficiente di Drag, ρ è la densità dell'acqua, U è la velocità della corrente, D è la dimensione della pila e h è il tirante.

La relazione precedente è stata applicata tanto al singolo palo quanto alla pila intasata di detriti. Si è considerato il medesimo valore del coefficiente di Drag, compensando il fatto che la pila intasata è meno affusolata con quello che la massa di detriti presenta dei vuoti. Si è posto il coefficiente di Drag pari a 2. Per ciascuna pila si è considerata la velocità della corrente incidente ottenuta tramite la modellazione bidimensionale del flusso (Figura 4.25) e un unico livello + 10.00 m s.l.m. di fondo alveo. I dati e i risultati del calcolo sono mostrati nella Tabella 6.1. Si nota come anche nelle condizioni ordinarie (cioè ricorrenti con frequenza annuale) le pile possano essere soggette a notevoli sollecitazioni nel caso di pila ostruita, ma vale il discorso esposto in precedenza circa la modesta probabilità di un trasporto di alberi ingente nelle condizioni di portata inferiore.

Va poi notato che la spinta si distribuisce su sei pali per la pila 30, mentre sono dieci i pali resistenti per le pile rinforzate 31, 32 e 33.

Infine si ricorda che lo scenario di pila ostruita si manifesta per valori del livello idrico ben inferiori a quello della piena duecentennale, cioè quando il materiale flottante cala fino ad influenzare la corrente di fondo alveo; pertanto i calcoli relativi sono stati condotti per $Q \leq 10000 \text{ m}^3/\text{s}$ (si ritengono più significativi quelli $\leq 5400 \text{ m}^3/\text{s}$).

Valori dell'altezza della corrente (m)				
Pila	33	32	31	30
10000	14.0	14.0	14.0	14.0
5400	10.5	10.5	10.5	10.5
510	3.0	3.0	3.0	3.0

Valori della velocità (m/s)				
Pila	33	32	31	30
10000	2.37	2.64	3.30	3.54
5400	1.24	2.35	2.86	2.73
510	0.12	0.73	0.69	0.24

Valori della forza sulla singola fila di pali¹ (kN)				
Pila	33	32	31	30
10000	117.6	146.4	228.7	262.6
5400	24.2	87.1	128.8	117.3
510	0.1	2.4	2.1	0.3

Valori della forza per unità di lunghezza sulla singola fila di pali (kN/m)				
Pila	33	32	31	30
10000	8.4	10.5	16.3	18.8
5400	2.3	8.3	12.3	11.2
510	0.0	0.8	0.7	0.1

Valori della forza sulla pila intasata² (kN)				
Pila	33	32	31	30
10000	823.2	1024.8	1600.7	1838.2
5400	169.2	609.9	901.5	821.3
510	0.4	16.6	14.9	1.8

Valori della forza per unità di lunghezza sulla pila intasata (kN/m)				
Pila	33	32	31	30
10000	58.8	73.2	114.3	131.3
5400	16.1	58.1	85.9	78.2
510	0.1	5.5	5.0	0.6

Tabella 6.1. Calcolo della spinta idrodinamica sulle pile.

¹ N. 5 pali per le pile 31, 32 e 33; n.3 pali per la pila 30.

² N. 10 pali per le pile 31, 32 e 33; n.6 pali per la pila 30.

6.2. Urti

Per quanto riguarda gli urti, si considera la possibilità di un urto contro la pila libera da materiale intrappolato; nel caso in cui il detrito urti contro una pila attorniata da altri alberi, è ragionevole che la forza dell'urto sia in parte assorbita dalla deformazione della cintura di alberi sicché la sollecitazione sulla pila risulterebbe minore.

In Farraday e Charlton (1983) e in Hamill (1999) si trovano delle indicazioni per il calcolo della forza d'urto esercitata da una massa che si muove con la stessa velocità della corrente. I metodi si basano sul considerare l'energia cinetica del materiale flottante ($1/2 \cdot M \cdot V^2$) e la distanza di arresto. Valutazioni condotte con i metodi proposti conducono a valori della forza d'urto variabili anche di un ordine di grandezza. In ogni caso, la forza d'urto dipende dalle caratteristiche dell'oggetto che piomba contro la pila (tronco, natante, ...) da considerare caso per caso.

7. Verifica statica delle pile

In generale, le pile del ponte sono soggette a diversi tipo di carico. Si possono considerare:

- il peso proprio della struttura;
- i carichi permanenti (peso delle sovrastrutture quali massicciata, marciapiedi, parapetti e guard-rail);
- i carichi mobili (peso dei veicoli, azione dinamica dovuta alla frenata degli stessi);
- l'azione del vento;
- l'azione della corrente sulle pile.

Nel prosieguo si effettuano semplificazioni di calcolo, essendo l'intendimento principale quello di mettere in evidenza la logica metodologica.

Il peso proprio della struttura e i carichi permanenti concorrono a formare l'azione assiale che grava sulle pile³. Viceversa, gli altri contributi (frenata dei veicoli, azioni del vento e della corrente) determinano la sollecitazione di taglio e momento flettente. Le azioni interne nella sezione in c.a. dipendono evidentemente dalla lunghezza del palo, in quanto al crescere di quest'ultima aumenta il braccio delle forze taglienti. Di conseguenza, la sollecitazione della sezione del palo cresce al diminuire della quota del fondo del fiume. Si è visto nei paragrafi precedenti che i fenomeni di trasporto solido possono portare a variazioni significative della quota del fondo del fiume, influenzando anche sullo stato di sollecitazione strutturale.

Nel seguito – adottando schematizzazioni di calcolo semplificate, ma significative – si effettueranno delle verifiche della sezione dei pali del ponte, allo scopo di verificare se esista un livello del fondo in corrispondenza del quale lo stato di sforzo dei materiali diventa critico.

A diversi valori di sforzo corrispondono differenti livelli di pericolosità, ai quali corrisponderanno opportune azioni da parte del gestore della viabilità o della protezione civile; si può ad esempio assumere la terminologia indicata nella Tabella 7.1.

³ In realtà, i pali sono sollecitati a flessione anche dai carichi mobili, qualora il traffico dei veicoli non fosse ripartito uniformemente nei diversi tratti del ponte.

Livello di pericolosità	Tensione nell'acciaio (MPa)	Tensione nel cls (MPa)
Nessuna	Meno di 260 ⁴	Meno di 11 ⁴
Da media a alta	Da 260 a 340 ⁴	Da 11 a 14 ⁴
Crisi	Oltre 340 ⁴	Oltre 14 ⁴

Tabella 7.1. Livelli di pericolosità in funzione degli sforzi nei materiali.

7.1. Riepilogo dei carichi

Alcuni dei carichi in esame sono noti a partire dalla relazione di calcolo (all.3) del progetto 2004: INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE DI BORGOFORTE SUL FIUME PO; altri vengono qui determinati. Nell'elencazione delle forze, si utilizza il seguente riferimento: x è la direzione parallela alla viabilità, y è la direzione ortogonale. Si indicheranno con M_{xx} i momenti che provocano rotazioni attorno all'asse x e con M_{yy} i momenti che provocano rotazioni attorno all'asse y.

Il peso proprio della struttura e i carichi permanenti forniscono un carico verticale di 15819 kN sul gruppo di pali che costituisce la pila. I carichi viaggianti forniscono un carico verticale di 3966 kN e un momento M_{xx} di 4252 kN, nell'ipotesi di modesto sbilanciamento tra le due colonne di carico. Nell'ipotesi invece di grande sbilanciamento tra le due colonne di carico, l'azione verticale è di 3058 kN e il momento M_{xx} è di 8002 kN.

L'azione di frenata dei veicoli è pari a 206 kN (in direzione x). L'azione del vento a ponte scarico si calcola considerando l'area dell'impalcato opposta al vento trasversale e una pressione dinamica di 2500 Pa; a ponte carico, si considera l'ingombro dei veicoli pari a 3 m di altezza sull'intera lunghezza del ponte e una pressione dinamica di 1500 Pa. Ne consegue che l'azione del vento (diretta come y) è pari a 403 kN a ponte scarico e 528 kN a ponte carico. I momenti flettenti indotti dalla frenata dei veicoli e dal vento si calcolano secondo lo schema semplificato di Figura 7.1. La frenata agisce in direzione x e il vento in direzione y. Per l'azione del vento, agente in direzione y, si ammette un incastro del palo in corrispondenza del fondo dell'alveo, anche se in realtà il fondo rappresenta un vincolo cedevole che porta il punto di incastro fittizio qualche metro al di sotto dell'alveo; si ammette un altro incastro in corrispondenza di un ripartitore rigido di carico (il ripartitore è rappresentato dall'impalcato stesso per la pila 30 – quota 26.3 m s.l.m. – e dalla struttura di rinforzo – quota 17 m s.l.m. – per le pile rinforzate). Per l'azione di frenata, agente invece in

⁴ Questi valori potrebbero dover essere ridotti in ragione della qualità dei materiali, usualmente inferiori all'epoca della costruzione del ponte ANAS.

direzione x, la struttura di rinforzo non agisce come ripartitore rigido e, di conseguenza, l'incastro superiore si trova in ogni caso alla quota dell'impalcato. In corrispondenza del punto medio del palo la deformata presenta un flesso e il momento flettente è nullo. In accordo con questo schema si applica il metodo degli spostamenti per un'asta libera incastrata a un'estremità. Dette F la forza agente e L la lunghezza del palo dal ripartitore di carico al fondo del fiume, lo spostamento η e il momento flettente M alla base del palo risultano:

$$\eta = (L/2)^3 \cdot (F/6) / (3EJ); \quad (10)$$

$$M = 2\eta \cdot 6EJ/L^2, \quad (11)$$

Figura 7.1. Schema statico per il calcolo dei momenti flettenti dovuti all'azione di frenata dei veicoli e all'azione del vento.

in cui E è il modulo di elasticità del calcestruzzo (pari a $3 \cdot 10^{10}$ Pa) e J è il momento di inerzia della sezione circolare, che per un diametro di 1.5 m equivale a 0.25 m^4 .

L'azione idrodinamica relativa ai diversi valori di portata è stata valutata nella parte precedente della presente relazione. Sempre nell'ottica metodologica del presente studio, per il calcolo del momento flettente indotto si considera uno schema semplificato in cui l'azione della corrente – dianzi calcolata – viene uniformemente distribuita sull'intera lunghezza del palo (dal fondo del fiume al ripartitore rigido di carico, per quanto quest'ultimo possa non essere raggiunto dalla corrente e lo schema sia evidentemente tanto più prudenziale quanto più il livello idrico è basso⁵). Detto p il carico distribuito così determinato e considerando le medesime condizioni di vincolo usate per la frenata e il vento, si ottiene:

⁵ Anche nel caso di fondo eroso si è applicato lo stesso schema operando così una media fra l'aumento dell'altezza di palo esposto alla corrente e la diminuzione della pressione idrica per effetto della riduzione della velocità. Nello schema adottato si considera costante, e pari alla dimensione di un palo, la larghezza della struttura investita dalla corrente.

$$\eta = (L/2)^4 \cdot (p/6) / (8EJ); \quad (12)$$

$$M = 2\eta \cdot 6EJ/L^2. \quad (13)$$

I carichi permanenti, mobili e da vento sono diversi da pila a pila: la pila n. 30 ha solo 6 pali mentre le altre ne hanno 10.

La spinta idrodinamica è calcolata a partire dai dati di Tabella 6.1. La portata di 10000 m³/s, secondo la Tabella 4.1, risulta avere un tempo di ritorno di circa 30 anni. Per la portata bicentenaria, è stata effettuata un'estrapolazione dei valori di spinta tramite le curve di Figura 7.2.

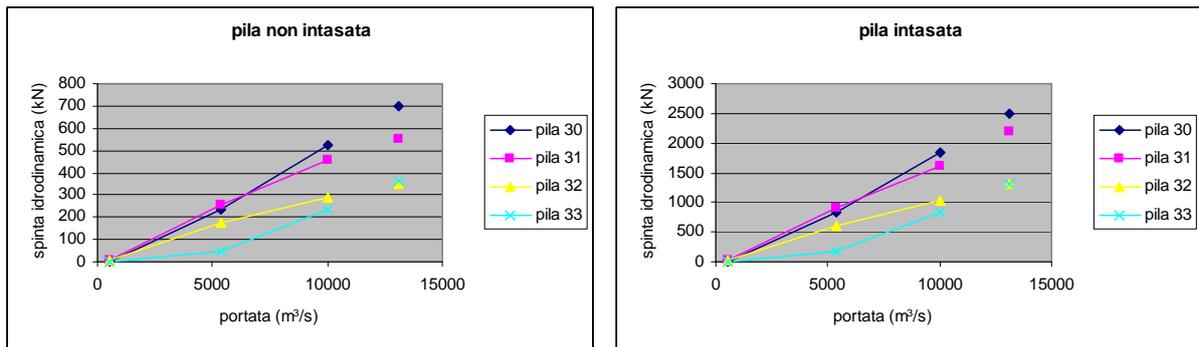


Figura 7.2. Estrapolazione della spinta idrodinamica per la portata bicentenaria ($Q = 13100 \text{ m}^3/\text{s}$).

In definitiva i carichi che saranno considerati per ogni palo, diversi a seconda della pila di appartenenza, sono riepilogati nelle seguenti Tabelle 7.2→7.5.

Pila n. 30					
Carico	Azione verticale (kN)	Azione tagliante secondo x (kN)	Azione tagliante secondo y (kN)	Momento flettente Mxx (kNm)	Momento flettente Myy (kNm)
Peso proprio e carichi permanenti	2636.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Carichi mobili (piccolo sbilanciamento)	661.0	0.0	0.0	708.7	0.0
Carichi mobili (grande sbilanciamento)	509.7	0.0	0.0	1333.7	0.0
Frenata	0.0	34.3	0.0	0.0	(*)
Vento a ponte scarico	0.0	0.0	67.2	(*)	0.0
Vento a ponte carico	0.0	0.0	88.0	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s	0.0	0.0	116.7	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s	0.0	0.0	87.7	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s	0.0	0.0	39.0	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s	0.0	0.0	0.1	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s, con intasamento	0.0	0.0	416.7	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s, con intasamento	0.0	0.0	306.3	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s, con intasamento	0.0	0.0	136.8	(*)	0.0
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s, con intasamento	0.0	0.0	0.3	(*)	0.0

Tabella 7.2. Riepilogo dei carichi agenti sui singoli pali tipo della pila 30. I valori riportati in corsivo sono stati desunti dalla relazione di calcolo del progetto 2004. I momenti indicati con (*) sono calcolati con lo schema statico semplificato sopra descritto, e variano con la quota del fondo.

Pila n. 31					
Carico	Azione verticale (kN)	Azione tagliante secondo x (kN)	Azione tagliante secondo y (kN)	Momento flettente Mxx (kNm)	Momento flettente Myy (kNm)
Peso proprio e carichi permanenti	<i>1581.9</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (piccolo sbilanciamento)	<i>396.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>425.2</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (grande sbilanciamento)	<i>305.8</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>800.2</i>	<i>0.0</i>
Frenata	<i>0.0</i>	<i>20.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	(*)
Vento a ponte scarico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>40.3</i>	(*)	<i>0.0</i>
Vento a ponte carico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>52.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>55.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>45.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>25.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.4</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>220.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>160.1</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>90.2</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>1.5</i>	(*)	<i>0.0</i>

Tabella 7.3. Riepilogo dei carichi agenti sui singoli pali tipo della pila 31. I valori riportati in corsivo sono stati desunti dalla relazione di calcolo del progetto 2004.. I momenti indicati con (*) sono calcolati con lo schema statico semplificato sopra descritto, e variano con la quota del fondo.

Pila n. 32					
Carico	Azione verticale (kN)	Azione tagliante secondo x (kN)	Azione tagliante secondo y (kN)	Momento flettente Mxx (kNm)	Momento flettente Myy (kNm)
Peso proprio e carichi permanenti	<i>1581.9</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (piccolo sbilanciamento)	<i>396.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>425.2</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (grande sbilanciamento)	<i>305.8</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>800.2</i>	<i>0.0</i>
Frenata	<i>0.0</i>	<i>20.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	(*)
Vento a ponte scarico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>40.3</i>	(*)	<i>0.0</i>
Vento a ponte carico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>52.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>35.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>29.2</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>17.4</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.4</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>130.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>102.5</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>61.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>1.7</i>	(*)	<i>0.0</i>

Tabella 7.4. Riepilogo dei carichi agenti sui singoli pali tipo della pila 32. I valori riportati in corsivo sono stati desunti dalla relazione di calcolo del progetto 2004.. I momenti indicati con (*) sono calcolati con lo schema statico semplificato sopra descritto, e variano con la quota del fondo.

Pila n. 33					
Carico	Azione verticale (kN)	Azione tagliante secondo x (kN)	Azione tagliante secondo y (kN)	Momento flettente Mxx (kNm)	Momento flettente Myy (kNm)
Peso proprio e carichi permanenti	<i>1581.9</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (piccolo sbilanciamento)	<i>396.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>425.2</i>	<i>0.0</i>
Carichi mobili (grande sbilanciamento)	<i>305.8</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>800.2</i>	<i>0.0</i>
Frenata	<i>0.0</i>	<i>20.6</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	(*)
Vento a ponte scarico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>40.3</i>	(*)	<i>0.0</i>
Vento a ponte carico	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>52.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>36.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>23.6</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>4.8</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=13100 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>130.0</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=10000 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>82.3</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=5400 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>16.9</i>	(*)	<i>0.0</i>
Spinta idrodinamica Q=510 m3/s, con intasamento	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.0</i>	(*)	<i>0.0</i>

Tabella 7.5. Riepilogo dei carichi agenti sui singoli pali tipo della pila 33. I valori riportati in corsivo sono stati desunti dalla relazione di calcolo del progetto 2004. I momenti indicati con (*) sono calcolati con lo schema statico semplificato sopra descritto, e variano con la quota del fondo.

7.2. Verifiche

Numerose verifiche sono state condotte con riferimento alle tensioni ammissibili e alla pressoflessione. La verifica al taglio risulta sempre soddisfatta, in quanto anche nella condizione di carico più sfavorevole (vento a ponte carico, frenata dei veicoli e spinta idrodinamica per la portata di piena) si raggiungono nel calcestruzzo valori di sforzo tangenziale di 0.2 MPa, non preoccupanti per la struttura.

Per la verifica alla pressoflessione si sono considerate le seguenti condizioni di carico:

- a. ponte in esercizio, presenza di vento;
- b. ponte in esercizio, assenza di vento;
- c. ponte chiuso al traffico, presenza di vento;
- d. ponte chiuso al traffico, assenza di vento.

Evidentemente, la condizione di carico (a) è la più gravosa. Se i pali risultano verificati in tale condizione, non è necessario procedere alla verifica relativamente alle altre.

Le verifiche sono state fatte con riferimento alla piena bicentenaria (portata $Q = 13100 \text{ m}^3/\text{s}$), alla piena con tempo di ritorno 30 anni (portata $Q = 10000 \text{ m}^3/\text{s}$) e con riferimento alla piena annuale (portata $Q = 5400 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tanto nel caso della pila 30 (6 pali) quanto per le altre pile (6 pali originari + 4 pali di rinforzo) si è considerata l'armatura di 12 ferri $\phi 24$ (cioè anche nel caso delle pile irrigidite si sono considerati i pali originari, più deboli di quelli aggiunti).

Si sono effettuate le verifiche di sollecitazione dei materiali, al variare: della condizione di carico (a,b,..), della quota z_f del fondo, della presenza o meno dell'intasamento con alberi. Prudenzialmente è stato considerato l'intasamento su tutta l'altezza della pila; diminuendo l'altezza dell'ammasso di alberi la spinta si riduce, portando il risultato dello scavo di erosione di sicurezza a valori intermedi fra quello "non intasato" e quello "intasato". La quota del fondo minima considerata corrisponde a -15 m s.l.m., ad eccezione della pila 32 per la quale è previsto un riempimento tramite riprap alla quota di 0 m s.l.m. I risultati sono presentati nelle seguenti Tabelle 7.6→7.9.

Verifiche pila n. 33						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>Q=13100 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	20	15.2	3.1
a	-15	425	845	167	223.4	9.1
<i>Q=13100 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	73	20.4	3.3
a	-9	364	686	467	266.1	10.1
a	-13	405	792	558	343.5	11.8
b	10	168	0	73	5.8	2.6
b	-15	425	0	604	99.5	6.0
c	-15	0	645	604	196.2	7.7
<i>Q=10000 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	13	14.6	3.1
a	-15	425	845	110	203.6	8.6
<i>Q=10000 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	46	17.6	3.2
a	-13	405	792	353	266.9	10.1
<i>Q=5400 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	3	13.7	3.0
a	-15	425	845	22	175.5	8.0
<i>Q=5400 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	10	14.3	3.0
a	-15	425	845	79	193.4	8.4

Tabella 7.6. Verifiche per la pila n. 33.

Dalla Tabella 7.6 si nota come la pila 33 non dovrebbe risentire di problemi strutturali critici. L'unico superamento significativo della tensione ammissibile dell'acciaio avviene per la piena duecentennale (marginalmente per la portata trentennale), in condizioni di pila intasata e presenza di forte vento, nonché per una quota del fondo relativamente bassa. In ogni caso, la chiusura del ponte riporta i pali in condizioni di sicurezza.

Verifiche pila n. 32						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>$Q=13100 \text{ m}^3/\text{s}$, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	20	15.2	3.1
a	0	271	449	72	66.9	5.0
<i>$Q=13100 \text{ m}^3/\text{s}$, pila intasata</i>						
a	10	168	185	73	20.4	3.3
a	0	271	449	268	116.0	6.5
<i>$Q=10000 \text{ m}^3/\text{s}$, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	16	14.9	3.1
a	0	271	449	60	64.4	5.0
<i>$Q=10000 \text{ m}^3/\text{s}$, pila intasata</i>						
a	10	168	185	58	18.8	3.3
a	0	271	449	211	100.7	6.0
<i>$Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	10	14.3	3.0
a	0	271	449	36	59.3	4.8
<i>$Q=5400 \text{ m}^3/\text{s}$, pila intasata</i>						
a	10	168	185	34	16.5	3.1
a	0	271	449	126	79.6	5.4

Tabella 7.7. Verifiche per la pila n. 32.

Per la pila 32, evidentemente in ragione anche del corazzamento realizzato a fondo alveo, non si presentano problemi di resistenza strutturale.

Verifiche pila n. 31						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>Q=13100 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	31	16.2	3.1
a	-15	425	845	256	253.1	9.8
<i>Q=13100 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	124	26.2	3.6
a	-4	312	554	600	262.8	10.0
a	-8	353	660	752	359.5	12.1
b	10	168	0	124	8.9	2.8
b	-15	425	0	1023	226.9	9.2
c	-11	0	564	867	264.8	9.2
c	-15	0	645	1023	353.1	11.0
d	-15	0	0	1023	118.8	5.8
<i>Q=10000 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	26	15.7	3.1
a	-15	425	845	213	238.5	9.5
<i>Q=10000 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	90	22.3	3.4
a	-7	343	634	519	264.4	10.0
a	-11	384	739	631	346.4	11.8
b	10	168	0	90	6.8	2.6
b	-15	425	0	744	137.7	7.0
c	-15	0	645	744	248.3	8.8

<i>Q=5400 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	168	185	15	14.7	3.1
a	-15	425	845	120	208.4	8.8
<i>Q=5400 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	168	185	51	18.1	3.2
a	-12	394	766	371	263.0	10.0

Tabella 7.8. Verifiche per la pila n. 31.

Per quanto riguarda la pila 31, la condizione critica si presenterebbe per la piena duecentennale, in presenza di forte vento e nella poco probabile situazione di pila intasata e d erosione fino a quota di -4 m s.l.m., ma n. Più seria è l'analoga situazione che si verifica per la piena trentennale con fondo alla quota di -7 m s.l.m. In assenza di vento (condizione di carico b) la pila non presenta problemi di resistenza strutturale.

Se, in presenza di vento, si procede si procede con azioni di protezione civile, ad esempio con la chiusura del ponte al traffico (condizione c), si ripristina la sicurezza nel caso della portata trentennale; mentre potrebbero restare dei problemi per la piena duecentennale (ma nel poco probabile caso di pila intasata con forte erosione al piede).

Per la portata annuale la pila non manifesta problemi significativi. L'unico valore di sforzo eccedente le tensioni ammissibili si presenta per una quota del fondo assai bassa.

Verifiche pila n. 30						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>$Q=13100 \text{ m}^3/\text{s}$, pila non intasata</i>						
a	10	280	717	357	151.9	9.6
a	7	331	849	422	209.0	11.2
a	4	383	981	488	274.3	12.9
a	1	434	1113	553	344.8	14.5
b	10	280	0	357	26.7	5.2
b	-15	709	0	903	141.1	9.3
c	10	0	547	357	23.6	4.3
c	-8	0	1152	750	263.8	11.3
<i>$Q=13100 \text{ m}^3/\text{s}$, pila intasata</i>						
a	10	280	717	1273	448.8	16.9
b	10	280	0	1273	207.2	11.1
b	7	331	0	1508	283.9	13.1
b	4	383	0	1742	366.4	15.0
c	10	0	547	1273	236.5	10.7
c	9	0	581	1352	276.3	11.6
c	7	0	648	1508	353.8	13.4
d	10	0	0	1273	80.8	6.4
d	2	0	0	1898	262.5	11.3
d	-1	0	0	2133	343.0	13.2

Tabella 7.9(a). Verifiche per la pila n. 30, portata duecentennale.

Verifiche pila n. 30 (segue)						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>$Q=10000\text{ m}^3/\text{s}$, pila non intasata</i>						
a	10	280	717	268	130.4	9.0
a	5	366	937	350	215.6	11.4
a	2	417	1069	399	276.2	12.9
a	-1	469	1201	449	338.7	14.4
b	10	280	0	268	19.3	4.8
b	-15	709	0	679	93.9	7.8
c	10	0	547	268	15.6	3.9
c	-11	0	1253	613	251.4	11.1
<i>$Q=10000\text{ m}^3/\text{s}$, pila intasata</i>						
a	10	280	717	936	329.8	14.2
b	10	280	0	936	118.0	8.6
b	4	383	0	1281	214.6	11.3
b	1	434	0	1453	272.4	12.8
b	-3	503	0	1683	354.3	14.8
c	10	0	547	936	132.4	8.0
c	5	0	715	1223	278.3	11.7
c	3	0	782	1338	343.0	13.2
d	10	0	0	936	27.0	4.4
d	-7	0	0	1913	267.4	11.4
d	-11	0	0	2142	348.8	13.3

Tabella 7.9(b). Verifiche per la pila n. 30, portata trentennale.

Verifiche pila n. 30 (segue)						
Condizione di carico	z_f (m)	$M_{yy,f}$ (kNm)	$M_{xx,v}$ (kNm)	$M_{xx,a}$ (kNm)	σ_a (MPa)	σ_{cls} (MPa)
<i>Q=5400 m³/s, pila non intasata</i>						
a	10	280	717	119	96.3	7.9
a	2	417	1069	178	206.5	11.1
a	-2	486	1245	207	275.5	12.9
b	10	280	0	119	9.5	4.3
b	-15	709	0	302	41.2	5.9
c	10	0	547	119	5.9	3.3
c	-15	0	1387	302	193.1	9.6
<i>Q=5400 m³/s, pila intasata</i>						
a	10	280	717	418	168.2	10.1
a	8	314	805	470	209.1	11.2
a	5	366	937	546	278.0	12.9
a	2	417	1069	623	352.1	14.7
b	10	280	0	418	32.7	5.5
b	-15	709	0	1060	178.3	10.4
c	10	0	547	418	30.4	4.6
c	-6	0	1085	829	267.6	11.4
c	-10	0	1219	931	351.7	13.4
d	-15	0	0	1060	42.5	5.1

Tabella 7.9(c). Verifiche per la pila n. 30, portata annuale.

La situazione della pila 30 è evidentemente la più critica.

In condizioni di piena duecentennale, si raggiungono le tensioni ammissibili nei materiali per quote del fondo decisamente elevate anche in assenza di intasamento. In assenza di vento tali quote si abbassano notevolmente. È da notare che, secondo la modellazione conservativa usata, nel caso di

pila intasata si raggiungano le tensioni ammissibili nell'acciaio per fondo a quota di 2 m s.l.m., anche in assenza di vento e con il ponte chiuso al traffico.

Analoga situazione (assenza di vento e traffico assente) si manifesta per la portata trentennale e la quota di -7 m s.l.m. Peraltro il completo intasamento della pila è anche in questo caso poco probabile perché il livello idrico è molto elevato.

Va però rimarcato che anche nelle condizioni di piena annuale, soprattutto in presenza di forte vento, i valori limite di tensione possono essere raggiunti per quote del fondo non molto basse, preoccupanti nel caso di intasamento.

8. Strategie per il monitoraggio

L'analisi dell'interazione tra il fiume Po e il ponte della ex S.S. n. 62, oggetto del presente studio, ha messo in luce che il franco di sicurezza al ponte è adeguato per portate fino a un tempo di ritorno pari a 200 anni.

Ad alcune considerazioni si è giunti analizzando il regime del trasporto solido nel tratto fluviale interessato dal ponte e facendo delle previsioni di erosione localizzata alle pile. Si è constatato che il tratto prossimo al ponte presenta una significativa instabilità della quota del fondo; a ciò si aggiunge il fatto che fosse di erosione di dimensioni non trascurabili si possono formare a ridosso delle pile, particolarmente nel caso in cui le pile stesse, che sono formate da gruppi di pali, vengano intasate dal materiale flottante, aumentando così considerevolmente la dimensione dell'ostacolo al flusso idrico. Infine, si è mostrato che la diminuzione della quota del fondo del fiume a ridosso delle pile provoca una crescita delle azioni interne nel palo, con conseguente possibile crisi dei materiali. Pur con le schematizzazioni adottate per il sistema dei carichi e per la soluzione del problema strutturale (passibili di raffinamenti ad opera di tecnici specializzati), permane comunque la valenza metodologica dell'approccio.

La conoscenza dello stato della struttura durante un evento di piena non può prescindere dall'acquisizione in tempo reale delle variabili che maggiormente hanno influenza sulla resistenza statica. Si suggerisce di conseguenza l'implementazione di un sistema di monitoraggio atto alla misura continua di:

- quota del fondo alveo a ridosso dei pali;
- misura del livello della corrente (per la valutazione della spinta idrodinamica);
- misura della velocità e della direzione del vento;
- osservazione continua dell'apporto di materiale flottante, ad esempio mediante una videocamera, per valutare la consistenza del materiale flottante e dell'intasamento della pila che, come s'è visto hanno una notevole incidenza sulla spinta idrodinamica e sulla erosione del fondo.

I vari sistemi di misura dovranno essere mutuamente coordinati. I dati ottenuti potranno essere sintetizzati da un "sistema esperto" che, una volta opportunamente predisposto e calibrato, potrà fornire in tempo reale il grado di sicurezza della struttura con le conseguenti azioni programmate di Protezione Civile.

Un ragionevole schema base di riferimento (da precisare e tarare con approfondimenti) potrebbe essere quello riportato in Tabella 8.1.

σ_r	σ_{Max}	segnale	Azioni
$= 0.8 * \sigma_{amm}$	$\leq \sigma_{all}$	<i>PREALLARME</i>	<i>Controllo della situazione</i>
	$\geq \sigma_{all}$	<i>ALLARME</i>	<i>Azioni di protezione civile</i>
$= \sigma_{all}$		<i>ALLARME</i>	<i>Azioni di protezione civile</i>

Tabella 8.1. Schema base di riferimento per le azioni di protezione civile.

dove:

σ_r = sforzo calcolato dal sistema esperto nella situazione rilevata dal monitoraggio

σ_{Max} = sforzo calcolato dal sistema esperto nella situazione attuale con massimi valori di forze agenti (vento...)

σ_{amm} = sforzo ammissibile

$\sigma_{all} = 1.3 * \sigma_{amm}$ = sforzo critico di allarme

Controllo della situazione = proiezione temporale circa: innalzamento del livello idrico, apporto di materiale flottante, per valutare la probabilità di raggiungimento di σ_{Max} e decidere se passare o meno alla situazione di ALLARME .

Azioni di protezione civile = rimozione degli alberi, riduzione/interruzione del traffico

9. Conclusioni

Oggetto della presente relazione è il ponte della ex S.S. n. 62, che attraversa il fiume Po in prossimità di Borgoforte (MN).

La Provincia di Mantova ha commissionato il presente studio della vulnerabilità del ponte ai sensi della direttiva dell'Autorità di bacino del Po " Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" (deliberazione 2/99).

Alcune pile sono state recentemente rinforzate.

Le analisi effettuate consentono di trarre le seguenti conclusioni circa la compatibilità idraulica. Innanzi tutto si è studiato il franco di sicurezza (nel caso specifico ≥ 1 m) del ponte in relazione al livello di piena di riferimento. Il risultato ottenuto è che il franco di sicurezza del ponte è adeguato anche per piene di tempo di ritorno pari a 200 anni. Si segnala peraltro che lo studio idraulico qui documentato ha portato a stimare livelli massimi di piena sensibilmente inferiori a quelli indicati dal Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

Il posizionamento del ponte rispetto all'alveo appare adeguato.

Non vi sono significativi effetti idraulici indotti dal ponte sulle modalità di deflusso di piena del corso d'acqua.

Un commento più approfondito merita la valutazione delle condizioni di sicurezza idraulica.

Si è considerato il regime del trasporto solido nel tratto di fiume più prossimo al ponte in oggetto. Si è messo in luce come il tratto in studio non sia stabile per quanto attiene alla quota del fondo, i cui valori massimi e minimi negli ultimi 40 anni differiscono di parecchi metri al ponte di Borgoforte.

Inoltre, si è mostrato che le pile del ponte, per quanto di modeste dimensioni trasversali se prese singolarmente, offrono al materiale flottante trasportato dalla corrente la possibilità di accumularsi tra i pali, portando a significativi incrementi della dimensione dell'ostacolo trasversale al flusso e della conseguente erosione localizzata.

Per la verifica della stabilità strutturale si sono considerate le forze agenti sul manufatto secondo vari scenari che tengono conto dei risultati delle verifiche idrauliche.

La resistenza strutturale del ponte è funzione essenzialmente dei carichi agenti, della quota del fondo dell'alveo e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Per quel che riguarda le condizioni di carico si è partiti dallo scenario normativo di cui alla relazione di calcolo (all.3) del progetto 2004: INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE DI BORGOFORTE SUL FIUME PO, già approvato dall'AdbPo, da essa estraendo i valori delle forze verticali e dei momenti derivanti da carichi permanenti e viaggianti. In base al presente studio si sono poi calcolate le azioni del vento e le azioni idrodinamiche sulla struttura, queste ultime con riferimento alle diverse pile e per varie condizioni di piena, fino alla bicentenaria.

Tanto le valutazioni locali del trasporto solido quanto quelle dell'azione idrodinamica della corrente sulle singole pile hanno beneficiato dei risultati della modellazione bidimensionale del flusso, che ha consentito di stimare la velocità locale con cui la corrente arriva su una pila; tale velocità è estremamente più significativa di quella media sulla sezione trasversale per la stima delle fenomenologie locali.

Sono state effettuate delle verifiche strutturali della sezione in c.a. di un palo-tipo di ciascuna pila, segnalando in quali condizioni possono insorgere situazioni di crisi. I risultati riportati nel precedente paragrafo meritano un commento.

Sostanzialmente le possibili condizioni di crisi dipendono da:

- **vento; è la forza che ha maggiore importanza e deriva da vento molto forte** (dell'ordine di 130 km/h su ponte e colonna veicoli, 170 km/h su ponte senza veicoli), agente su una colonna indefinita di automezzi;
- spinta della corrente, molto grande solo quando si è in presenza di piena e con pila è intasata da alberi;
- erosione al piede della pila, elevata solo se in presenza di intasamento da alberi.

Ovviamente è molto bassa la probabilità del contemporaneo verificarsi di tutte le condizioni sopra esposte, che dovrebbero essere interpretate in ottica probabilistica di scenari combinati come ad esempio viene fatto per le altre condizioni di carico (vedi in proposito la già citata relazione di calcolo (all.3) del progetto 2004).

Per le verifiche si sono considerate le seguenti condizioni di carico:

scenario		portata	spinta idrodinamica	erosione
a	ponte in esercizio con forte vento	13100÷5400	con/senza intasamento	variabile
b	ponte in esercizio, assenza di vento	13100÷5400	con/senza intasamento	variabile
c	ponte chiuso al traffico, con forte vento	13100÷5400	con/senza intasamento	variabile
d	ponte chiuso al traffico, assenza di vento	13100÷5400	con/senza intasamento	variabile

Evidentemente, la condizione di carico (a) è molto gravosa, ma a bassissima probabilità visto che contempla contemporaneamente: colonna indefinita, forte vento, erosione, intasamento e piena.

Si considerino invece ad esempio i seguenti casi significativi:

caso I) scenario a, pila intasata, piena 5.400 m³/s

Praticamente si è in coda d'onda di piena 30-200ennale (quando gli alberi addossati alla pila scendono verso il fondo), in presenza di forte vento e con colonna indefinita di autoveicoli. E' una situazione di contemporaneità peraltro poco probabile.

Pila 31: ci dovrebbe essere una enorme erosione (di ben 25 m cioè fino a -12 m s.l.m., superiore a quella storica) perché si verifichi una situazione di allarme. La probabilità è molto bassa.

Pila 30: in questo caso, perché si verifichi una situazione di allarme, si dovrebbe verificare una erosione di soli 2-3 m. Pur essendo una situazione poco probabile, sembra corretto prevedere interventi di protezione civile (vedi casoII).

caso II) scenario c, pila intasata, piena 5.400 m³/s

Praticamente si è in coda d'onda di piena 30-200 anni, con forte vento e con ponte chiuso al traffico. E' una situazione di protezione civile – ponte chiuso - conseguente al caso I, peraltro, come detto, poco probabile.

Pila 30: ci dovrebbe essere una grandissima erosione (di ben 16 m cioè fino a - 6 m s.l.m., circa corrispondente a quella storica) perché si verifichi una situazione di una qualche preoccupazione, am per il ponte, non certo per la viabilità che sarebbe interrotta.

caso III) scenario b, pila intasata, piena 5.400 m³/s

Praticamente si è in coda d'onda di piena 30-200 anni, senza vento e con colonna indefinita di autoveicoli. E' una situazione da non trascurare quanto a probabilità di accadimento

Pila 31: ci dovrebbe essere una enorme erosione (superiore a quella storica) perché si verifichi una situazione di allarme, come si deduce dalla tabella 7.8, scenario b per $Q = 10.000 > 5.400 \text{ m}^3/\text{s}$). La probabilità è molto bassa.

Pila 30: anche in questo caso, perché si verifichi una situazione di allarme, si dovrebbe verificare una enorme erosione (molto maggiore di 25 m !).

caso IV) scenario b, pila intasata, piena 5.400 m³/s

Pila 30: Pur in presenza di una forte erosione causata da una grande piena, se si leva l'intasamento della pila e se non c'è forte vento il traffico può avvenire in sicurezza. A maggior ragione se in aggiunta non si è in condizioni di piena.

Da questa disamina si comprende come i possibili scenari a rischio siano a bassa o quanto meno non elevata probabilità di accadimento; per essi sembra opportuno prevedere azioni di protezione civile. Si è di conseguenza prospettata la possibilità di installare un sistema di monitoraggio che consenta di valutare in tempo reale le condizioni di sicurezza del ponte. Tale sistema prevede il monitoraggio del livello idrico, della velocità e direzione del vento, della quota del fondo e della presenza di materiale flottante tra i pali delle pile.

Bibliografia

- Autorità di Bacino del fiume Po (2001). *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*. Direttiva associata al Piano per l'Assetto Idrogeologico.
- Autorità di Bacino del fiume Po (2001). *Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*. Direttiva associata al Piano per l'Assetto Idrogeologico.
- Autorità di Bacino del fiume Po (2001). *Piano per l'Assetto Idrogeologico* (reperibile su www.adbpo.it).
- Ballio F., Franzetti S., Crotti G., Radice A., Porta G. (2007). *Sviluppo di un impianto fisso di monitoraggio dell'erosione attorno alle pile del ponte ferroviario sul fiume Po in località Borgoforte. Report 4: Analisi del sistema idraulico*. Contratto di ricerca, Politecnico di Milano.
- Breusers H.N.C., Raudkivi A.J. (1991). *Scouring*. Ed. Balkema, Rotterdam.
- Elliott K.R., Baker C.J. (1985). *Effect of pier spacing on scour around bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, n. 7, 1105-1109.
- Engelund F., Hansen E. (1967). *A monograph on sediment transport in alluvial streams*. Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
- Farraday R.V., Charlton F.G. (1983). *Hydraulic factors in bridge desing*. Thomas Telford Ltd, London.
- Franzetti S. et al. (1996). *Le opere trasversali nelle sistemazioni fluviali*. Moderni Criteri di Sistemazione degli Alvei Fluviali - III edizione, Maione & Brath eds.
- Franzetti S. et al. (1997). *Sulla vulnerabilità idraulica dei ponti per erosione generalizzata*. La difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati, - Maione & Brath eds.
- Franzetti S. et al. (1998). *Effetti delle correnti fluviali sulle strutture. Erosione localizzata alle pile dei ponti*. L'ingegneria naturalistica nella sistemazione dei corsi d'acqua - Maione & Brath eds.
- Franzetti S. et al. (1998). *Vulnerabilità idraulica di ponti fluviali*. Atti del XXVI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Catania.
- Franzetti S., Larcán E., Mignosa P. (1981). *Erosione localizzata alla base delle pile dei ponti: considerazioni sui risultati di un'indagine sperimentale su modello*. Memorie e studi dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, n. 296.
- Franzetti S., Larcán E., Mignosa P. (1982). *Influence of test duration on the evaluation of ultimate scour around circular piers*. Memorie e studi dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, n. 304.
- Franzetti S., Larcán E., Mignosa P. (1982). *Influence of test duration on the evaluation of ultimate scour around circular piers*. International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures.

- Franzetti S., Larcán E., Mignosa P. (1989). *Erosione alla base di pile circolari di ponte: verifica sperimentale di esistenza di una condizione di equilibrio*. Idrotecnica, n. 3, maggio-giugno 1989.
- Franzetti S., Larcán E., Mignosa P. (1989). *Scour around circular piers: experimental test on the existence of a final equilibrium situation*. Idrotecnica.
- Franzetti S., Malavasi S., Piccinin C. (1994). *Sull'erosione alla base delle pile di ponte in acque chiare*. XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli, n. T4, 13-24.
- Hamill L. (1999). *Bridge hydraulics*. Ed. E&FN Spon, London.
- Hoffmans G.J.C.M., Verheij H.J. (1997). *Scour manual*. Ed. Balkema, Rotterdam.
- Lamberti A., Schippa L. (1994). *Studio dell'abbassamento dell'alveo del fiume Po: Previsioni trentennali di abbassamento a Cremona*. Relazione idraulica per Regione Lombardia, Azienda Regionale per i porti di Cremona e Mantova.
- Martinelli A. (1972). *Prontuario per il calcolo del cemento armato*. Istituto Sperimentale per l'Edilizia, Roma.
- Melville B.W., Coleman S.E. (2000). *Bridge scour*. Water resources publications, LCC, Highlands Ranch, Colorado, USA.