

Università degli Studi di Bologna

FACOLTÁ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria per l' Ambiente e il Territorio
Indirizzo Protezione del Suolo e del Territorio
Insegnamento di Costruzioni Idrauliche e Protezione Idraulica del
Territorio LS

**STUDIO DEL COMPORTAMENTO IDRAULICO
DELL'ASTA MEDIO-VALLIVA DEL PO AI FINI
DELLA GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE**

Tesi di Laurea di:
VALENTINA CIRIELLO

Relatore:
Prof. Ing. ARMANDO BRATH

Correlatore:
Dott. Ing. ATTILIO CASTELLARIN

Anno Accademico 2007 - 2008

INDICE

Introduzione ... p.5

Capitolo 1 – Caratterizzazione del bacino del Po e delle pressioni quantitative a cui è soggetto ... p.11

1.1 Stato del bacino ed evidenziazione degli aspetti cruciali ... p.12

1.2 Stima delle pressioni sullo stato quantitativo delle acque del Po ... p.19

Capitolo 2 – Esamina della proposta di bacinizzazione del Fiume Po contenuta nel progetto SIMPO ... p.25

2.1 Primo schema di interventi per l'utilizzo delle risorse idriche ... p.30

2.2 Secondo schema di interventi per l'utilizzo delle risorse idriche ... p.48

2.3 Considerazioni sull'ambito di ricerca in relazione al Piano SIMPO ... p.71

Capitolo 3 – Analisi del regime dei deflussi del Fiume Po ... p.73

3.1 Definizione e applicazioni delle curve di durata delle portate ... p.76

3.2 Determinazione ed analisi delle curve di durata delle portate per le sezioni di riferimento del Po ... p.84

3.3 Modello di propagazione dei deflussi lungo l'alveo del Po fra le sezioni di Cremona e Pontelagoscuro ... p.107

***Capitolo 4 – Ipotesi di realizzazione di uno sbarramento in alveo del
Po per l'accumulo d'acqua ... p.113***

- 4.1 Individuazione delle sezioni di possibile inserimento dello sbarramento ... p.114
- 4.2 Simulazioni in moto permanente per valutare gli effetti dell'introduzione dello sbarramento sul deflusso di magra ... p.125
- 4.3 Valutazione del volume idrico accumulabile ... p.130
- 4.4 Considerazioni in merito al soddisfacimento delle utenze ... p.140

***Capitolo 5 – Ulteriori considerazioni in merito all'ipotesi analizzata
... p.151***

- 5.1 Generalità sulle dighe flessibili ... p.152
- 5.2 Questioni relative all'impatto ambientale ... p.159

Conclusioni ... p.163

Bibliografia ... p.165

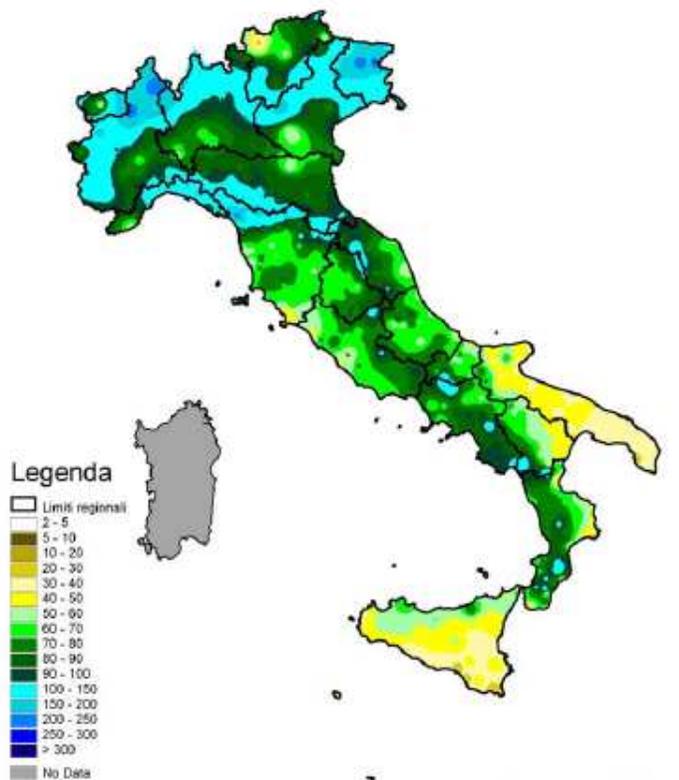
INTRODUZIONE

La gestione delle risorse idriche è una questione fondamentale da affrontare alla luce di problemi sempre più attuali quali la scarsità della risorsa in determinati periodi dell'anno e la tutela dei corpi idrici rispetto ad approvvigionamenti che ne possano intaccare il naturale equilibrio. In effetti, gli ultimi anni sono stati caratterizzati da episodi di magra piuttosto rilevanti e con pochi paragoni nell'intero novecento. A partire da gennaio 2007, alla luce delle anomalie relative alle precipitazioni ed alle temperature stagionali, autunnali e invernali, evidenziate dagli strumenti di monitoraggio, sono stati pubblicati alcuni rapporti che descrivevano la situazione idrica nazionale, evidenziandone le criticità più rilevanti. Sulla base di questi studi sono state emanate, nel marzo successivo, delle indicazioni operative per fronteggiare eventuali crisi idriche; conseguentemente, le strutture competenti in materia di gestione delle risorse idriche ai diversi livelli territoriali, hanno esplicitato le necessarie attività di monitoraggio ed eventualmente di contrasto e mitigazione delle criticità. Dopo un mese di marzo relativamente nella norma, nell'aprile 2007 si sono riaccentuate le condizioni di deficit idrologico che dal settembre precedente si è attestato, nell'Italia centro-settentrionale, sul 20-40% rispetto alla media stagionale del periodo. La diminuzione delle precipitazioni, infatti, ha interessato il nord e il centro, mentre al sud i valori di pioggia si sono mostrati in linea, se non superiori, alla media del periodo, come mostrato in figura 0.1, derivante da un rapporto della protezione civile relativo alla crisi idrica. E' evidente, dunque, che il tema della gestione della risorsa idrica, per il principale bacino italiano, sia divenuto cruciale soprattutto in quest'ultimo periodo. Infatti la crisi idrica non coincide necessariamente con la scarsità della risorsa in termini assoluti; il problema nasce dal fatto che generalmente domanda e offerta non si incontrano, ovvero in certi periodi dell'anno le portate riescono a coprire totalmente le esigenze delle utenze ed, anzi, parte del deflusso non viene utilizzato; i momenti che



Dipartimento della Protezione Civile
Centro Funzionale Centrale

Precipitazioni media storica 1961 - 1990
Mese di Aprile

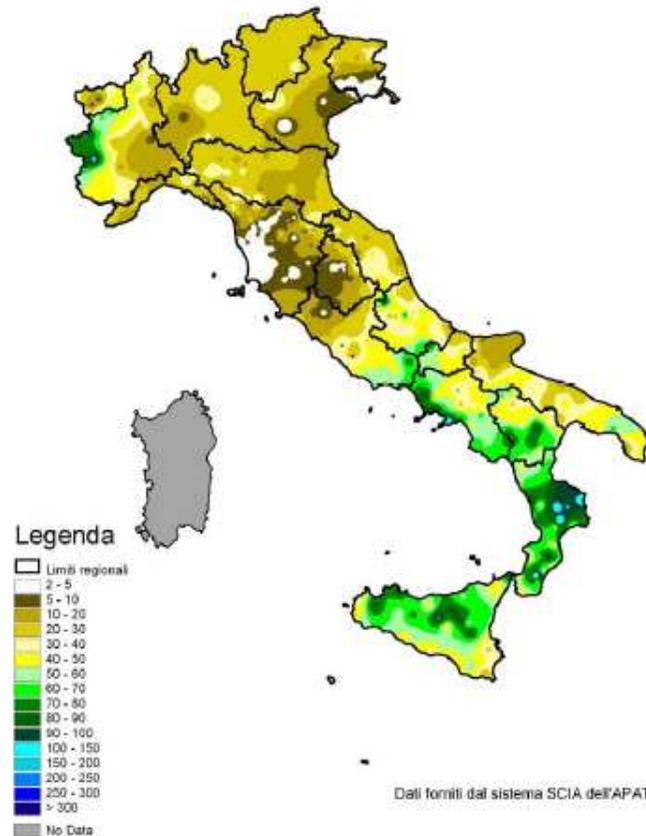


Dati forniti dal sistema SCIA dell'APAT



Dipartimento della Protezione Civile
Centro Funzionale Centrale

Precipitazioni aprile 2007



Dati forniti dal sistema SCIA dell'APAT

Figura 0.1 – Raffronto fra la precipitazione media storica e quella dell'anno 2007, relativamente al mese di aprile

determinano la vera criticità sono invece quelli in cui la disponibilità è inferiore alle richieste delle utilizzazioni. Da questa osservazione scaturisce il tema della gestione della risorsa ed in particolare ciò è plausibile per i corsi d'acqua superficiali. Quantomeno per l'uso irriguo, che non necessita di particolari livelli di qualità, si dovrebbe cercare di soddisfare la quasi totalità della domanda attraverso il ricorso ad acque superficiali. Oltre che a garantire le esigenze delle utenze, il beneficio maggiore si avrebbe in termini di diminuzione della pressione antropica sulle acque sia superficiali che sotterranee. Disporre di una riserva idrica per i periodi di necessità, infatti, eviterebbe il determinarsi di scompensi rispetto all'equilibrio naturale dei corsi d'acqua. Per le acque superficiali questo fatto si tradurrebbe nella possibilità di garantire, in ogni circostanza, il deflusso minimo vitale ed il mantenimento dell'ecosistema; per le acque sotterranee significherebbe alleggerire il sistema di una parte dei prelievi in modo da ridurre il deficit prelievi-apporti che va ad intaccare il fragile equilibrio di molte falde producendo, oltretutto, fenomeni gravosi quali la subsidenza. In effetti, in Emilia Romagna, ad esempio, non si evidenziano particolari criticità per quanto riguarda gli approvvigionamenti idrici dal Po, salvo che per la necessità di un adeguamento degli impianti al progressivo abbassamento del letto di magra del fiume. L'obiettivo di una corretta gestione delle risorse idriche, però, non deve essere centrato esclusivamente sulla soddisfazione delle richieste delle utilizzazioni ma, piuttosto, risiede nel rendere quest'ultime compatibili con l'equilibrio dei sistemi idrici. Anche da queste poche considerazioni appare chiara la necessità di tutelare la regione fluviale del Po controllando le pressioni e mitigando gli impatti sulle risorse idriche. A tal scopo, in questo lavoro, si è voluta analizzare la possibilità di intervenire sul regime dei deflussi del fiume attraverso l'inserimento in alveo di uno sbarramento per l'accumulo dell'acqua ad uso prettamente irriguo, in modo da disporre di una riserva utilizzabile in condizioni di scarsità. Ciò eviterebbe l'aumento delle pressioni sui corpi idrici superficiali e sotterranei ed, al contempo, permetterebbe la soddisfazione delle utenze irrigue con acqua di qualità adeguata all'esigenza. Ovviamente, in questa

trattazione, troverà spazio un progetto di massima, utile a stimare fattibilità e potenzialità delle ipotesi.

Preliminarmente, allora, si è proceduto analizzando a grandi linee il bacino del Po e le principali pressioni a cui è soggetto. Parallelamente si è fatto riferimento al Piano SIMPO che ha rappresentato il primo vero approccio progettuale integrato relativamente all'asta principale del Po ed in particolare, per quanto riguarda il tema delle risorse idriche, il Piano proponeva un sistema di bacinizzazione del fiume che non ha trovato realizzazione per valutazioni rimaste in sospeso su costi ed impatto ambientale. In effetti, si vuol sottolineare, che non è obiettivo di questo lavoro proporre un'artificializzazione così spinta del bacino stesso; piuttosto, si vogliono analizzare gli effetti che produrrebbe l'inserimento di un'unica traversa in alveo senza peraltro che quest'ultima si accosti ai problemi che insorgono ogni volta che dimensionalmente ci si avvicina al caso di una diga. In altri termini non si propone l'introduzione di uno sbarramento di grandi dimensioni ma di una semplice traversa di altezza limitata ed eventualmente completamente abbattibile, utile ad accumulare acqua nei periodi di magra per favorire i prelievi irrigui senza recar danni all'ecosistema fluviale o alle falde sotterranee.

Una volta delineato il contesto, l'elaborazione è stata svolta partendo col definire il deflusso di magra del Po, passo necessario per stimare l'altezza della traversa in alveo. Attraverso un'analisi del territorio, con l'ausilio delle CTR in scala 1:10000 e rifacendosi all'esperienza del Piano SIMPO, si sono individuate, quindi, le sezioni in cui potenzialmente inserire la traversa. A questo punto utilizzando il software Hec-Ras, si sono prodotte delle simulazioni in moto permanente per definire il deflusso di magra con lo sbarramento in alveo e determinare la variazione dei profili idrici realizzatasi. Successivamente con lo strumento GIS Arc-View e avendo a disposizione un modello digitale del terreno, si sono potute svolgere delle considerazioni in merito ai volumi immagazzinabili e alle zone interessate dal rigurgito. In particolare si sono determinate le curve riportanti il volume liquido cumulabile in funzione dell'altezza dello sbarramento per ciascuna delle sezioni ritenute plausibili per

l'intervento. Per le altezze delle traverse è stato posto il limite di 4 m utili rispetto al livello di magra di riferimento, corrispondente al deflusso della portata caratteristica di magra della curva di durata mediana. Le successive considerazioni svolte in merito al soddisfacimento delle utenze, hanno fatto riferimento proprio all'altezza massima disposta per gli sbarramenti in modo da valutare il massimo beneficio ottenibile.

Va precisato che l'obiettivo di questo lavoro non è necessariamente quello di promuovere l'ipotesi di realizzazione di un invaso in alveo del Po ma, piuttosto, quello di incentivare la necessità di intervenire per migliorare la gestione della risorsa idrica in modo da ottimizzarne l'utilizzo, riducendo al massimo la compromissione delle fonti di prelievo. E' evidente, che ciò che si è iniziato ad analizzare in questa trattazione, può essere un possibile spunto per una proposta vera e propria ma allo stesso tempo è chiaro quanto il tema trattato sia delicato per i molteplici aspetti che va ad interessare. Di conseguenza sarebbero necessari studi e approfondimenti che esulano dagli scopi di questo lavoro. Basti pensare che il Piano SIMPO, per quanto particolareggiato in ognuno degli aspetti trattati, ha subito più rimandi e richieste di approfondimento, senza peraltro veder realizzate tutte le proposte che includeva. La complessità di questa questione non è quindi in dubbio e in questo lavoro si è avuta la volontà di approcciarsi ad alcuni degli aspetti ad essa connessi, imbastendo un procedimento valido ma che andrebbe affinato se lo scopo divenisse la vera e propria realizzazione della proposta utilizzata, in questa sede, per fini evidentemente speculativi.

CAPITOLO 1

CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO DEL PO E DELLE PRESSIONI QUANTITATIVE A CUI E' SOGGETTO

In questo capitolo vengono descritti i principali aspetti su cui concentrare l'attenzione riguardo alla tutela del bacino del Po. Si osserverà come, a livello di pianificazione, gli aspetti qualitativi e quantitativi legati alla risorsa idrica, debbano essere sempre più coniugati per originare una visione integrata realmente efficace. Inoltre si riportano le stime delle pressioni quantitative a cui il bacino è soggetto, focalizzando l'attenzione sulle utilizzazioni agricole regionali, che risulterebbero le potenziali beneficiarie dell'intervento di regolazione del deflusso, mirato ad evitare condizioni di scarsità nei periodi di magra.

1.1 Stato del bacino ed evidenziazione degli aspetti cruciali

Il bacino del fiume Po rappresenta una delle realtà territoriali più complesse a livello nazionale, come intuibile dalla figura 1.1 riportante l'inquadramento fisico del bacino idrografico stesso. Esso è più grande d'Italia, sia per la lunghezza dell'asta principale (650 km) e dei suoi 141 affluenti (circa 6.750 km) sia per la superficie, complessivamente di 74.000 km² (di cui 70.000 km² in territorio italiano); la popolazione residente supera i 16 milioni d'abitanti e all'alta densità territoriale è associata una notevole concentrazione insediativa nelle aree metropolitane e negli altri centri maggiori ma anche, in modo diffuso, in gran parte della pianura.

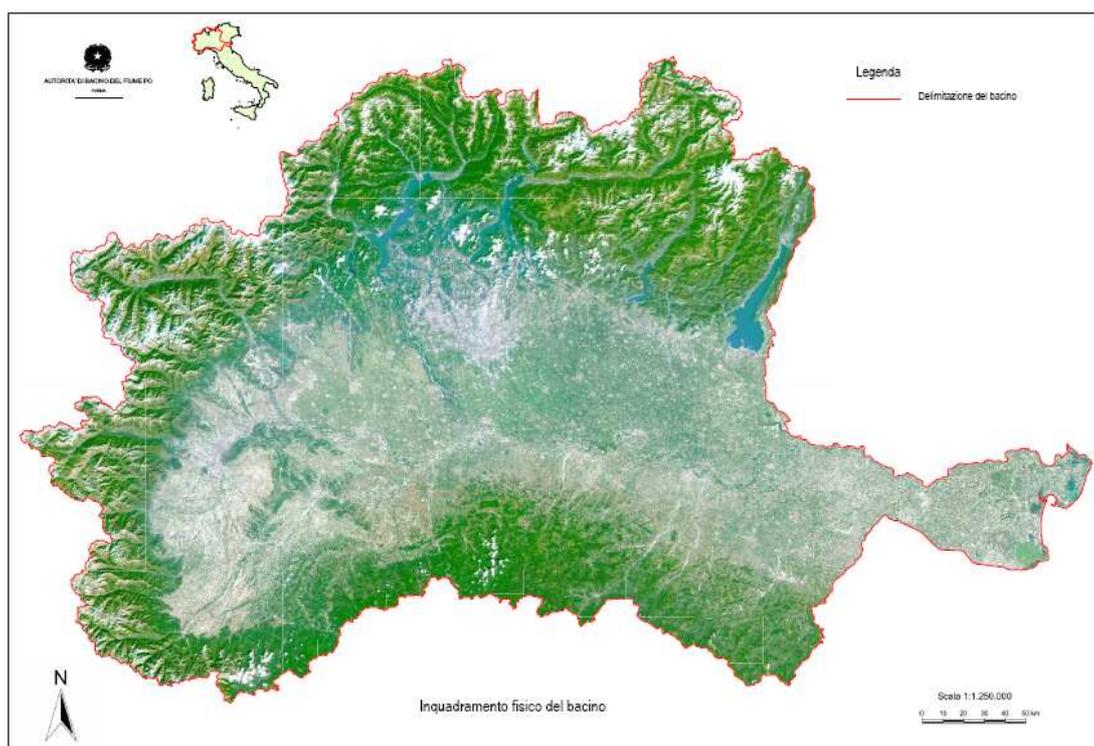


Figura 1.1 – Inquadramento fisico del bacino del Po (fonte: ADBPO)

Dal punto di vista economico, l'area è strategica per il Paese garantendo un PIL che copre il 40% di quello nazionale, grazie alla presenza di grandi industrie e di una quota rilevante di piccole e medie imprese, nonché d'attività agricole e zootecniche diffuse. Sotto l'aspetto della risorsa idrica, inoltre, il bilancio idrologico del bacino riguarda un volume d'acqua complessivo pari a circa il 40% delle disponibilità dell'intero paese.

Le modificazioni in atto sul bacino del Po hanno a che fare con gli aspetti sopra citati ed in particolare riguardano: la qualità e l'uso delle risorse, l'assetto idraulico e idrogeologico, il patrimonio culturale, le biodiversità, le condizioni di rischio e le criticità dei diversi ambienti insediativi, le dinamiche demografiche, le trasformazioni del territorio agricolo e l'urbanizzazione, per citare i principali.

La necessità di affrontare il problema dello stato del bacino e dei processi di degrado ambientale, dagli eventi catastrofici legati alla rete idrografica al susseguirsi di eventi siccitosi (magre estive), ha prodotto una modifica nell'orientamento delle politiche di difesa del suolo e di governo delle acque. Si è constatata, infatti, l'esigenza di uscire progressivamente dalle logiche di pianificazione sin qui adottate per puntare ad un approccio integrato mirato al conseguimento di importanti obiettivi di qualità ambientale e di gestione della risorsa.

L'immissione nei corpi idrici superficiali di inquinanti in quantità superiori alle loro capacità autodepurative provoca, infatti, un deterioramento delle caratteristiche delle acque, che impedisce il mantenimento di comunità acquatiche ampie e diversificate e rende difficoltoso o economicamente insostenibile l'uso antropico delle acque. In particolare questo si verifica in pianura, dove è maggiore la concentrazione di attività antropiche e dove, di conseguenza, la domanda d'acqua e le condizioni d'inquinamento sono più elevate.

Le scadenti caratteristiche qualitative delle acque superficiali nei tratti di pianura del Po e nei suoi principali affluenti, non ne consentono l'utilizzo per l'alimentazione umana prescindendo da trattamenti spinti. Per questa ragione l'uso idropotabile rappresenta un utente minoritario delle risorse idriche superficiali e gli unici acquedotti che prelevano acqua dal Po sono Torino, Ferrara e il Consorzio Acquedotto Delta del

Po. I trattamenti necessari alla demineralizzazione e ad evitare rischi igienico-sanitari disincentivano anche l'uso delle acque superficiali per scopi industriali. La tipologia delle colture padane e gli inquinanti più diffusi nelle acque fanno sì, invece, che l'uso irriguo non sia sostanzialmente limitato dalle caratteristiche qualitative delle acque superficiali.

Il fenomeno di inquinamento delle acque superficiali più rilevante, a scala di bacino, è dato dall'eccessiva immissione di carichi organici, che provoca l'eutrofizzazione nelle acque a debole ricambio, nei laghi e nel Mare Adriatico. Per ridurre i carichi inquinanti veicolati verso le acque superficiali e sotterranee del bacino, occorre intervenire sulle diverse fonti di generazione dei carichi. Per quanto riguarda il comparto civile-industriale, sia i Piani di Tutela regionali che i Piani d'Ambito, prevedono azioni strutturali sulle reti fognarie ed, in particolare: il completamento e l'adeguamento delle reti e degli impianti di depurazione e la regolazione dei deflussi. Per quanto riguarda il comparto agro-zootecnico sono richiesti interventi più complessi e diversificati. La corretta gestione degli effluenti zootecnici può garantire un'efficace salvaguardia ambientale e la riduzione dell'impatto dell'inquinamento diffuso sulla qualità delle acque superficiali e sotterranee. Un'ipotesi, in tal senso, è data dalla valorizzazione a fini energetici dei reflui zootecnici e dei rifiuti delle produzioni agricole in generale. In questo modo, quindi, anziché smaltirli sul suolo, creando problemi legati alle emissioni odorose e all'immissione nell'ambiente di sostanze inquinanti (azoto e fosforo in particolare) che contribuiscono all'inquinamento delle acque superficiali e sotterranee, si potrebbe procedere al loro trattamento attraverso digestori, nei quali, per mezzo di trasformazioni di tipo biologico, si otterrebbe la conversione delle sostanze organiche in biogas (biometano, metano biologico), formato da metano (CH_4) ed in misura minore da biossido di carbonio (CO_2) e da piccole percentuali di altri gas. Nel caso della produzione di energia da biomasse di origine animale, la questione principale è quella di ottimizzare la conoscenza derivata dalle esperienze progettuali pregresse o in corso di realizzazione, per evitare interventi isolati e difficilmente ripetibili.

Oltre agli aspetti qualitativi, un altro importante fattore riguarda la riduzione della funzionalità del reticolo drenante naturale e artificiale che genera sostanzialmente due tipi di criticità. Da una parte il deterioramento della qualità dei corpi idrici superficiali e sotterranei conseguente al recapito, nel reticolo idrografico minore, di reflui urbani anche non trattati, di acque di dilavamento delle aree impermeabilizzate e agricole e alla frequente commistione tra reti di irrigazione e di scolo e sistemi fognari. Dall'altra parte si evidenzia l'inadeguatezza delle caratteristiche idrauliche del reticolo, rispetto all'aumento del deflusso, conseguente all'elevata urbanizzazione e infrastrutturazione del territorio, con alta impermeabilizzazione delle aree e riduzione dei tempi di corrivazione.

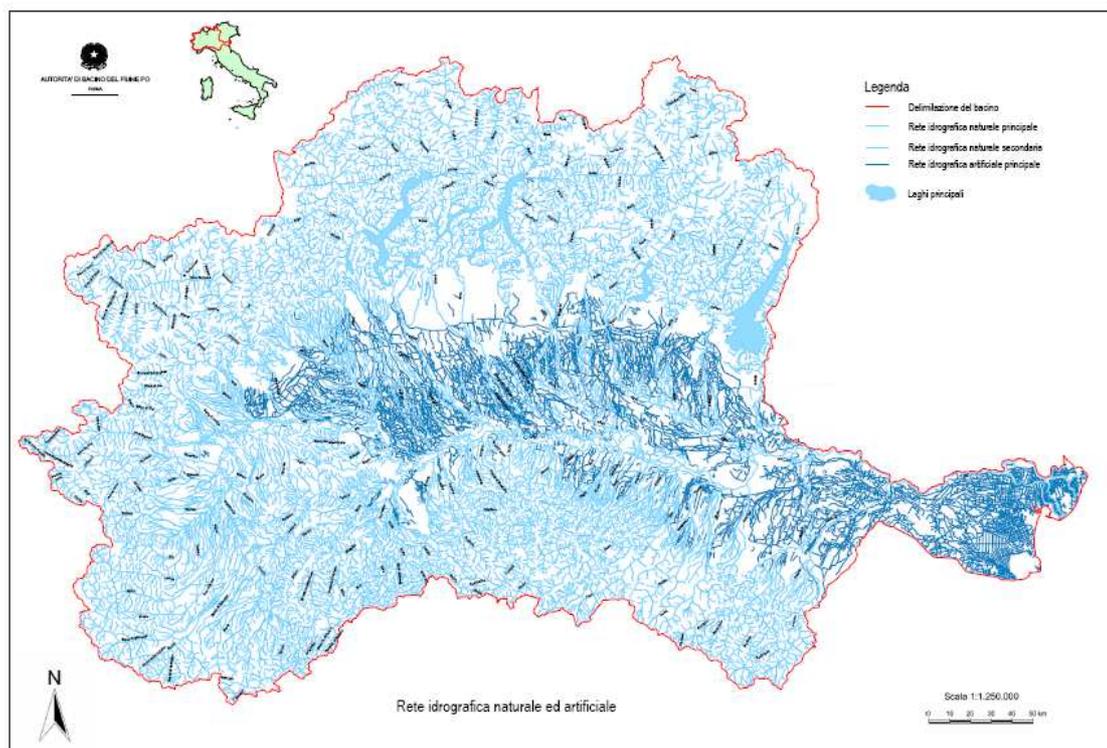


Figura 1.2 – Rete idrografica naturale e artificiale (fonte: ADBPO)

Il recupero della funzionalità del reticolo drenante e degli ecosistemi acquatici ad esso correlati, è molto importante perché, oltre a

salvaguardare e recuperare il valore naturalistico e ambientale dei corpi idrici, permette di ridurre la quantità di inquinanti veicolati nelle acque superficiali.

Le azioni necessarie al raggiungimento dell'obiettivo devono mirare ad una ristrutturazione del sistema, che interessi buona parte della pianura, per favorire i processi d'intercettazione degli inquinanti a livello locale e aumentare l'efficienza dei fenomeni di auto-depurazione che trovano sede all'interno del reticolo stesso. Nel medio periodo si prevede, quindi, di operare per l'aumento complessivo della capacità di invaso del reticolo, al fine di intercettare gli inquinanti veicolati e aumentarne i tempi di trasferimento nei corsi d'acqua principali in occasione delle precipitazioni meteoriche intense, condizioni in cui si verificano gli apporti maggiori. Gli interventi devono anche procedere verso la restituzione dell'efficienza al sistema nella funzione di smaltimento delle acque di pioggia. La consistente urbanizzazione ha infatti aumentato considerevolmente gli afflussi rendendo inadeguata la rete drenante.

Focalizzando, infine, l'attenzione sugli aspetti quantitativi, va sottolineato, innanzi tutto, che l'elevato sovrasfruttamento delle acque può essere causa di compromissione qualitativa dei corpi idrici sia superficiali che sotterranei. Ancora una volta, quindi, si può osservare come le problematiche qualitative e quantitative si intreccino e siano strettamente connesse. Per ciò che è stato esposto finora, in merito all'approvvigionamento dalle acque superficiali, i corpi idrici sotterranei rappresentano la fonte privilegiata di approvvigionamento per gli usi più esigenti, quali l'idropotabile e l'industriale. E' altresì vero, però, che i corpi idrici sotterranei costituiscono anche un'importante fonte ad uso irriguo; come già osservato, i requisiti di qualità necessari all'uso irriguo sono meno elevati rispetto a quelli per uso civile ed industriale e questo comporta che i primi possano essere soddisfatti quantomeno dalle falde freatiche, mentre gli ultimi debbano rifornirsi da falde a profondità proporzionale al progressivo inquinamento degli acquiferi superficiali. Si riscontra, in tal modo, un sovrasfruttamento delle acque sotterranee, testimoniato dagli abbassamenti dei livelli freatici, con la conseguente riduzione di

habitat di particolare pregio naturalistico e ambientale come risorgive e zone umide. Parallelamente, le pessime condizioni qualitative dei corsi d'acqua del bacino del fiume Po sono talvolta da imputare alla riduzione dei deflussi naturali conseguenti alla presenza di derivazioni idriche in numero e quantità incompatibili con la disponibilità naturale e le capacità autodepurative dei corpi idrici stessi. Le cause di tale problematica si differenziano all'interno della Valle Padana. Nei bacini appenninici emiliani le utilizzazioni irrigue, per la loro entità e per la parziale sovrapposizione con le magre estive, causano una notevole riduzione o addirittura la scomparsa della portata naturale dei corsi d'acqua, e il conseguente aumento dell'inquinamento dei corpi idrici. Le derivazioni ad uso idroelettrico, prevalentemente localizzate nei bacini alpini, provocano, nei tratti di alveo interessati, notevoli riduzioni della portata che incidono sulla capacità di diluizione e provocano l'alterazione dei regimi naturali di deflusso.

Le azioni da svolgere per far fronte alle problematiche esposte, devono essere in prima battuta rivolte al risparmio idrico, da un lato, e al riutilizzo delle acque urbane depurate a scopo irriguo, dall'altro. Come già sottolineato, l'aspetto più innovativo delle nuove politiche in materia di risorse idriche è l'approccio integrato, che associa e concilia gli aspetti qualitativi e quelli quantitativi, secondo una strategia che intende affiancare alle tradizionali politiche infrastrutturali (acquedotti, invasi, canali artificiali, etc.), nuove e moderne politiche di risparmio e conservazione dell'acqua. Nei nuovi Piani trovano, infatti, una prima concreta espressione proprio le azioni e gli interventi relativi alla conservazione e al risparmio dell'acqua, il cui obiettivo è una gestione più sostenibile e razionale della risorsa idrica, anche in relazione alle ricadute che queste azioni possono avere sul miglioramento delle condizioni qualitative delle acque stesse.

L'incentivazione del riutilizzo delle acque depurate per le utenze irrigue, rientra in quest'ottica di diminuzione delle pressioni sui sistemi sotterranei e superficiali. D'altra parte, come già dichiarato, questo è il medesimo scopo che ci si ripropone in questa trattazione, ovvero sfruttare la capacità di riserva d'acqua inducibile in alveo attraverso uno sbarramento, senza andare ad incidere, quindi, sulle

falde o sul deflusso minimo vitale del corso d'acqua ma, anzi, contribuendo a garantirlo attraverso la corretta gestione dell'accumulo. Per cui la volontà che si esprime, in accordo con i Piani di tutela, è di migliorare la gestione della risorsa rendendola il più possibile compatibile con il mantenimento dell'equilibrio naturale dei corpi idrici.

1.2 Stima delle pressioni sullo stato quantitativo delle acque del Po con particolare riferimento alla regione Emilia Romagna

L'elevata disponibilità di risorse idriche nel bacino del Po ha portato a sovrastimare la disponibilità della risorsa stessa e della sua capacità di auto-depurazione. Conseguentemente allo sviluppo dell'area, l'acqua è divenuta, peraltro, una risorsa limitata e in alcuni periodi insufficiente per i molteplici scopi per cui è richiesta. In conseguenza di questo, come spiegato in precedenza, si sono verificate condizioni d'incompatibilità con l'equilibrio dei sistemi idrici utilizzati come fonte d'approvvigionamento. In tabella 1.1 vengono riportati i volumi d'acqua complessivamente derivati dal bacino del Po per le principali tipologie di utilizzo.

Tipologia d'uso	Volume derivato (10 ⁶ m ³ /anno)	% derivata da acque superficiali	% derivata da acque sotterranee
Potabile	2500	20	80
Industriale	1537	20	80
Irriguo	16500	83	17
totale	20537	63	37

Tabella 1.1 - Volumi complessivi derivati per i diversi usi (fonte: ADBPO)

Come si può osservare l'uso irriguo ha un'incidenza notevolmente superiore rispetto agli altri e conseguentemente la sua gestione risulta particolarmente rilevante. L'efficienza dei sistemi irrigui è molto differenziata all'interno della pianura padana: risulta elevata in Emilia Romagna e nella provincia di Mantova, mentre si attesta a livelli bassi o molto bassi nelle restanti regioni. In effetti, la pianura emiliana compresa nel bacino idrografico del Po, è caratterizzata da uno sviluppo più recente della rete irrigua, mentre altrove si registrano consistenti dissipazioni idriche imputabili ai vecchi sistemi di gestione

e alle perdite ingenti. In questo senso, è significativo sottolineare come, a fronte di prelievi così consistenti, il sistema non sia in grado di fronteggiare le situazioni siccitose per le quali si richiede un aumento dei prelievi di circa il 15%.

La ricostruzione degli utilizzi idrici, nell'ambito del bacino del Po, ha evidenziato un quadro diversificato da regione a regione riguardo alla tipologia di fonti di approvvigionamento e di ripartizione dei volumi prelevati. In particolare, per quanto riguarda la regione Emilia Romagna, analogamente alla tendenza generale, i prelievi da acque superficiali sono destinati per l'82% al settore agro-zootecnico e, di questi, circa il 76% provengono dal Po. Il 29% dei prelievi da acque superficiali avviene nel settore appenninico e la metà è riservata ad esigenze irrigue.

Le derivazioni dai corsi d'acqua appenninici avvengono per gravità, mentre quelle dal Po, per via del minor livello dell'alveo rispetto ai comprensori irrigui, sono attuate mediante sollevamenti meccanici, sempre più indispensabili per via dell'abbassamento dell'alveo di magra. I principali prelievi dal Po sono riportati in tabella 1.2 con riferimento alle aree rispettivamente servite.

Opere di derivazione	Opera Derivata	Principali consorzi serviti	Q (m³/s)
Impianto di Boretto	Canale della Parmigiana Moglia	Consorzi Parmigiana Moglia, Bentivoglio Enza, del Revere, dell'Agro Mantovano Reggiano	60
Impianto di Sabbioncello	Canale della Burana	Consorzio della Burana	20
Impianto di Pilastresi	Canale delle Pilastresi	Consorzi del Ferrarese	52.2
Impianto di Bondeno	Canale Emiliano Romagnolo	Consorzi dell'Alto ferrarese, della Renana, della Romagna occidentale e centrale, dell'Uso Conca, dell'Agro Riminese	68

Tabella 1.2 – Prelievi di acque dal fiume Po nella Pianura emiliana (fonte ADBPO)

I dati sui prelievi idrici della regione Emilia Romagna sono su base provinciale e si può osservare come l'entità e la tipologia delle fonti di approvvigionamento si diversifichino notevolmente sul territorio regionale. Ad esempio, per Piacenza, Parma e Reggio Emilia sono consistenti i prelievi irrigui da falda per via di ampie aree della media ed alta pianura non approvvigionabili dal fiume Po e, solo parzialmente, rifornibili con acque appenniniche per via della naturale scarsità di risorsa nella stagione estiva. Per le altre provincie, invece, i prelievi d'acqua da falda risultano meno consistenti anche in relazione alla maggiore disponibilità di acque superficiali.

In tabella 1.3 sono riportati i prelievi di acqua sotterranea per i vari utilizzi nonché i deficit di falda stimati a partire dalle diminuzioni annuali dei volumi idrici immagazzinati negli acquiferi. Tali riduzioni vengono valutate attraverso un'estensione areale della tendenza evolutiva della piezometria, oltre che da opportuni coefficienti di immagazzinamento. Nella tabella viene anche fornita la stima dei prelievi di equilibrio, strettamente connessi alla differenza fra emungimenti e deficit.

Provincia	Prelievi civili	Prelievi industriali	Prelievi agrozootecnici	Totale	Deficit	Prelievo d'equilibrio
Piacenza	26	13.9	56.1	96	3.5	92
Parma	46.5	47.4	37.2	131	6.8	124
Reggio E.	54.8	19.8	39.3	114	1.4	113
Modena	65.9	31.1	16.6	114	2.3	111
Bologna	56	22	21.7	100	7.5	88
Ferrara	0.1	7.8	3.7	12	0	12
Ravenna	4.9	15.4	26.3	47	1.7	45
ForlìCesena	7.6	9.6	15.9	33	0.3	33
Rimini	26.1	3.9	5.2	35	0.8	34
Totale	288	171	222	681	24.4	658

Tabella 1.3 – Prelievi di acque sotterranee e criticità quantitative in Mm³/anno
(fonte: PTA)

Analogamente, vengono riportati di seguito i prelievi da acque superficiali. Gli approvvigionamenti da Po non sono soggetti a particolari criticità salvo per la necessità di adeguare gli impianti ai progressivi abbassamenti del letto di magra, soprattutto visti i recenti livelli idrometrici registrati, particolarmente bassi. Come si è detto, però, l'obiettivo di migliorare la gestione non è incentrato sulla capacità di soddisfare l'esigenze delle utenze, ma sulla compatibilità di ciò con il buono stato dei corpi idrici. Per cui è evidente che, anche se in Emilia Romagna non si evidenziano grosse difficoltà nella soddisfazione delle utenze, i margini per un miglioramento ed uno sfruttamento più razionale della risorsa sono da ritenersi elevati. E' naturale, comunque, che l'attenzione regionale relativa alle acque superficiali si concentri sulle acque appenniniche che presentano una particolare criticità imputabile ai prelievi irrigui.

In tabella 1.4 sono riportati per l'appunto i prelievi regionali da acque superficiali suddivisi, anche in questo caso, secondo l'ambito provinciale.

Provincia	Prelievi civili	Prelievi industriali	Prelievi agrozootecnici	Totale
Piacenza	6.4	0.3	74.1	81
Parma	12.7	2.8	63.8	79
Reggio E.	9.0	2.4	186.3	198
Modena	9.3	2.3	118.2	130
Bologna	49.0	7.8	123.0	180
Ferrara	44.9	12.8	519.0	577
Ravenna	11.5	30.4	75.7	118
ForlìCesena	60.0	2.5	21.5	84
Rimini	2.7	0.2	1.7	5
Totale	205	62	1183	1450

Tabella 1.4 – Prelievi di acque superficiali in Mm³/anno (fonte: PTA)

Questi dati sono stati proposti con l'obiettivo di fornire una stima delle pressioni quantitative caratterizzanti il bacino, con particolare riferimento alla regione Emilia Romagna, evidenziando le criticità principali che riguardano sia i corpi idrici sotterranei, come il deficit nel bilancio idrico delle falde e il fenomeno della subsidenza, sia i corpi idrici superficiali, con particolare riferimento al deflusso minimo vitale e alla riduzione della capacità di auto-depurazione. Inoltre, si sono evidenziate le richieste idriche relative specificatamente al Po, indicandone i principali impianti di derivazione. E' importante, infatti, tener conto di questi aspetti se si vuol procedere con un'ipotesi di intervento che sia in grado di migliorare la capacità di soddisfazione e la compatibilità ambientale delle utenze ed, in particolare, di quelle irrigue. Le informazioni raccolte in questo capitolo, pertanto, rientrano nell'obiettivo di delineare il contesto di riferimento entro il quale si andrà a proporre la situazione progettuale che maturerà nei capitoli successivi.

CAPITOLO 2

ESAMINA DELLA PROPOSTA DI BACINIZZAZIONE DEL FIUME PO CONTENUTA NEL PROGETTO SIMPO

Ai fini dell'analisi che si vuole condurre è utile riconsiderare il progetto che ha rappresentato il primo approccio integrato di studio delle problematiche idrauliche e delle possibili soluzioni relativamente all'asta principale del Po. La redazione originaria del Piano SIMPO, acronimo di Piano di Sistemazione Idraulica della Media Padana Orientale, si colloca al principio della seconda metà del secolo scorso, in parallelo all'inizio dell'attività del Magistrato per il Po. L'obiettivo che ci si poneva consisteva nell'intervenire per la salvaguardia del territorio e per l'utilizzazione ottimale delle risorse idriche. La prima versione del Piano fu presentata al Magistrato per il Po nel 1963 con il pregio di racchiudere in un unico elaborato il complesso degli studi e dei progetti per la sistemazione idraulica del Po medio inferiore e del suo Delta. L'obiettivo cardine del Piano era focalizzato sulla difesa idraulica intesa come insieme di interventi volti, da un lato, ad evitare le alluvioni prodotte dalle piene nel tratto medio inferiore e, dall'altro, a proteggere il Delta dalle mareggiate; in effetti, in questa fase, si risentiva ancora in modo particolare delle gravose conseguenze dell'alluvione del novembre 1951. Allo stesso tempo, comunque, il Piano si proponeva di affrontare il tema dell'uso dell'acqua del fiume per la navigazione, l'irrigazione e la produzione di energia idroelettrica. Il potenziamento delle riserve idriche mirava a garantire almeno $200 \text{ m}^3/\text{s}$ di portata disponibile oltre al deflusso minimo vitale valutato in $100 \text{ m}^3/\text{s}$, valore in grado di contrastare la risalita del cuneo salino grazie alla contemporanea chiusura di alcuni rami del Delta. La disponibilità di $200 \text{ m}^3/\text{s}$ nel periodo da giugno ad agosto, era equivalente a 1.000.000.000 di m^3 d'acqua, in grado largamente di sopperire alle esigenze idriche della pianura in caso di condizioni di eccezionale siccità come quelle verificatesi, ad esempio, tra il settembre 1941 e l'agosto 1942.

L'esame del Piano SIMPO 0 ha comportato tempi piuttosto lunghi principalmente per la complessità del tema trattato e, proprio alla luce di questo, sono stati richiesti approfondimenti ed integrazioni.

Sulla base del lavoro precedente, nel luglio del 1980 il Magistrato per il Po stipulò una Convenzione con la società SIMPO che prevedeva lo *“Studio e la progettazione di massima delle sistemazioni idrauliche dell'asta principale del Po, dalle sorgenti alla foce, finalizzate alla difesa ed alla conservazione del suolo ed alla utilizzazione delle risorse idriche”*. La Convenzione si proponeva il raggiungimento di grandi obiettivi quali:

- la sintesi organica dello stato dell'arte relativamente all'idrologia e all'idraulica del bacino;
- la redazione di nuovi studi e progetti inquadrati e funzionali all'assetto idraulico dell'intero bacino;
- l'approfondimento degli studi sull'utilizzo delle acque;
- la definizione dei criteri tecnico scientifici e dei parametri dimensionali di riferimento per la progettazione delle opere;
- la proposta degli interventi di assetto idraulico.

Gli approfondimenti di studio richiesti rispetto alla precedente versione includevano, oltre all'idrologia e all'idraulica, altri temi quali la capacità di deflusso e le singolarità dell'alveo, il trasporto solido e l'abbassamento del fondo alveo, il comportamento statico e idraulico delle arginature esistenti e in progetto, il comportamento delle falde in corrispondenza delle arginature e in relazione agli stati idrometrici del fiume e le caratteristiche delle maree sul fronte del delta. Si chiedeva inoltre la definizione di massima delle proposte d'assetto idraulico e la loro verifica previa predisposizione e taratura di modelli matematici di simulazione capaci di rappresentare i fenomeni idrologici caratteristici, il comportamento idraulico e i fenomeni geotecnici. Infine andava prevista un'analisi dei fattori di rischio e una conseguente valutazione di impatto ambientale.

Il Piano SIMPO 1 venne sottoposto al preventivo parere del Comitato direttivo di Controllo e di Collaudo nell'ottobre del 1981 e fu completato verso la fine dell'anno successivo in modo coerente con le

osservazioni sollevate dai tecnici del Comitato e da altri esperti. Il Piano ottenne un parere sostanzialmente favorevole nel marzo del 1984 con l'eccezione della parte inerente alla proposta di bacinizzazione. Si riscontrò, infatti, la necessità di approfondire questo aspetto anche se, già all'interno del Piano, erano stati messi a confronto tre schemi di bacinizzazione differenti e comunque tutti relativi al tratto tra Valenza e il Delta per una distanza di oltre 430 km ed un salto complessivo di 74 m. Il primo schema prospettava dieci sbarramenti e due diverse tipologie di opere: un unico manufatto in alveo che comprendesse sbarramento, conca di navigazione e centrale idroelettrica, oppure il solo sbarramento in alveo e un canale derivato con al termine la conca e la centrale. Anche il secondo schema proponeva 10 sbarramenti ma come unica tipologia d'opera quella a manufatto unico; inoltre prevedeva che i livelli idrometrici permanenti rimanessero al di sotto del piano campagna. Infine il terzo schema era costituito da quindici sbarramenti con riduzione dell'altezza dei salti e dell'involuppo dei profili di bacinizzazione. Fra queste soluzioni la preferenza venne attribuita alla seconda ipotesi, anche se il parere indicava la necessità di maggiori indagini sia sulla regolazione dei livelli utili di tracimazione, sia su modalità e tempi d'invaso in relazione agli eventi di riferimento.

Il risultato di quest'ulteriore studio si concretizzò nel Piano SIMPO 2 presentato alla fine del 1989 e che sostanzialmente manteneva inalterata la proposta del secondo schema del Piano precedente ma rispondeva in dettaglio alle richieste avanzate rispetto agli effetti prodotti dagli sbarramenti. In particolare le tematiche approfondite riguardavano le conseguenze sul trasporto solido e sulla morfologia fluviale, sull'inquinamento termico, sulla conservazione degli ambienti naturali, sulle falde rivierasche, sulle fondazioni, sul comportamento delle arginature in piena e in condizioni ordinarie, sugli aspetti funzionali, gestionali ed economici.

Allo stato attuale i cinque obiettivi principali del Piano SIMPO sono stati conseguiti e le ipotesi di progetto sono state realizzate con la sola eccezione della bacinizzazione e dell'ottimizzazione dell'effetto invaso delle golene per l'abbattimento dei colmi di piena.

Gli strumenti utilizzati quali i modelli matematici di simulazione dei processi idrologici del bacino e del deflusso lungo l'asta principale del Po sono stati adottati dall'Autorità di Bacino, così come la piena di riferimento ed i criteri e i parametri per il dimensionamento delle arginature, per la predisposizione del Piano dell'Assetto Idrogeologico. Inoltre, le proposte progettuali di eliminazione delle strozzature, di adeguamento delle arginature e di miglioramento della capacità di deflusso dell'alveo del Po sono state completamente realizzate e ne è stata verificata la validità in occasione delle piene eccezionali del 1994 e del 2000.

Per quanto riguarda le questioni rimaste aperte, quella relativa allo sfruttamento delle golene porta con sé dubbi sulla gestione funzionale e sull'eccessiva artificiosità che verrebbe indotta; inoltre anche il rapporto costi benefici non sarebbe favorevole all'intervento. La proposta di bacinizzazione, invece, sarebbe tecnicamente fattibile e porterebbe, con buon grado di certezza, ad un assetto più stabile del fondo alveo e ad una maggiore stabilità al piede delle difese, al contenimento dell'escursione dei livelli idrometrici minimi, alla garanzia dei fondali utili alla navigazione, alla produzione di energia rinnovabile ed alla maggiore disponibilità idrica soprattutto per uso agricolo. Per ragioni di costi e di impatto ambientale, al quale non è stata data ancora una delimitazione chiara, si è, però, scelto di aspettare ad agire verso la bacinizzazione del corso d'acqua.

In questa trattazione il tema d'interesse riguarda la valutazione di possibilità di miglioramento dell'utilizzo delle risorse idriche del fiume Po, per questo i due principali schemi d'intervento, redatti all'interno delle fasi di lavoro del Piano SIMPO, verranno descritti di seguito con l'intento di valutare le ipotesi fatte riguardo alle modalità di gestione della risorsa e le soluzioni progettuali individuate come risposta a tale necessità. Preliminarmente verrà riportato lo schema di interventi proposto al Comitato direttivo di Controllo e di Collaudo nell'ottobre del 1981; successivamente sarà descritto lo schema definitivo derivante dall'integrazione con le osservazioni fornite dai tecnici del Comitato e

che, se pur non realizzato, ha risposto a buona parte delle richieste d'approfondimento sollevate.

La descrizione degli schemi che segue deriva dall'esame delle relazioni di progetto reperite presso la Sede dell'AIPO, Agenzia Interregionale per il fiume Po.

Ai fini del lavoro prospettato, l'analisi di queste schematizzazioni consente di derivare molteplici aspetti d'interesse come verrà chiarito progressivamente.

2.1 Primo schema di interventi per l'utilizzo delle risorse idriche

L'obiettivo iniziale del progetto fu quello di verificare l'opportunità e la possibilità di estendere, al caso del Po, le esperienze di bacinizzazione realizzate sui più importanti fiumi europei come il Rodano, il Reno, la Senna e il Danubio, e nordamericani quali il Mississippi, l'Illinois, il Tennessee e altri; in effetti si valutò che alcuni principi generali ed alcune soluzioni tecniche realizzate potevano rappresentare modelli validi per il fiume italiano. Da tali realtà di riferimento, però, si volle operare una distinzione fondamentale ovvero si decise di sfruttare l'occasione di un progetto ad ampio spettro per stendere una proposta di utilizzazione integrata delle risorse idriche, che tenesse conto a priori del complesso delle necessità idroelettriche, irrigue e di navigazione.

Anche se frutto di uno studio preliminare, questo primo schema risulta ugualmente utile ai fini dell'analisi, per evidenziare i criteri seguiti nella definizione delle linee d'intervento, le metodologie di studio adottate ed i risultati ottenuti. Le sistemazioni ipotizzate in questo progetto di massima, comunemente indicato come bacinizzazione dell'asta principale del Po, furono condizionate da aspetti essenziali quali le situazioni geografica, topografica e socioeconomica che, insieme alle infrastrutture esistenti, vincolavano il tracciato altimetrico e planimetrico. In particolare vennero prese in considerazione le seguenti questioni:

- i livelli dei piani di campagna golenali ed esterni agli argini maestri in relazione all'andamento delle falde, al fattore di rischio e all'impatto ambientale;
- l'ubicazione dei centri abitati per le implicazioni socioeconomiche, ambientali e di carattere tecnico quali l'interferenza con gli scarichi di fognatura, la viabilità degli argini e l'attraversamento del corso d'acqua;
- le confluenze degli affluenti;
- le immissioni dei compresori di bonifica;

- le derivazioni delle utenze irrigue;
- la viabilità e le linee ferroviarie che interessanti l'asta del Po e le aree rivierasche;
- le derivazioni delle centrali termiche dell'ENEL;
- i collegamenti con la rete idroviaria esistente e prevista dall'Intesa Interregionale per la Navigazione Padano Veneta;
- le infrastrutture interessanti in modo diretto il corso d'acqua (ponti, porti, metanodotti, linee elettriche, fabbricati di sponda, manufatti in alveo, cave d'estrazione e depositi d'inerti);
- la situazione della pesca.

Un ruolo altrettanto importante fu rivestito dal regime idraulico dell'asta principale, dalla geometria dell'alveo e delle sue arginature. Inoltre furono considerati gli aspetti di natura economica, i problemi legati alle falde e l'effetto della bacinizzazione sull'assetto delle difese idrauliche.

Dall'analisi di tutte le precedenti questioni, fu ipotizzato uno schema di bacinizzazione del corso d'acqua che interessasse una lunghezza di circa 432 km, fra la progressiva 208,6 km e il mare (640,6 km), senza escludere la possibilità di proseguire verso monte anche se le difficoltà tecniche e le implicazioni socioeconomiche sarebbero risultate molto maggiori.

Nell'ottica di un utilizzo integrato della risorsa idrica, vennero individuati due principali schemi planimetrici relativi alle sistemazioni:

- sbarramento, conca di navigazione e centrale idroelettrica concentrate in un unico manufatto;
- sbarramento sul corso d'acqua e canale derivato by-pass su cui inserire la conca di navigazione e la centrale idroelettrica;

Il primo schema, che venne ipotizzato per quattro tronchi, risulta imprescindibile laddove la sistemazione del corso d'acqua e la situazione antropica non sono tali da consentire l'occupazione di aree esterne agli argini maestri. Il secondo schema, invece, individuato

come adottabile per cinque tronchi, è legato alla possibilità di collocare il canale by-pass fuori dall'alveo inciso o all'interno delle aree golenali o all'esterno degli argini maestri.

Per quanto riguarda gli schemi altimetrici delle sistemazioni, vennero definiti due profili idrici di riferimento:

- il profilo minimo corrispondente ai livelli minimi dell'acqua lungo l'asta bacinizata in caso di magra massima; tale profilo fu tracciato sulla base delle condizioni idrauliche ma soprattutto in relazione all'esigenza di avere, anche in condizioni estreme, un fondale minimo di 3 metri per la navigazione;
- il profilo massimo corrispondente alle condizioni limite di piena in cui si risente ancora della presenza degli sbarramenti; fu individuato nel profilo di rigurgito realizzato per portate di durata di 5-10 giorni all'anno per il tratto a monte di Pavia e di 45-90 giorni all'anno per il tratto a valle.

I livelli minimi a valle delle traverse furono assunti in riferimento all'altezza idrometrica avente durata 360 giorni all'anno; in particolare a valle di Cremona venne prevista un'altezza minima di 1,5 m superiore al precedente riferimento, mentre dalla Becca a Cremona di 2 m superiore. Questa soluzione portava al verificarsi, in condizioni minime di deflusso, di livelli superiori al piano campagna per circa il 25% del tratto destinato alla bacinizzazione.

Un altro dato significativo fu rappresentato dal prevedere delle esondazioni permanenti di aree golenali, se pur entro i 50 ha di terreno pressoché incolto; inoltre, l'espropriazione di alcuni fabbricati ed aree per la realizzazione di parte degli interventi per un totale superiore ai 1000 ha e comprensivo di zone coltivate aventi caratteristiche pregiate. Per quanto riguarda i nuclei abitati invece, non fu previsto nessun interessamento.

I criteri idraulici adottati per il progetto di massima fecero riferimento ad alcuni concetti di base. Innanzi tutto l'ubicazione delle traverse fluviali doveva tener conto del criterio economico di ricerca della

sezione più ristretta possibile ma allo stesso tempo doveva essere tale da compensare la riduzione dell'area bagnata dovuta all'ingombro delle pile e delle spalle; in altri termini andava evitato che il manufatto rappresentasse un ostacolo al deflusso di massima piena. Inoltre fu ritenuto opportuno che i livelli di ritenuta a monte degli sbarramenti, in condizioni di normal funzionamento, fossero sempre significativamente minori del coronamento degli argini di golena; al contempo i livelli di valle dovevano essere tali da garantire, oltre ai fondali minimi per la navigazione, l'attenuazione dei fenomeni di erosione al piede delle traverse. Per quanto riguarda le infrastrutture delle traverse in alveo fu presa a riferimento la portata di piena millenaria, mentre il tracciato di eventuali nuovi argini di chiusura ai lati dello sbarramento doveva esser tale da non creare ostacolo anche al deflusso della portata di massima piena. Per la velocità nei tronchi d'alveo bacinizati furono previsti come termini di riduzione il 70-75% per livelli idrometrici che permangono almeno 360 giorni all'anno, il 30-50% per i livelli che durano almeno 182 giorni all'anno e il 10-30% per i livelli di durata di almeno 91 giorni all'anno.

Le immissioni degli affluenti risultarono per lo più a valle degli sbarramenti previsti, in modo che i livelli idrometrici non causassero ostacolo alcuno al deflusso naturale delle portate di piena ed al contempo questa soluzione doveva risultare favorevole per creare una condizione più stabile della foce. Per gli immissari che avrebbero invece sfociato a monte dei relativi sbarramenti, le condizioni di deflusso erano comunque garantite anche se fu prevista un'opportuna verifica dei profili di corrente nelle condizioni estreme.

Molti aspetti di carattere specifico potevano essere valutati solo in sede di taratura finale del modello di simulazione idraulico. Fra questi la possibilità di gestione del profilo della corrente lungo l'asta bacinizata, che fu comunque ritenuta garantita sulla base delle esperienze straniere maturate a riguardo, che prevedevano l'inserimento di telecomandi di manovra delle paratoie delle traverse fluviali, su una serie di idrometri distribuiti lungo l'asta. Fu valutata, quindi, la possibilità di gestire l'inviluppo del profilo con una tolleranza di dieci centimetri per 250-300 giorni l'anno e di cinquanta

centimetri per 60-100 giorni all'anno. In soli 5-15 giorni all'anno si quantificò l'impossibilità di intervenire, ovvero per gli eventi di piena per i quali risulta ininfluenza la presenza delle traverse.

Anche per le arginature le verifiche statica ed idraulica furono rimandate alla fase successiva di messa a punto del progetto; chiari, però, furono i criteri stabiliti a riguardo. Questi non prevedevano alcun intervento laddove i livelli ordinari indotti dalla bacinizzazione si mantenessero al di sotto di 1.5 m rispetto al piano di campagna. Dove i livelli fossero risultati compresi fra - 1.5 m e + 1.5 m rispetto al piano campagna, dovevano, invece, essere previsti interventi di consolidamento delle fondazioni e impermeabilizzazioni degli argini in frodo o di golena, mentre per livelli ancora superiori si doveva procedere alla profilatura e alla variazione di tracciato dell'argine maestro.

Un altro aspetto cruciale riguardava l'attenzione nei confronti delle falde freatiche delle zone rivierasche. Anche in questo caso, per il progetto definitivo, sarebbero stati necessari ulteriori studi definitivi sull'andamento della tavola d'acqua per ottimizzare gli interventi. Questi consistevano principalmente in canali a lato del corso d'acqua in corrispondenza del piede esterno dell'argine, nei casi in cui la differenza fra il livello del profilo di bacinizzazione e quello della falda fosse almeno di 50-100 cm. Si avrebbero, allora, canali di drenaggio se i livelli permanenti fossero superiori a quelli di falda, mentre canali di alimentazione in caso contrario. Attraverso dei manufatti specifici si ritenne, in tal modo, possibile il mantenimento delle altezze di falda, nelle zone rivierasche, pari a livelli prestabiliti.

L'effetto della bacinizzazione sulle difese idrauliche, infine, fu ritenuto già in fase preliminare sostanzialmente positivo per la riduzione della velocità della corrente e delle escursioni di livello. Inoltre, gli interventi di consolidamento degli argini maestri attuali, laddove necessario, così come la costruzione di nuove arginature, non avrebbero potuto che favorire l'assetto delle difese idrauliche.

A seguito di questa breve parte descrittiva sui principi guida del progetto, verrà descritto lo schema di bacinizzazione che preliminarmente fu previsto nella presentazione del 1981. In particolare si propose la suddivisione dei 467 km di asta interessata in 11 tronchi:

- tronco I : Valenza – Gambarana
- tronco II: Gambarana – Isola S. Antonio
- tronco III: Isola S. Antonio – Cervesina
- tronco IV: Cervesina – Mezzano Sicomario
- tronco V: Mezzano Sicomario – Calendasco
- tronco VI: Calendasco – Isola Serafini
- tronco VII: Isola Serafini – Gussola
- tronco VIII: Gussola – Cizzolo
- tronco IX: Cizzolo – Serravalle
- tronco X: Serravalle – Sabbioni
- tronco XI: Sabbioni – Mare

TRONCO I: Valenza – Gambarana

Tratto dalla progressiva 208,6 km alla progressiva 225,0 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 16,4 km

Caratteristiche dello sbarramento di Valenza:

- Larghezza: 320 m
- Livello di ritenuta: 86,0 m
- Canale derivato in sponda sinistra di lunghezza 12,3 km
- Portata massima derivabile: 200 m³/s

Centrale idroelettrica di Gambarana:

- Portate turbinabili: 60-200 m³/s
- Salti utili: 9,1-10,0 m

Conca di navigazione di Gambarana:

- Dimensioni: 110 m x 12 m
- Dislivello: 10,0 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 17,6 MW, producibilità di 117 GWh
- Navigazione: via navigabile di 12,3 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 1.600.000 m³

TRONCO II: Gambarana – Isola S. Antonio

Tratto dalla progressiva 225,0 km alla progressiva 230,8 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 5,8 km

Caratteristiche dello sbarramento di Isola S. Antonio:

- Larghezza: 300 m
- Livello di ritenuta: 74,6 m

Centrale idroelettrica di Isola S. Antonio:

- Portate turbinabili: 140-600 m³/s
- Salti utili: 3,0-5,8 m

Conca di navigazione di Isola S. Antonio:

- Dimensioni: 110 m x 12 m
- Dislivello: 5,8 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 23,4 MW, producibilità di 131 GWh
- Navigazione: via navigabile di 5,8 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 3.000.000 m³

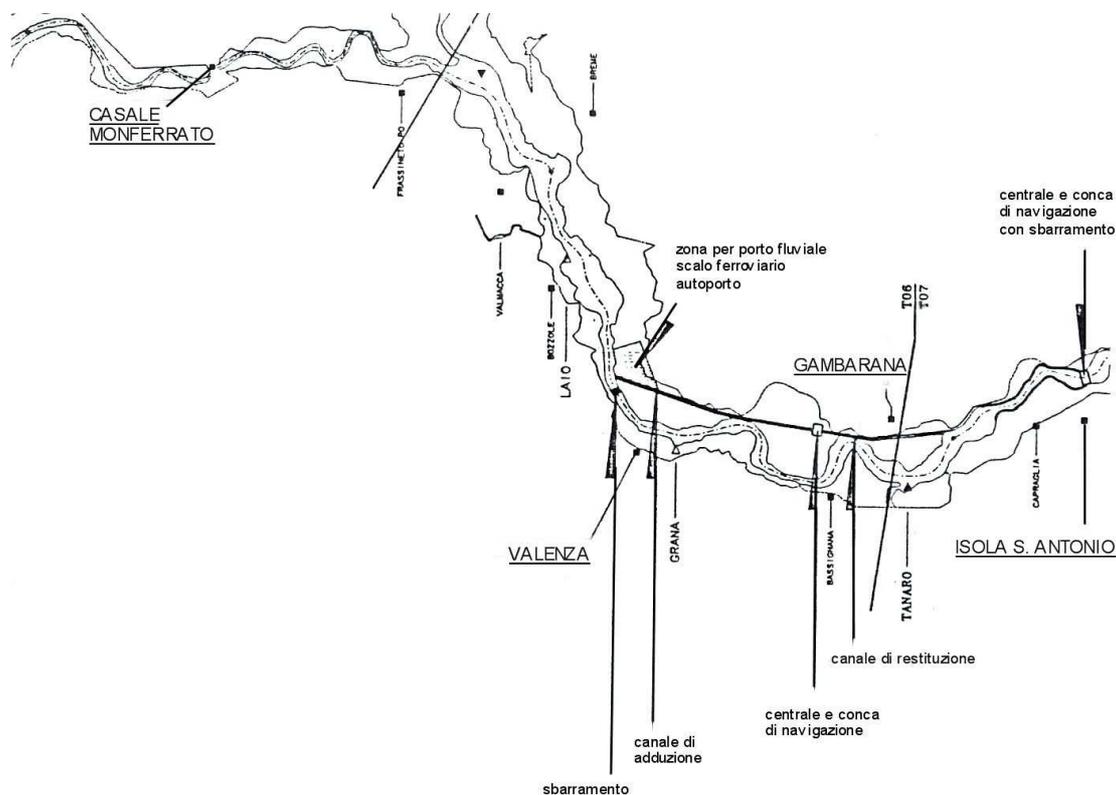


Figura – Sbarramenti di Valenza e di Isola S. Antonio

TRONCO III : Isola S. Antonio – Cervesina

Tratto dalla progressiva 230,8 km alla progressiva 242,8 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 12,0 km

Caratteristiche dello sbarramento di Cervesina:

- Larghezza: 360 m
- Livello di ritenuta: 68,0 m

Centrale idroelettrica di Cervesina:

- Portate turbinabili: 160-600 m³/s
- Salti utili: 3,7-6,2 m

Conca di navigazione di Cervesina:

- Dimensioni: 110 m x 12 m
- Dislivello: 6,2 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 26,9 MW, producibilità di 159 GWh
- Navigazione: via navigabile di 12,0 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 7.000.000 m³

TRONCO IV : Cervesina – Mezzano Siccomario

Tratto dalla progressiva 242,8 km alla progressiva 261,6 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 18,8 km

Caratteristiche dello sbarramento di Mezzano Siccomario:

- Larghezza: 380 m
- Livello di ritenuta: 61,0 m

Centrale idroelettrica di Mezzano Siccomario:

- Portate turbinabili: 160-600 m³/s
- Salti utili: 2,8-6,0 m

Conca di navigazione di Mezzano Siccomario:

- Dimensioni: 110 m x 12 m
- Dislivello: 6,0 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 24,6 MW, producibilità di 146 GWh
- Navigazione: via navigabile di 18,8 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 12.000.000 m³

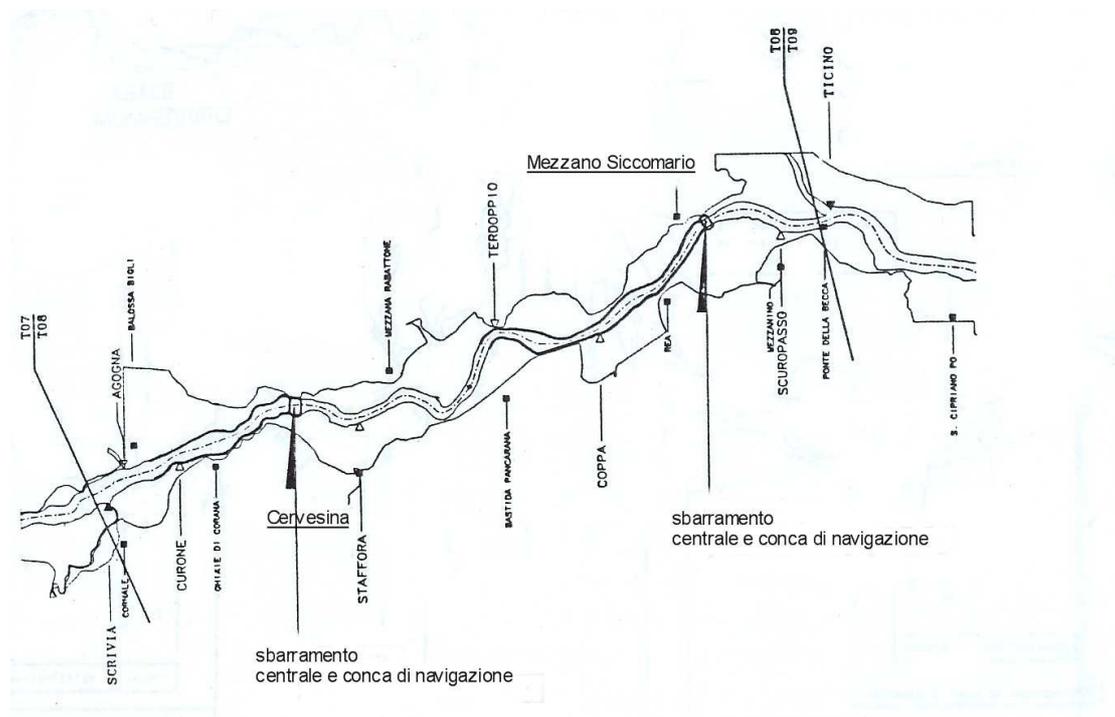


Figura – Sbarramenti di Cervesina e di Mezzano Siccomario

TRONCO V : Mezzano Siccomario – Calendasco

Tratto dalla progressiva 261,6 km alla progressiva 319,9 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 58,3 km

Caratteristiche dello sbarramento di Boscone Cusani:

- Larghezza: 320 m
- Livello di ritenuta: 54,7 m
- Canale derivato in sponda destra di lunghezza 10,9 km
- Portata massima derivabile: 800 m³/s

Centrale idroelettrica di Calendasco:

- Portate turbinabili: 110-800 m³/s
- Salti utili: 6,9-11,5 m

Conca di navigazione di Calendasco:

- Dimensioni: 200 m x 12 m
- Dislivello: 11,53 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 66,6 MW, producibilità di 506 GWh
- Navigazione: via navigabile di 42,9 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 49.500.000 m³

TRONCO VI : Calendasco – Isola Serafini

In questo tratto d'asta esiste già lo sbarramento di Isola Serafini con centrale e conca di navigazione. Va osservato che questo fatto condiziona sensibilmente la disposizione delle schema di bacinizzazione adottabile.

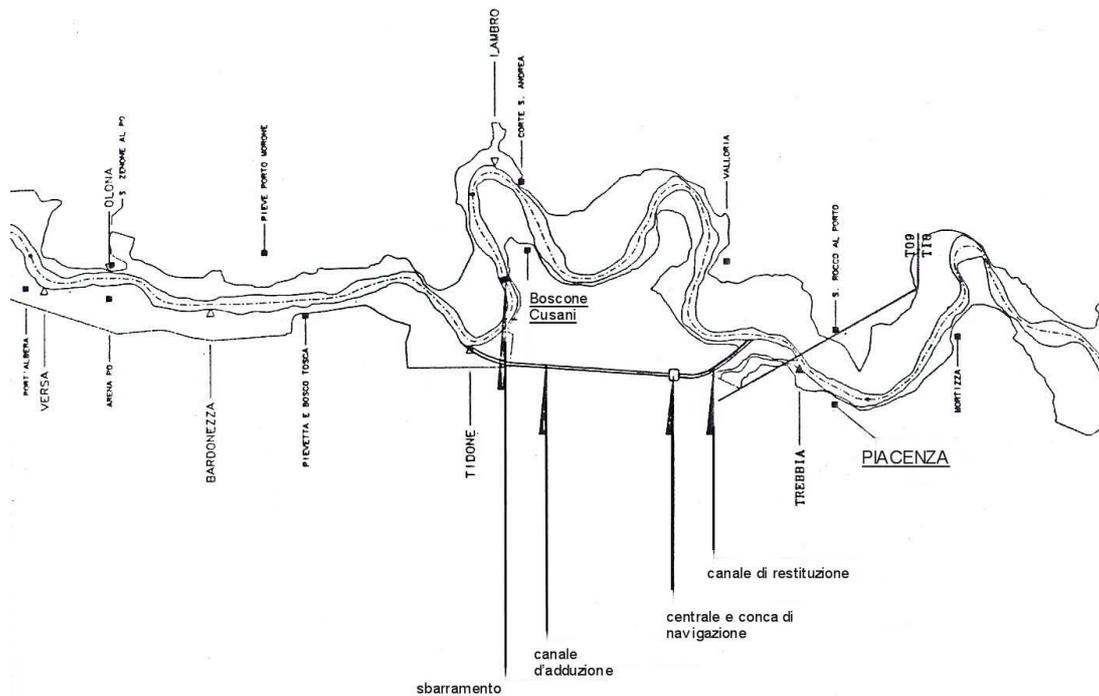


Figura – Sbarramento di Boscone Cusani

TRONCO VII: Isola Serafini – Gussola

Tratto dalla progressiva 365,0 km alla progressiva 414,9 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 49,9 km

Caratteristiche dello sbarramento di Isola Pescaroli:

- Larghezza: 250 m
- Livello di ritenuta: 32,5 m
- Canale derivato in sponda sinistra di lunghezza 18,1 km
- Portata massima derivabile: 1200 m³/s

Centrale idroelettrica di Gussola:

- Portate turbinabili: 170-1200 m³/s
- Salti utili: 6,1-10,0 m

Conca di navigazione di Gussola:

- Dimensioni: 200 m x 12 m
- Dislivello: 10,0 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 94,7 MW, producibilità di 477 GWh
- Navigazione: via navigabile di 45,6 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 52.000.000 m³

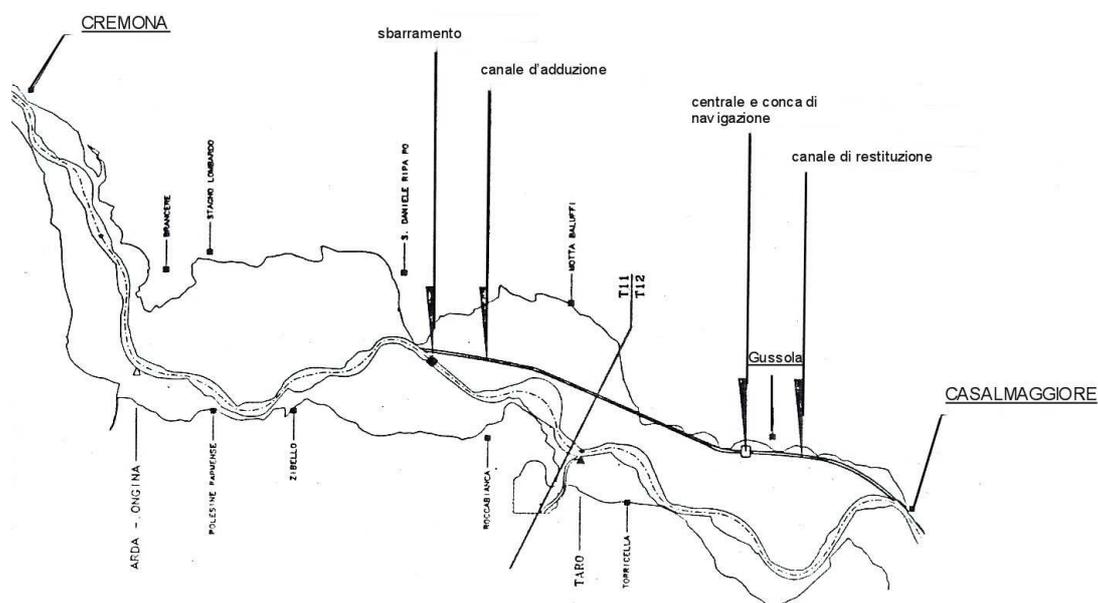


Figura – Sbarramento di Isola Pescaroli

TRONCO VIII : Gussola – Cizzolo

Tratto dalla progressiva 414,9 km alla progressiva 450,5 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 35,6 km

Caratteristiche dello sbarramento di Dosolo:

- Larghezza: 290 m
- Livello di ritenuta: 21,7 m
- Canale derivato in sponda sinistra di lunghezza 7,4 km
- Portata massima derivabile: 1200 m³/s

Centrale idroelettrica di Cizzolo:

- Portate turbinabili: 190-1200 m³/s
- Salti utili: 1,2-6,6 m

Conca di navigazione di Cizzolo:

- Dimensioni: 200 m x 12 m
- Dislivello: 6,6 m

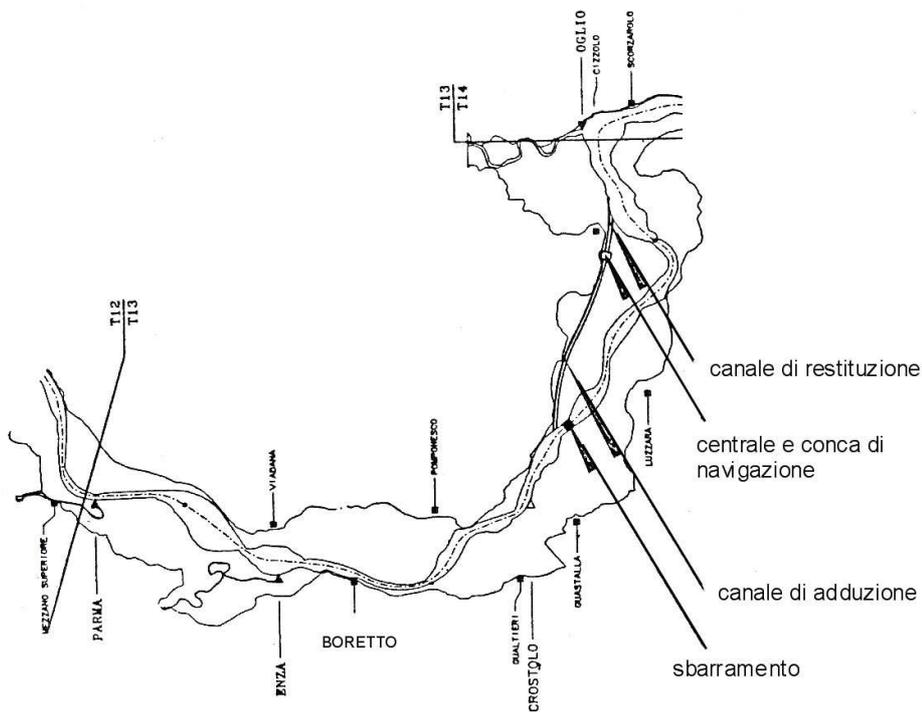


Figura – Sbarramento di Dosolo

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 44,1 MW, producibilità di 243 GWh
- Navigazione: via navigabile di 34,3 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 45.000.000 m³

TRONCO IX : Cizzolo – Serravalle Po

Tratto dalla progressiva 450,5 km alla progressiva 496,2 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 45,7 km

Caratteristiche dello sbarramento di Quingentole:

- Larghezza: 350 m
- Livello di ritenuta: 14,0 m
- Canale derivato in sponda sinistra di lunghezza 7,4 km
- Portata massima derivabile: 1140 m³/s

Centrale idroelettrica di Serravalle:

- Portate turbinabili: 200-1140 m³/s
- Salti utili: 1,6-4,9 m

Conca di navigazione di Serravalle:

- Dimensioni: 200 m x 12 m
- Dislivello: 4,9 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 30,4 MW, producibilità di 151 GWh
- Navigazione: via navigabile di 45,3 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 45.000.000 m³

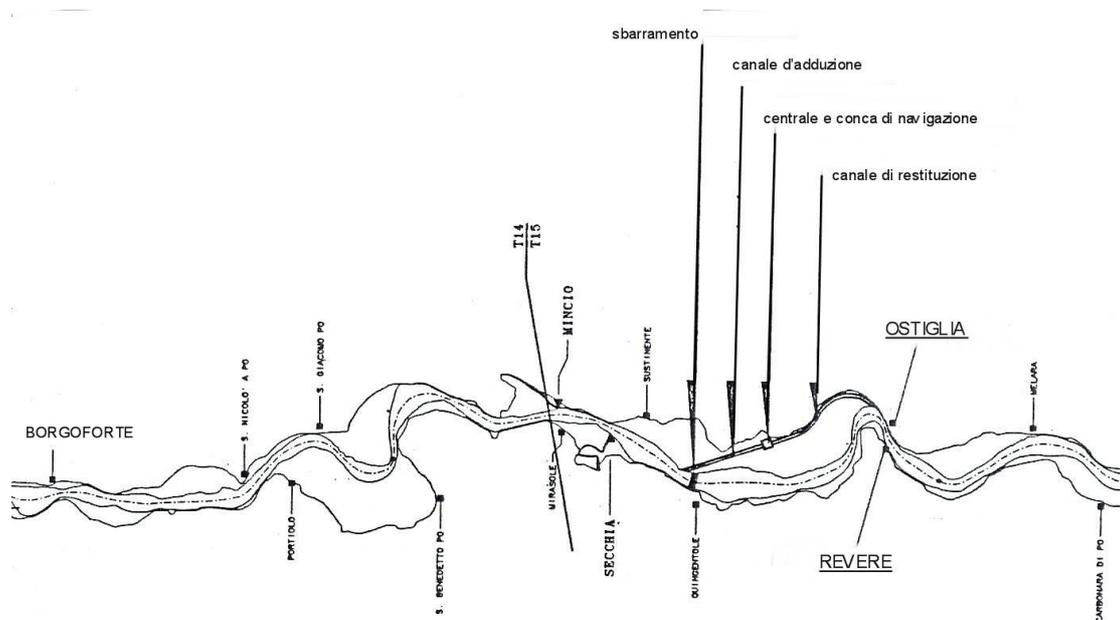


Figura – Sbarramento di Quingentole

TRONCO X : Serravalle Po – Sabbioni

Tratto dalla progressiva 496,2 km alla progressiva 558,8 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 62,6 km

Caratteristiche dello sbarramento di Sabbioni:

- Larghezza: 410 m
- Livello di ritenuta: 7,95 m

Centrale idroelettrica di Sabbioni:

- Portate turbinabili: 480-1200 m³/s
- Salti utili: 2,2-6,6 m

Conca di navigazione di Sabbioni:

- Dimensioni: 200 m x 12 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 52,8 MW, producibilità di 313 GWh
- Navigazione: via navigabile di 62,6 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 75.000.000 m³

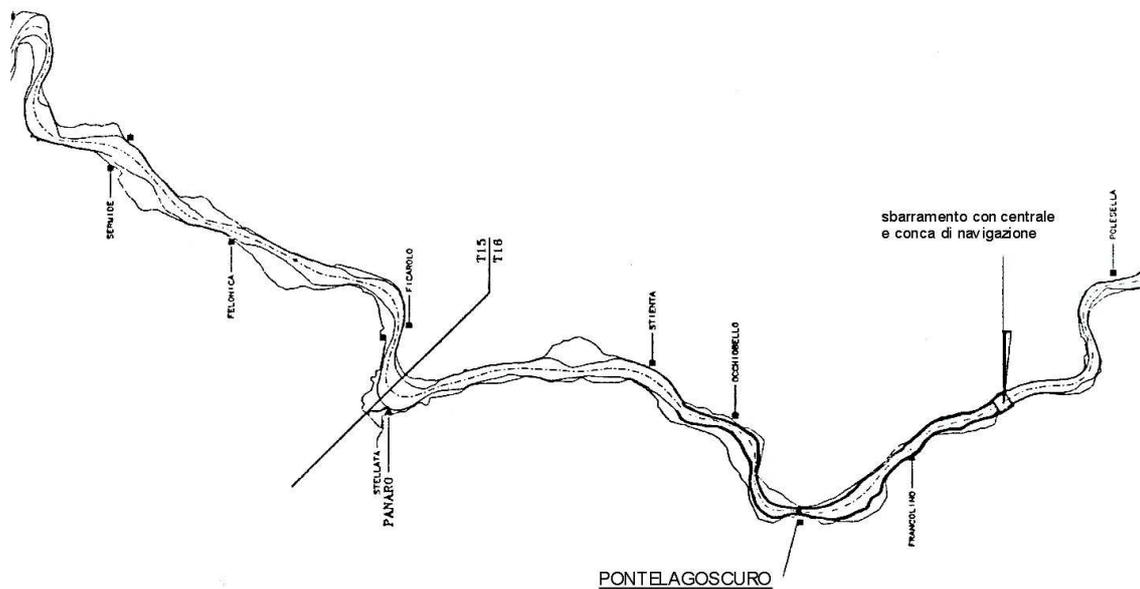


Figura – Sbarramento di Sabbioni

TRONCO XI : Sabbioni – mare

In questo tratto d'asta non furono considerati lavori diversi da quelli disposti dagli enti che si occupano del delta del Po ma fu prevista comunque la necessità di realizzare delle installazioni per la regolazione delle portate e dei livelli alla foce dei rami secondari del Po.

Come già accennato, va osservato che i vincoli presenti nel sesto e undicesimo tronco condizionano qualsiasi soluzione progettuale ipotizzabile, per cui lo studio di schemi alternativi rischia di produrre solo benefici locali e non complessivi.

Peraltro la scelta fra la bacinizzazione diretta sull'asta fluviale e quella indiretta su canale derivato fu dettata, oltre che da considerazioni topografiche, dalla questione della sicurezza idraulica e dall'ipotizzabile economicità della futura gestione.

2.2 Secondo schema di interventi per l'utilizzo delle risorse idriche

Il secondo schema di interventi accolse per la quasi totalità le osservazioni fornite dai tecnici del Comitato e da altri esperti, per cui rappresentò una rielaborazione completa del precedente, con un'impostazione generale sostanzialmente diversa che pose in primo piano il tema della sicurezza idraulica. Lo schema preliminare del 1981, infatti, partiva dall'assunzione di alcuni presupposti di base che conducevano a risultati esposti all'insorgere di alcune perplessità. In particolare voleva essere salvaguardata l'esigenza di garantire in ogni situazione un fondale minimo di 3 m per la navigazione, prevalentemente grazie al rigurgito prodotto dagli sbarramenti senza incidere sul fondo alveo con interventi di dragaggio. Inoltre era prevista la possibilità di mantenere per lunghi tratti d'alveo livelli permanenti fino a 4 m al di sopra del piano di campagna, nonché quella di affiancare all'alveo canali derivati per uso idroelettrico e di navigazione. I problemi che tali imposizioni generavano erano, ad esempio, la sicurezza idraulica degli argini maestri e di golena nei tratti in cui i livelli permanenti erano particolarmente elevati o la carenza d'acqua, nei periodi di magra, nei tronchi d'alveo sottesi dai canali derivati con conseguenze negative sull'impatto ambientale; inoltre la riduzione della possibilità di utilizzazione delle golene durante grandi eventi di piena per l'ingombro rappresentato dai canali derivati e dalle infrastrutture connesse, la questione delle falde nelle zone rivierasche ed il problema del trasporto solido al delta. Aldilà della possibilità di prevedere soluzioni tecniche per far fronte ai problemi sopra citati, restava da definire l'aspetto economico ovvero l'analisi costi-benefici.

In questa nuova schematizzazione la priorità, come accennato, fu attribuita all'aspetto della sicurezza idraulica ed alla valutazione, quindi, della compatibilità degli interventi con essa. La principale conseguenza fu la decisione di procedere con la bacinizzazione del solo alveo inciso senza canali derivati e mantenendo i livelli permanenti quasi totalmente al di sotto del piano di campagna. Quest'ultimo, sia in

riferimento alle golene che all'esterno degli argini maestri, risultò molto più condizionante, in particolare per l'andamento delle falde. Inoltre le confluenze degli affluenti e le derivazioni delle utenze irrigue come le immissioni dei comprensori di bonifica, avrebbero subito modifiche sensibilmente minori per la differente ubicazione delle traverse e per i minori livelli dei profili di bacinizzazione.

In questa seconda soluzione, gli estremi dell'asta interessata dalla bacinizzazione individuavano un tratto d'alveo leggermente inferiore rispetto alla precedente versione, per un totale di 418,4 km dalla progressiva 222,1 km, corrispondente sostanzialmente alla foce del Tanaro ed il mare. Lo schema planimetrico delle sistemazioni non prevedeva, come segnalato, canali derivati ma si scelse univocamente la soluzione di un unico manufatto comprensivo della traversa fluviale, della conca di navigazione e della centrale idroelettrica con le relative infrastrutture. Per quanto riguarda gli schemi altimetrici, furono esaminate diverse possibilità a partire dalla cartografia quotata, da foto aeree, dai risultati dell'indagine geotecnica e da sopralluoghi, tutto allo scopo di definire le sezioni e le quote di ritenuta degli sbarramenti. Attraverso il modello matematico di simulazione del comportamento idraulico si tracciarono, quindi, i profili di rigurgito in diverse condizioni di portata relative a durate caratteristiche.

Ovviamente gli interventi di bacinizzazione determinano delle modificazioni della geometria dell'alveo come la variazione delle sezioni naturali sia in corrispondenza dello sbarramento che nei tronchi a monte e a valle di quest'ultimo per effetto delle regolarizzazioni e delle profilature; inoltre gli interventi di rivestimento delle sponde e le modificazioni del fondo producono variazioni di scabrezza e delle pendenze del fondo alveo. Per questo secondo schema di interventi fu allora previsto il tracciamento sia dei profili calcolati in riferimento alla geometria d'alveo invariata, con la sola imposizione delle quote stabilite a monte degli sbarramenti, sia di quelli calcolati, invece, inserendo le nuove sezioni e pendenze. Fu quindi verificata la compatibilità dei precedenti profili con il presupposto di partenza di mantenere i livelli permanenti al di sotto del piano di campagna e con l'esigenza, comunque, di disporre, a valle degli sbarramenti, di fondali

prossimi a 3 m per la navigazione. In realtà, in riferimento a quest'ultimo aspetto, vennero ritenuti ammissibili, per limitati tratti d'asta, fondali di 2.2-2.5 m ovvero in tali zone si pensò di procedere con interventi di dragaggio e profilatura dell'alveo di magra, piuttosto che prevedere un aumento del numero di sbarramenti. Un'ulteriore verifica fu fatta relativamente all'influenza dei profili sul grado delle utilizzazioni. Il numero di salti previsto si attestò, anche in questo caso, su 10 compreso quello esistente di Isola Serafini, di cui 5 a monte e 4 a valle di quest'ultimo, sostanzialmente dalla foce del Tanaro a quella del Panaro. Altre osservazioni riguardano il fatto che, come già accennato, in questo schema non fu prevista la possibilità di esondazioni permanenti in aree golenali, né l'interessamento di terreni privati se non per piccoli tratti per l'accesso agli sbarramenti.

Per quanto riguarda le valutazioni in merito alla sicurezza idraulica, a livello di studio di fattibilità, fu ritenuto sufficiente verificare l'effetto delle traverse in alveo attraverso un modello matematico di simulazione idraulica, sostituendo alle sezioni naturali dell'alveo quelle artificiali degli sbarramenti. Le verifiche furono previste per tutte le condizioni idrauliche possibili; particolarmente rilevanti si ritennero quelle di normale deflusso della portata di massima piena con corretto funzionamento delle traverse e a paratoie totalmente aperte, con il solo ingombro delle strutture fisse permanenti e quelle di deflusso della portata di massima piena in condizioni accidentali, quali il blocco di una o più paratoie su uno o più sbarramenti contemporaneamente. Questa seconda disposizione delle traverse manteneva il vantaggio di avere l'immissione degli affluenti per lo più a valle degli sbarramenti, cioè in corrispondenza di livelli idrometrici che non creassero ostacolo al deflusso delle loro portate. Il principio, inoltre, secondo cui occorre mantenere l'inviluppo dei profili di bacinizzazione sotto al piano campagna, produceva il risultato del non interessamento degli argini maestri da livelli idrometrici permanenti. In realtà si verificò che per limitati tratti d'alveo si potevano avere argini golenali interessati da altezze idriche intorno al mezzo metro. A maggior garanzia di sicurezza si pensò, allora, di procedere con interventi di impermeabilizzazione e consolidamento.

La possibilità di gestire l'assetto idraulico dell'asta principale ed in particolare il profilo superiore della corrente poteva essere analizzata attraverso il modello matematico idraulico di simulazione ed, in realtà, veniva già confermata dalle esperienze straniere a riguardo. Queste, come descritto anche per lo schema preliminare, erano basate sull'introduzione di idrometri opportunamente distribuiti e di telecomandi per la regolazione delle paratoie delle traverse fluviali. Questa soluzione avrebbe consentito la gestione dell'inviluppo con una tolleranza di 5 cm per 250-300 giorni all'anno, di 10 cm per 50-70 giorni all'anno, mentre non sarebbe valso alcun intervento per circa 10-45 giorni all'anno, ovvero per le piene per le quali la presenza dello sbarramento risulta ininfluenza.

Per quanto riguarda le falde freatiche delle zone rivierasche, anche in questo secondo caso furono previsti, ai lati del corso d'acqua naturale, canali di drenaggio per la stabilizzazione dei livelli. Vantaggio di questa seconda soluzione fu l'assenza di canali derivati paralleli al corso d'acqua; in effetti essi avrebbero sotteso tronchi d'alveo con portate ridotte, per cui sarebbero stati necessari dei canali di alimentazione delle falde depresse.

Di seguito verrà presentato lo schema definitivo di bacinizzazione proposto nel Piano SIMPO, che prevedeva, come già ricordato, degli sbarramenti unici in alveo inciso, senza canali derivati laterali; le traverse ipotizzate erano di tipo tradizionale, analoghe a quella esistente di Isola Serafini. Anche in questo caso i tronchi di suddivisione dell'asta erano undici e precisamente:

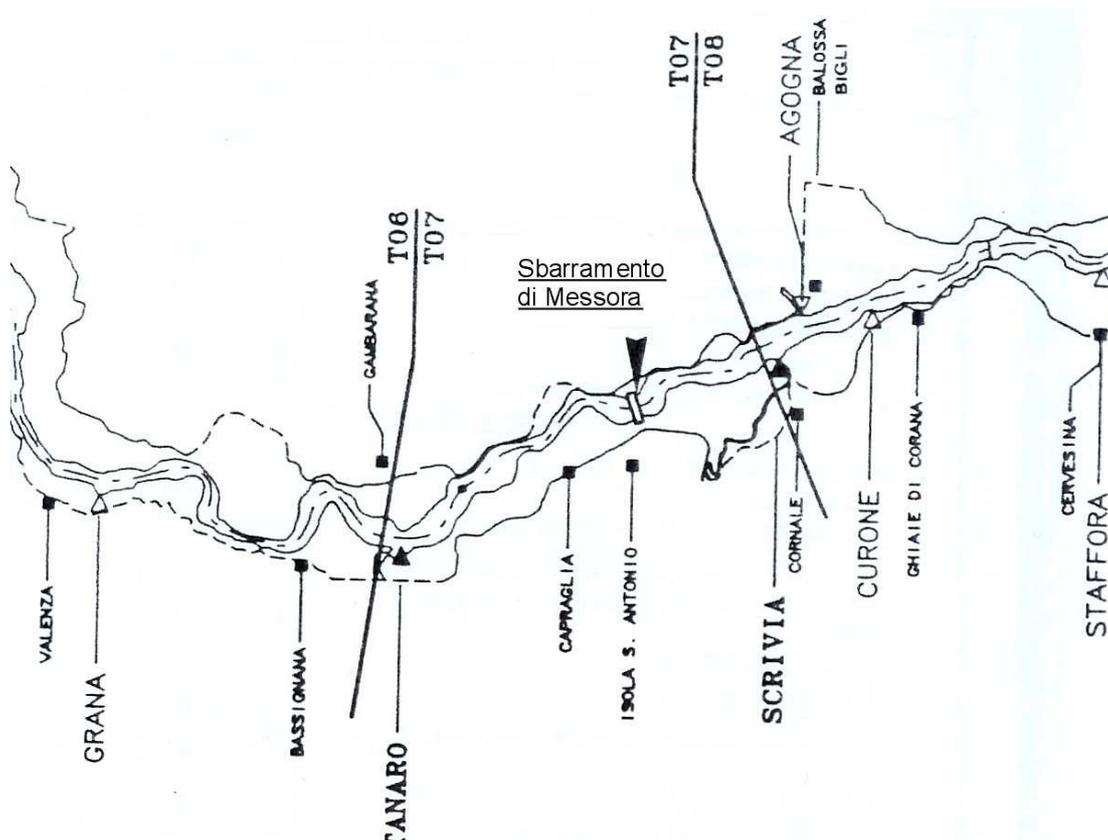
- tronco I : Foce Tanaro – Messora
- tronco II: Messora – Ghiaie di Corana
- tronco III: Ghiaie di Corana – Rea
- tronco IV: Rea – Pieve Porto Morone
- tronco V: Pieve Porto Morone – Piacenza Puglia
- tronco VI: Piacenza Puglia – Isola Serafini
- tronco VII: Isola Serafini – Roccabianca
- tronco VIII: Roccabianca – Correggioverde
- tronco IX: Correggioverde – Camatta
- tronco X: Camatta – Ficarolo
- tronco XI: Ficarolo – Mare

Verrà riportata, per ogni tronco, la descrizione principale delle opere previste e dei supposti effetti di carattere ambientale.

TRONCO I: Foce Tanaro – Messora

Tratto dalla progressiva 222,1 km alla progressiva 231,8 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 9,7 km



Caratteristiche dello sbarramento di Messora:

- Larghezza: 272 m
- Altezza di ritenuta: 8,5 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 140-600 m³/s
- Salti utili: 2,37-5,02 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 5,02 m

Utilizzazioni:

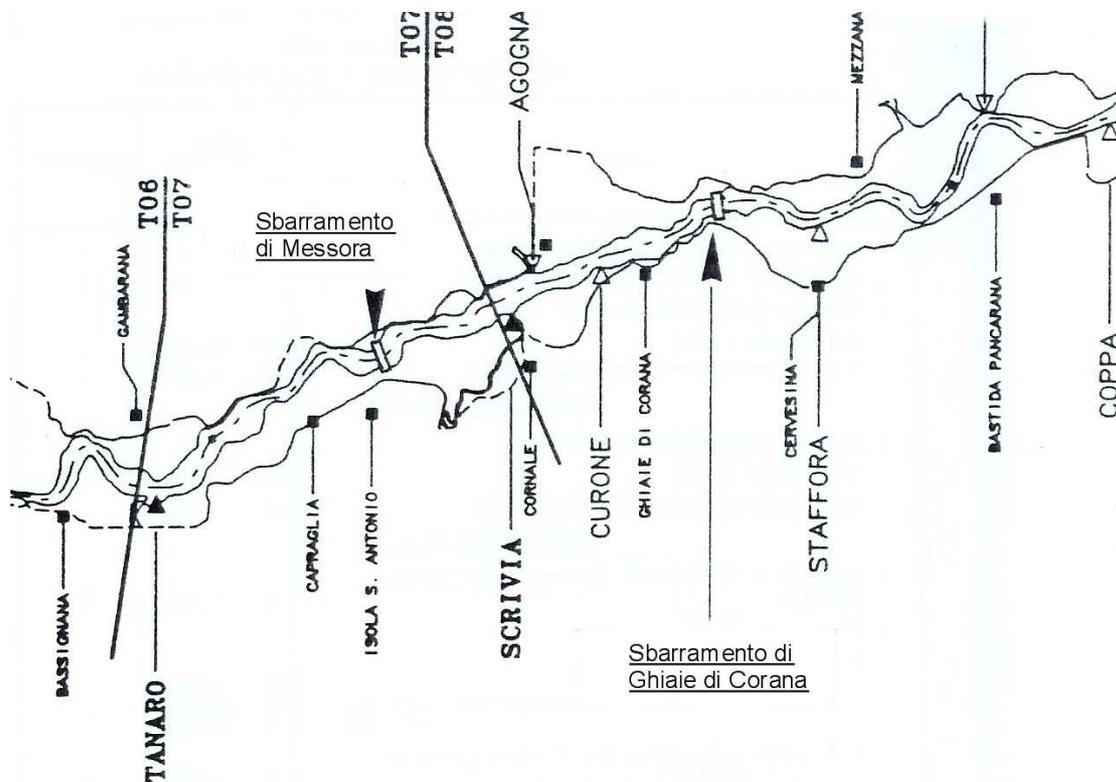
- Energia: potenza installata di 19,7 MW, producibilità di 111 GWh
- Navigazione: via navigabile di 9,7 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 16.100.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 9,7 km tra le province di Pavia e di Alessandria ed in particolare fra il ponte di Gerola e la statale 211. Lo sbarramento era previsto a 3,6 km a monte della confluenza con lo Scrivia. Sotto il profilo geotecnico il tratto è caratterizzato da terreni granulari ricoperti da uno strato di materiale limo-argilloso che rende consigliabile l'adozione di fondazioni profonde fino a 25 m. La stabilità idraulica veniva garantita dalla realizzazione di diaframmi profondi circa 20 m, mentre la stabilità degli argini non era messa in discussione perché essi non sarebbero stati interessati da livelli idrometrici artificiali. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 67 m s.l.m. e paratoie piane di 7 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 240 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 74 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 10 giorni, valutate in 1420 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 2,4 m. Per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute per limitare l'innalzamento dei livelli e consentire il trasporto del materiale solido. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,5 m a foce Tanaro fino a 6 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 10 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 3,1 m.

TRONCO II : MESSORA – Ghiaie di Corana

Tratto dalla progressiva 231,8 km alla progressiva 242,3 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 10,5 km



Caratteristiche dello sbarramento di Ghiaie di Corana:

- Larghezza: 340 m
- Altezza di ritenuta: 9,0 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 160-600 m³/s
- Salti utili: 2,95-5,74 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 5,74 m

Utilizzazioni:

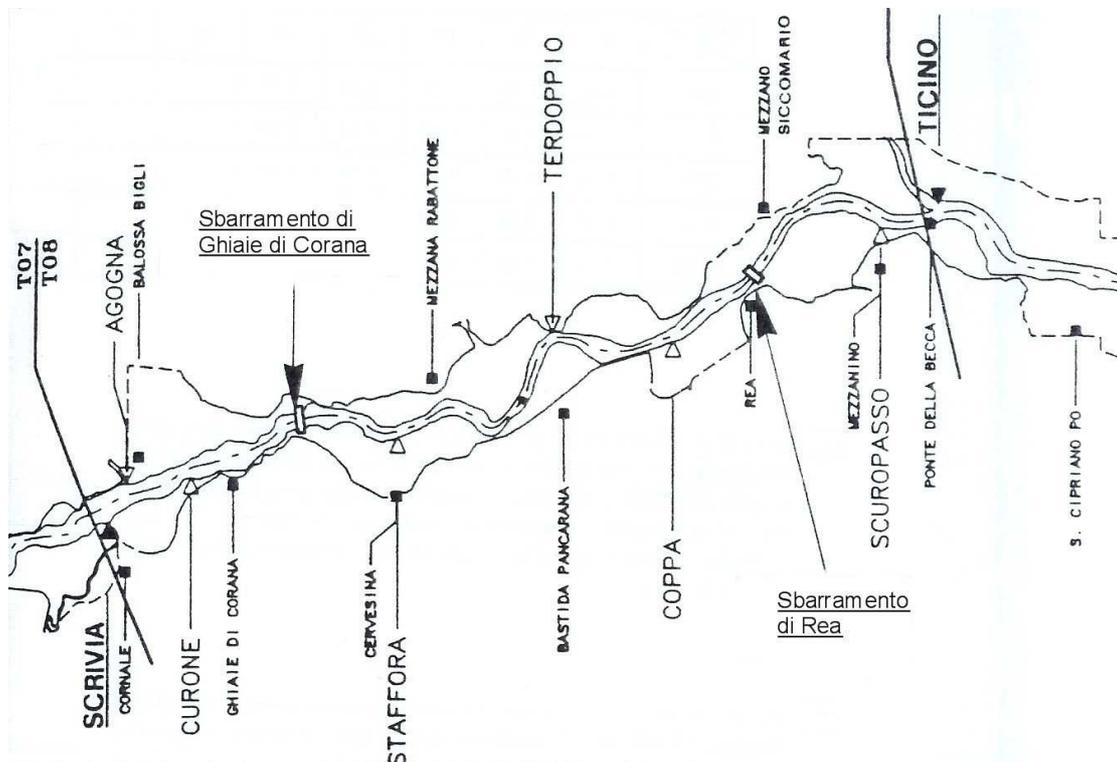
- Energia: potenza installata di 23 MW, producibilità di 137,7 GWh
- Navigazione: via navigabile di 10,5 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 21.900.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 10,5 km tra le province di Pavia e di Alessandria. Lo sbarramento era previsto a 3 km a monte del torrente Staffora e a 0,5 km a valle del ponte dell'A7. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni del tronco precedente e, anche in questo caso, la stabilità degli argini non veniva messa in discussione perché essi non sarebbero stati interessati da livelli idrometrici artificiali. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 60 m s.l.m. e paratoie piane di 8,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 360 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 68,5 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 10 giorni, valutate in 1540 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 3 m. Per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute per limitare l'innalzamento dei livelli e consentire il trasporto del materiale solido. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,8 m a Messora fino a 6 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 10 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 3,2 m.

TRONCO III : Ghiaie di Corana – Rea

Tratto dalla progressiva 242,3 km alla progressiva 259 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 16,7 km



Caratteristiche dello sbarramento di Rea:

- Larghezza: 306,0 m
- Altezza di ritenuta: 8,5 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 160-600 m³/s
- Salti utili: 2,04-5,09 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 5,09 m

Utilizzazioni:

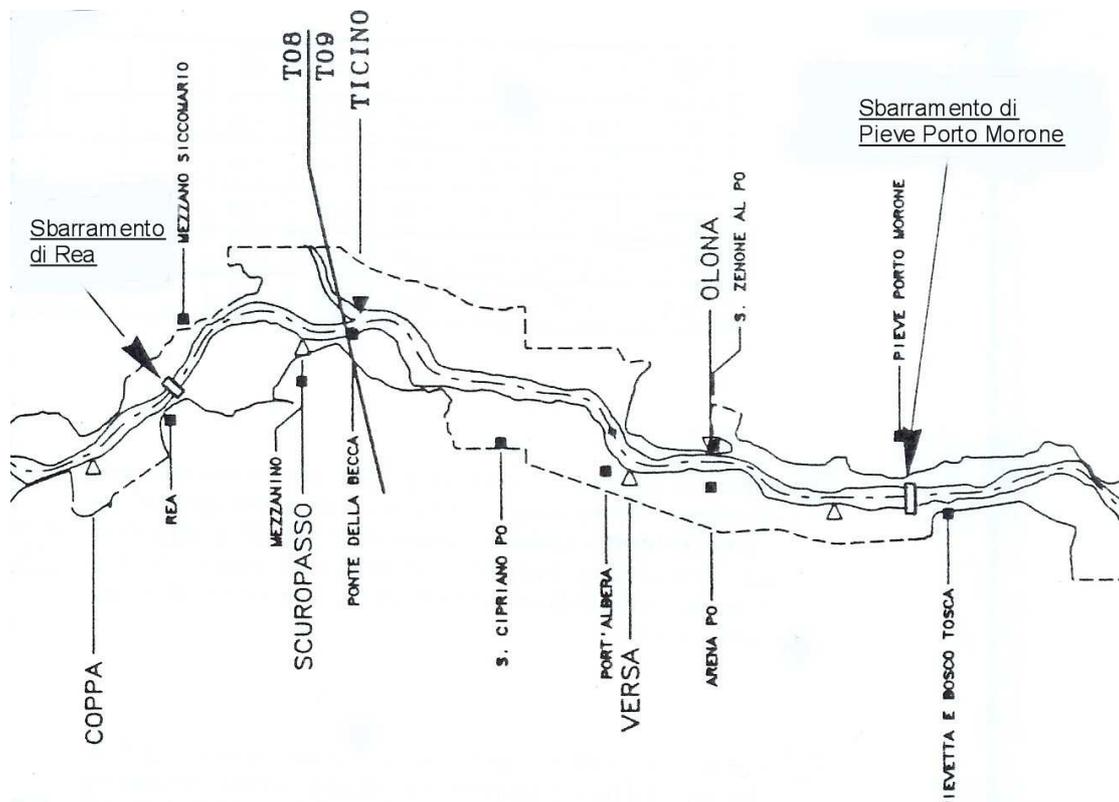
- Energia: potenza installata di 20,1 MW, producibilità di 121,7 GWh
- Navigazione: via navigabile di 16,7 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 18.300.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 16,7 km in provincia di Pavia. Lo sbarramento era previsto a 7,4 km a monte della foce del Ticino. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni dei tratti precedenti e la stabilità degli argini non presenta problemi dovuti alla variazione dei livelli prodotta dalla bacinizzazione. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 53,5 m s.l.m. e paratoie piane di 7,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 270 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 61 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 10 giorni, valutate in 1540 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 2,05 m. Per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute per limitare l'innalzamento dei livelli e consentire il trasporto del materiale solido. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,9 m a foce Staffora fino a 5,8 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 10 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 2,3 m.

TRONCO IV : Rea – Pieve Porto Morone

Tratto dalla progressiva 259,0 km alla progressiva 284,3 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 25,3 km



Caratteristiche dello sbarramento di Rea:

- Larghezza: 340,0 m
- Altezza di ritenuta: 8,5 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 280-900 m³/s
- Salti utili: 1,40-4,99 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 4,89 m

Utilizzazioni:

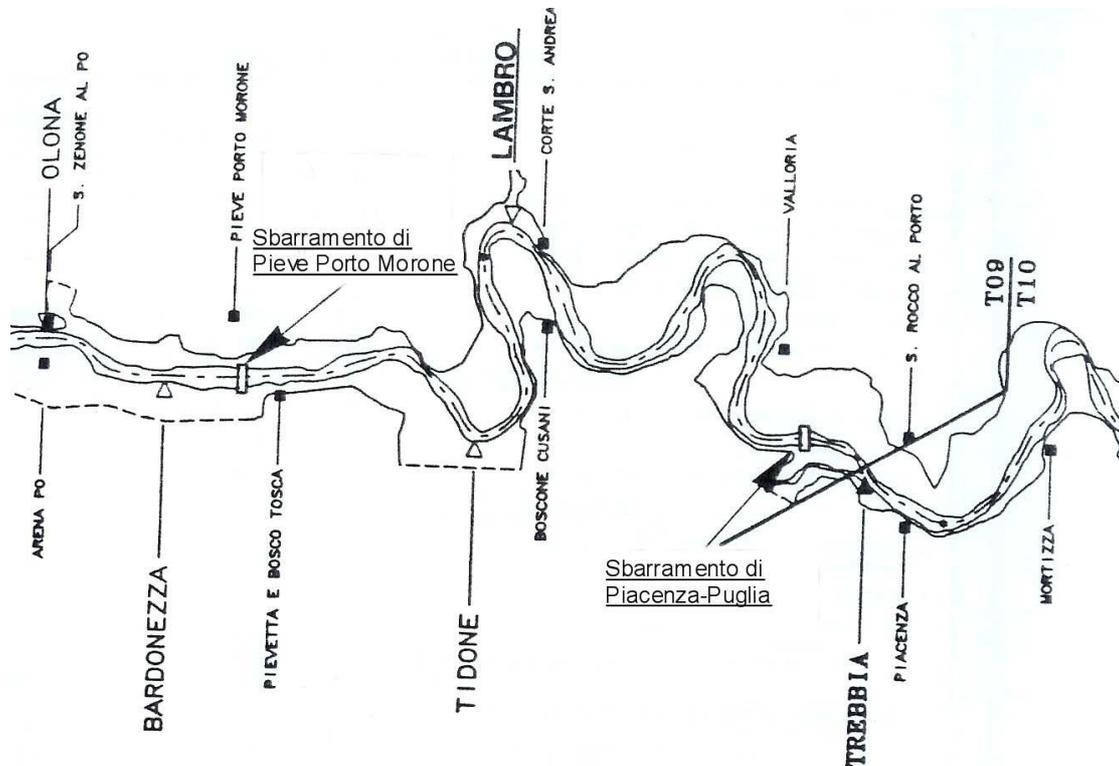
- Energia: potenza installata di 29,5 MW, producibilità di 170,3 GWh
- Navigazione: via navigabile di 25,3 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 28.500.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 25,3 km fra le province di Pavia e di Piacenza. Lo sbarramento era previsto immediatamente a valle dell'immissione del Rio Carona e prossimo al ponte della SS 412. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni dei tratti precedenti e la stabilità degli argini non presenta problemi dovuti alla variazione dei livelli prodotta dalla bacinizzazione. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 48,0 m s.l.m. e paratoie piane di 7,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 300 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 55,5 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 30 giorni, valutate in 1930 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 2,2 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,5 m in prossimità di Rea fino a 5,4 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 30 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 2,2 m.

TRONCO V : Pieve Porto Morone – Piacenza Puglia

Tratto dalla progressiva 284,3 km alla progressiva 319,4 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 35,1 km



Caratteristiche dello sbarramento di Piacenza Puglia:

- Larghezza: 340,0 m
- Altezza di ritenuta: 9,0 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 280-900 m³/s
- Salti utili: 2,05-5,43 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 5,43 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 33,5 MW, producibilità di 193,2 GWh
- Navigazione: via navigabile di 35,1 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 35.900.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 35,1 km fra le province di Pavia, Piacenza e Milano. Lo sbarramento era previsto 3 km a monte della foce del Trebbia. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni dei tratti precedenti e la stabilità degli argini non presenta problemi dovuti alla variazione dei livelli prodotta dalla bacinizzazione. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 40,5 m s.l.m. e paratoie piane di 8,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 300 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 49,0 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 30 giorni, valutate in 1930 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 2,4 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,8 m in prossimità di foce Tidone fino a 6,1 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 30 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 2,3 m.

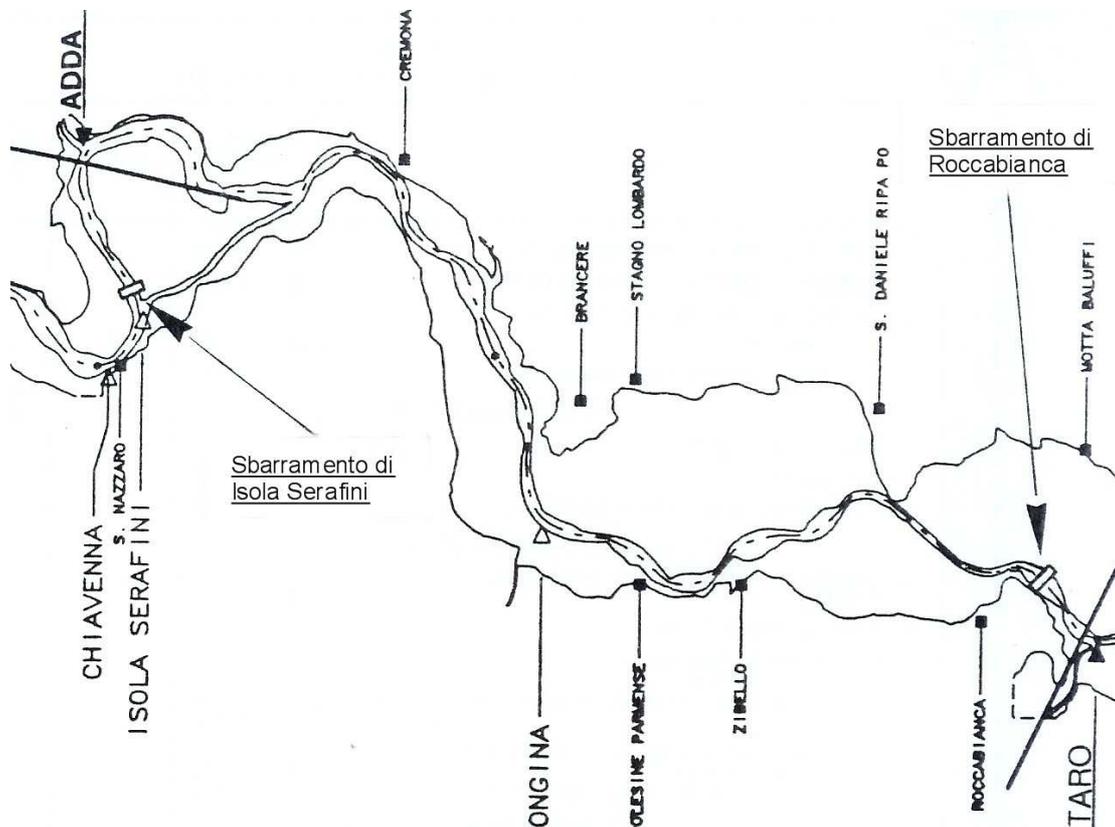
TRONCO VI: Piacenza Puglia – Isola Serafini

Si ricorda che in questo tratto d'asta esiste già lo sbarramento di Isola Serafini con centrale e conca di navigazione. Questo fatto condiziona sensibilmente la disposizione delle schema di bacinizzazione adottabile.

TRONCO VII: Isola Serafini – Roccabianca

Tratto dalla progressiva 352,7 km alla progressiva 398,7 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 46,0 km



Caratteristiche dello sbarramento di Rea:

- Larghezza: 374,0 m
- Altezza di ritenuta: 8,5 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 380-1200 m³/s
- Salti utili: 1,92-5,47 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 5,47 m

Utilizzazioni:

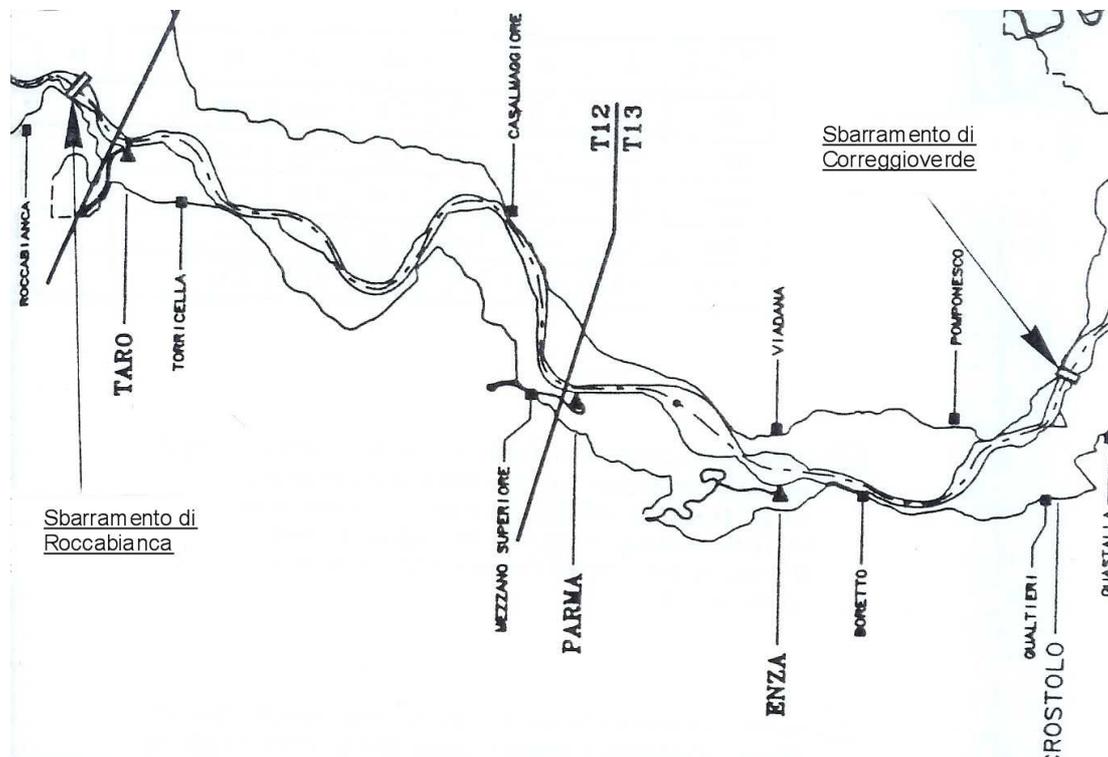
- Energia: potenza installata di 52,1 MW, producibilità di 268,7 GWh
- Navigazione: via navigabile di 46,0 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 37.200.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 46,0 km fra le province di Piacenza, Milano, Cremona e Parma. Lo sbarramento era previsto a 1,3 km a monte della foce del Taro. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni dei tratti precedenti e la stabilità degli argini non presenta problemi dovuti alla variazione dei livelli prodotta dalla bacinizzazione. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 22,25 m s.l.m. e paratoie piane di 8,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 240 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 30,75 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 30 giorni, valutate in 2500 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 2,4 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0 m in prossimità della foce dell'Adda fino a 6,3 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 30 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 2,0 m.

TRONCO VIII: Roccabianca – Correggioverde

Tratto dalla progressiva 398,7 km alla progressiva 438,3 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 39,6 km



Caratteristiche dello sbarramento di Correggioverde:

- Larghezza: 374,0 m
- Altezza di ritenuta: 8,5 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 400-1200 m³/s
- Salti utili: 1,21-5,51 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 4,70 m

Utilizzazioni:

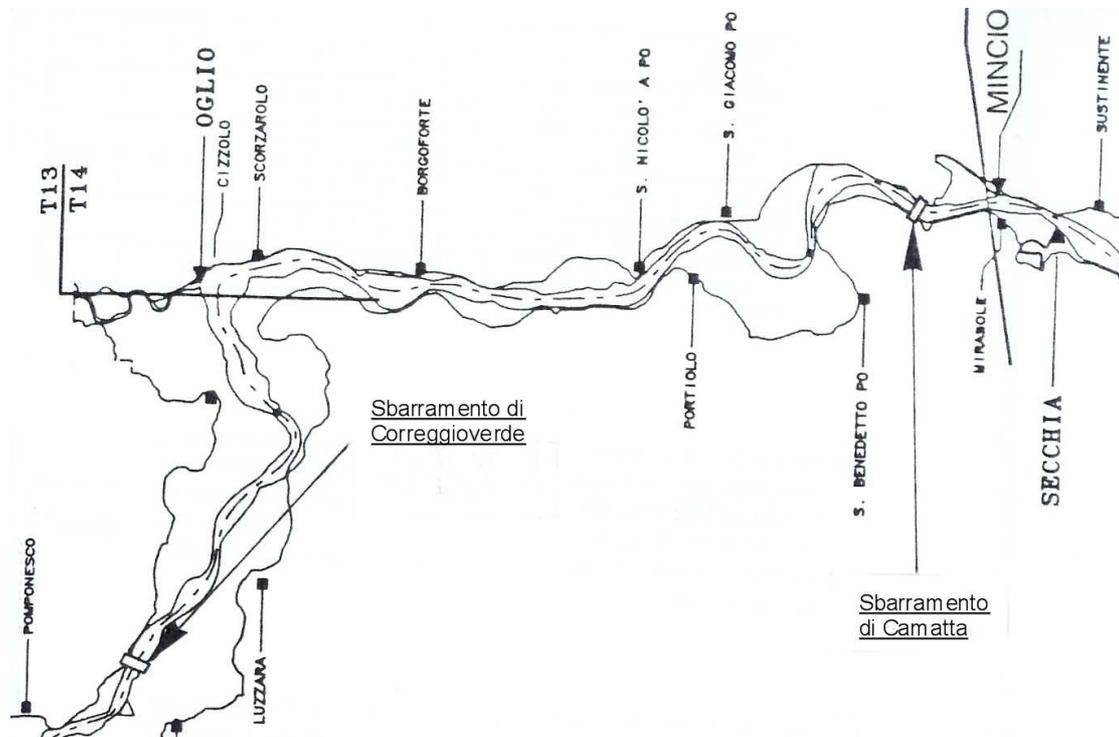
- Energia: potenza installata di 40,1 MW, producibilità di 208,5 GWh
- Navigazione: via navigabile di 39,6 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 40.500.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 39,6 km fra le province di Mantova, Cremona, Reggio e Parma. Lo sbarramento era previsto a 0,9 km a monte di foce Crostolo. Sotto il profilo geotecnico lungo tutto il tratto prevalgono alternanze di terreni coesivi e sabbie poco addensate che rendono consigliabile l'adozione di fondazioni profonde costituite da pali o pannelli di diaframma in calcestruzzo fino a 35 m. Le sabbie poco addensate richiedono, inoltre, la realizzazione di uno schermo di tenuta fino ad almeno 20 m di profondità in corrispondenza dello sbarramento. Per gli argini non si prevedeva invece, nessun problema dovuto all'interessamento dai livelli idrici artificiali. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 14,7 m s.l.m. e paratoie piane di 8,0 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 270 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 22,7 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 60 giorni, valutate in 1870 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 1 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0 m in prossimità della foce del Taro fino a 5,5 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 60 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 2,1 m.

TRONCO IX : Correggioverde – Camatta

Tratto dalla progressiva 438,3 km alla progressiva 480,2 km

Lunghezza dell'asta fluviale interessata: 41,9 km



Caratteristiche dello sbarramento di Camatta:

- Larghezza: 272,0 m
- Altezza di ritenuta: 12,0 m

Centrale idroelettrica:

- Portate turbinabili: 440-1200 m³/s
- Salti utili: 1,40-4,03 m

Conca di navigazione:

- Dimensioni: 200 m x 12,5 m
- Dislivello: 4,03 m

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 40,1 MW, producibilità di 208,5 GWh
- Navigazione: via navigabile di 41,9 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 29.000.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 41,9 km fra le province di Mantova e Reggio. Lo sbarramento era previsto a 2,8 km a monte di foce Mincio. Sotto il profilo geotecnico valgono le considerazioni del tratto precedente mentre per gli argini non si prevedeva nessun problema di tenuta idraulica dovuto all'interessamento dai livelli idrici artificiali. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 9,3 m s.l.m. e paratoie piane di 6,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 300 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 15,8 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata compresa fra 30 e 60 giorni, valutate in 2400 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 1 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0,1 m in prossimità di foce Crostolo fino a 5,0 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 60 giorni all'anno, valutate in 2050 m³/s, fu previsto un incremento massimo di 1 m.

Utilizzazioni:

- Energia: potenza installata di 23,9 MW, producibilità di 120,7 GWh
- Navigazione: via navigabile di 49,9 km, fondali minimi di 3,0 m
- Agricoltura: riserva idrica in condizioni di magra di 31.600.000 m³

L'intervento in progetto riguardava una lunghezza d'asta di 49,9 km fra le province di Mantova e Rovigo. Lo sbarramento era previsto a 2,4 km a monte dell'immissione del fiume Panaro. Sotto il profilo geotecnico è possibile la presenza di potenti strati di terreni coesivi teneri, tali da richiedere fondazioni su pali di notevole altezza, fino a 40-45 m. Per quanto riguarda gli argini non si prevedeva nessun problema di tenuta idraulica dovuto all'interessamento dai livelli idrici artificiali che, comunque, si manterrebbero sotto la quota dell'unghia dell'argine senza produrre, in tal modo, fenomeni di sifonamento. Lo sbarramento prevedeva una soglia fissa a 1,7 m s.l.m. e paratoie piane di 6,5 m d'altezza. La luce libera avrebbe raggiunto i 210 m in modo che, in condizioni di normal funzionamento, il livello del pelo libero a monte risultasse di 8,2 m s.l.m. Tale livello sarebbe stato mantenuto artificialmente fino a portate di durata 91 giorni, valutate in 1770 m³/s, in caso di dislivello fra monte e valle ridotto a circa 1 m; per le portate superiori le paratoie sarebbero state completamente abbattute. Gli incrementi di livello furono valutati in 0 m alla foce del Mincio fino a 3,9 m vicino allo sbarramento, per portate di durata 355 giorni all'anno; per portate di durata 91 giorni all'anno fu previsto un incremento massimo di 1 m.

2.3 Considerazioni sull'ambito di ricerca in relazione al Piano SIMPO

Il Piano SIMPO nacque, quindi, con l'obiettivo di soddisfare complessivamente le richieste di risorsa idrica di diverso genere. In particolare il progetto degli sbarramenti venne basato su considerazioni in merito alle utilizzazioni agricole, idroelettriche e di navigazione.

Nell'ambito di questa ricerca, invece, risulta d'interesse ipotizzare solamente la collocazione di uno sbarramento per riserva d'acqua ad uso agricolo. L'obiettivo, infatti, è quello di valutare i benefici che possono derivare dall'introduzione di una traversa in alveo del Po, in termini di miglioramento della gestione della risorsa. Il fatto di non prendere specificatamente in esame la navigabilità, non esclude la necessità di prevedere che una parte del manufatto sarà interessata dalla conca di navigazione e che andranno garantiti dei fondali minimi. D'altra parte il concentrarsi sulle sole utilizzazioni irrigue, fa sì che per lo sbarramento di progetto siano sufficienti altezze minori di quelle previste nel Piano, utili per fini idroelettrici laddove è necessaria una certa prevalenza.

Di conseguenza le proposte del Piano SIMPO verranno valutate per l'individuazione innanzitutto delle possibili sezioni ove ipotizzare la collocazione di uno sbarramento. Prendendo a riferimento la seconda proposta di bacinizzazione del Piano, si considereranno le sezioni da Roccabianca verso valle ed eventualmente verranno aggiunte ad esse sezioni particolarmente favorevoli quali, ad esempio, una nei pressi di Casalmaggiore che rispecchia il criterio della sezione più ristretta. In effetti in questo contesto si vuole valutare l'effetto dell'inserimento di un unico sbarramento lungo l'asta del Po, per cui non necessariamente questo deve essere collocato in corrispondenza di uno di quelli previsti nel Piano SIMPO, definiti secondo valutazioni complessive di bacinizzazione.

Individuate alcune sezioni di riferimento si valuteranno le dimensioni che lo sbarramento deve avere. Per la larghezza si farà riferimento alle dimensioni individuate nel Piano e le si confronteranno con quelle

ricavabili da dati disponibili con l'ausilio del software Arc View; per le altezze, come accennato, si considereranno dimensioni minori di quelle previste dal SIMPO perché riferite al solo utilizzo irriguo.

L'analisi del Piano SIMPO risulta comunque particolarmente utile, oltre che per le ragioni precedenti, anche per la valutazione degli effetti che una proposta di bacinizzazione del Po può indurre e delle problematiche ad essa connesse. In effetti il progetto non fu mai realizzato perché rimasero sempre in sospeso questioni d'impatto ambientale, oltre che di natura economica. Certamente prevedere un complesso di sbarramenti di elevate dimensioni non può che indurre un'artificializzazione del corso d'acqua i cui effetti sono difficilmente valutabili a priori e in modo certo. Inoltre le elevate altezze degli sbarramenti esponevano il progetto a tutti quei problemi che si presentano ogni qualvolta ci si accosta a costruzioni idrauliche prossime a vere e proprie dighe.

In questo senso, la ricerca che si vuole condurre, non risente di questi problemi perché si ipotizzerà un unico sbarramento, eventualmente considerando più di un sito possibile, e con altezze non così considerevoli da prevedere particolari approfondimenti in ordine alla sicurezza e alla gestione. Tutti gli aspetti d'indagine riportati in questo capitolo, sono però fondamentali e meritano un approfondimento ogni qualvolta si vogliano affrontare progetti contraddistinti da tale rilevanza ed impatto.

CAPITOLO 3

ANALISI DEL REGIME DEI DEFLUSSI DEL FIUME PO

Per proporre delle ipotesi di miglioramento nella gestione della risorsa idrica attinente al corso d'acqua, occorre, innanzi tutto, indagare il regime annuale delle portate. In questo capitolo, dunque, ci si è proposto di caratterizzare il regime dei deflussi del Po, attraverso l'elaborazione di curve di durata caratteristiche delle sezioni di riferimento, con particolare attenzione alle portate di durata maggiore, ovvero alla delineazione del deflusso nei periodi di magra.

Il primo passo è stato quello di individuare e caratterizzare alcune sezioni del fiume per le quali si avessero a disposizione serie di dati di portata sufficientemente lunghe, tali da poter condurre un'analisi statistica volta ad individuare la tendenza dei deflussi nell'arco dell'anno. Di conseguenza si sono scelte sezioni d'alveo del Po in cui fossero presenti stazioni per le misurazioni di portata ed, in particolare, quelle della Becca, di Piacenza, Cremona, Boretto, Borgoforte e Pontelagoscuro.

La ricerca dei dati di portata negli annali idrologici ha evidenziato delle interruzioni nella registrazione delle misure o, quantomeno, nella loro trascrizione e pubblicazione; in altri termini, non tutte le sezioni citate godono di una serie continua di osservazioni che consenta di avvicinarsi ad una interpretazione più corretta del regime dei deflussi. Per questa ragione si è cercato di reperire il maggior numero di informazioni e di includervi, in particolar modo, quelle degli anni più recenti, caratterizzati da eventi di magra significativi rispetto all'intero secolo scorso. I minimi di portata registrati, infatti, nel 2003 e nel 2006 hanno pochi paragoni con quelli osservati nel corso del novecento. Proprio allo scopo di focalizzare l'attenzione sugli anni particolarmente critici dal punto di vista della quantità di risorsa idrica disponibile, si sono raccolti, per ogni anno d'osservazione e per ogni sezione, i valori di portata media giornaliera minimi annuali.

Questa prima analisi ha consentito l'individuazione, all'interno del campione, dei dati più rappresentativi delle condizioni di magra del fiume. Come già accennato, infatti, è importante includere, nelle serie di dati, i valori relativi agli anni particolarmente siccitosi.

La vera e propria analisi statistica è stata condotta, però, a partire dalle curve di durata delle portate che sono state raccolte per ogni sezione e per ogni anno d'osservazione. Da queste è possibile caratterizzare il deflusso annuale e le eventuali criticità, facendo riferimento all'intera serie di valori di portata media giornaliera registrati e non soltanto al valore minimo annuale; è facile intuire come, da tali curve, si possano ricavare molte più informazioni che da una semplice analisi dei minimi annuali. Partendo dalle curve di durata annuale si sono potute costruire delle curve caratteristiche che rappresentassero mediamente il comportamento dei deflussi in ogni sezione, relativamente al periodo d'osservazione. Ovviamente più il campione è numeroso più l'estrapolazione statistica ha la probabilità d'essere maggiormente aderente alla realtà; è comunque altresì vero che risulta fondamentale la rappresentatività del campione ovvero la sua capacità di rappresentare gli eventi estremi in rapporto ai deflussi ordinari, con una frequenza simile a quella reale. Per questa ragione ci si è riferiti agli anni dal 1950 al 2006, caratterizzati da una sostanziale continuità dei dati e dall'inclusione di eventi particolarmente significativi quali le piene del 1951 e del 2000 e le magre del 1965, del 2003 e del 2006.

In tabella 3.1 vengono fornite le informazioni principali relative alle sezioni strumentate prese a riferimento lungo l'alveo del Po. Si osserverà che l'anno indicato come inizio delle misurazioni di portata non coincide con l'anno da cui è stato possibile reperire i dati per questo lavoro ma, come già accennato, parte dei valori non sono stati rintracciabili.

	BECCA	PIACENZA	CREMONA	BORETTO	RONCOCORRENTE	BORGOFORTE	PONTELAGOSCURO
Bacino di dominio (km ²)	36770	42030	50726	55183	62450	62450	70091
Distanza dalla foce (km)	387	327	276	216	187	184	91
Inizio osservazioni	1851	1869	1870	1868	1875	1923	1807
Inizio misure	1947	1923	1932	1943	1924	1924	1922
Quota zero idrometrico (m. s. m.)	55.12	41.88	34.25	19.90	15.26	14.50	8.12
Altezza idrometrica massima (m)	7.88	10.60	6.15	9.06	9.76	9.96	4.28
Giorno	18/5/1926	17/10/2000	18/10/2000	19/10/2000	14/11/1951	14/11/1951	14/11/1951
Altezza idrometrica minima (m)	- 1.67	- 0.76	- 7.91	- 4.51	- 1.72	- 3.84	- 7.46
Giorno	17-18/5/1965	20/7/2006	22/7/2006	22/7/2006	25/4/1949	23/7/2006	21/7/2006
Portata massima (m ³ /s)	11250	12800	13750	12500	11800	12047	10300
Giorno	13/11/1951	13/11/1951	13/11/1951	14/11/1951	14/11/1951	19/10/2000	14/11/1951
Portata minima (m ³ /s)	111	125	200	200	209	209	156.39
Giorno	17-18/5/1965	12/5/1945	18/5/1965	18/5/1965	19/5/1965	19/5/1965	21/7/2006
Portata media (m ³ /s)	760 ('48-'70)	962 ('24-'97 '00-'06)	1112 ('71-'91 '99 '03-'06)	1201 ('43-'44 '47-'90 '93 '97-'00 '03-'06)	1420 ('42-'43 '47-'80)	1372 ('24-'90 '93 '96-'00 '03-'06)	1502 ('23-'90 '92-'00 '03-'06)

Tabella 3.1 – Sezioni strumentate di riferimento lungo l'alveo del Po

3.1 Definizione e applicazioni delle curve di durata delle portate

La curva di durata delle portate rappresenta la funzione che lega ciascun valore di portata alla frazione di tempo in cui tale portata è stata uguagliata o superata durante il periodo d'osservazione. Sostanzialmente l'obiettivo è quello di rappresentare la relazione esistente fra l'intensità e la frequenza delle portate che transitano in una determinata sezione fluviale.

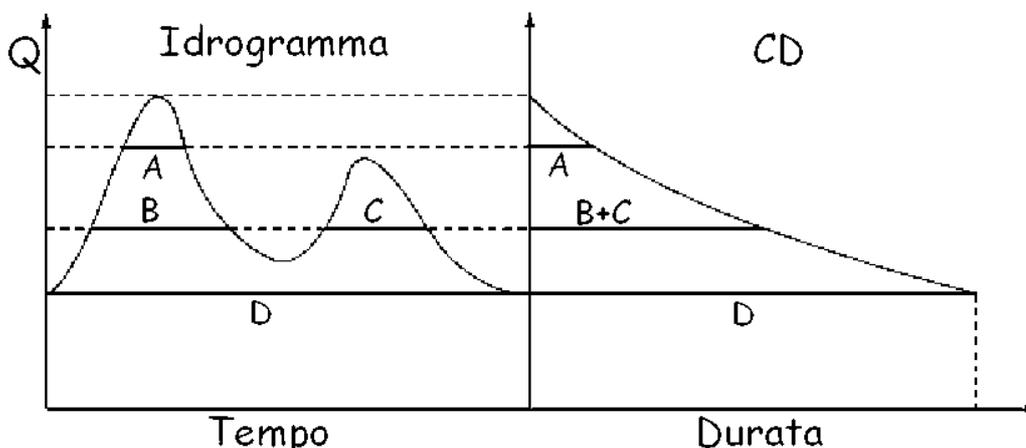


Figura 3.1 – Significato e costruzione di una curva di durata

Come è facile dedurre dalla figura 3.1, una curva di durata può essere costruita a partire da dati di portata riferiti ad un qualsivoglia tempo di riferimento. Nel nostro caso, così come in generale avviene, sono di interesse le portate medie giornaliere ed il periodo d'osservazione coincide con l'anno. Di conseguenza le frazioni di tempo associate ai valori di portata saranno espresse come giorni all'anno.

La curva di durata può essere interpretata come la complementare della funzione di distribuzione cumulata; in altri termini, ad ogni valore q di portata, misurato nella sezione fluviale, corrisponde la probabilità di superamento p definibile come di seguito:

$$p = 1 - P\{Q \leq q\} = 1 - F_Q(q) \quad (3.1)$$

dove $F_Q(q)$ è la funzione di distribuzione cumulata ovvero rappresenta la probabilità di non superamento del valore di portata q .

Segue che l'andamento di una curva di durata è di tipo decrescente: il valore minimo di portata ha durata pari all'intero periodo d'osservazione mentre, al valore di portata massimo, corrisponde la durata minima.

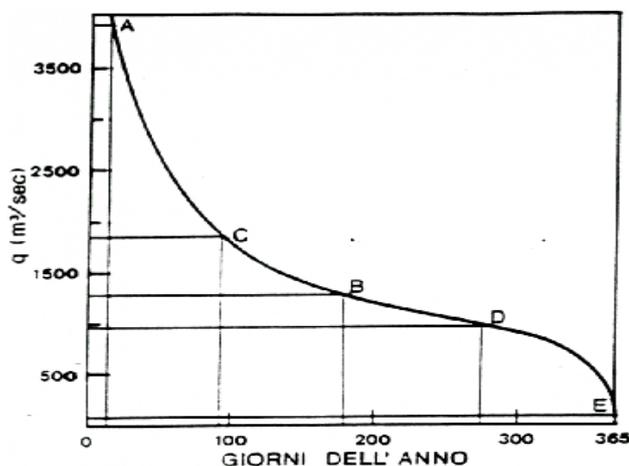


Figura 3.2 – Andamento tipico di una curva di durata delle portate

Come si può vedere da figura 3.2, all'interno di una curva di durata di una determinata sezione fluviale, si possono individuare dei valori di portata di particolare interesse. In particolare la portata di durata 10 giorni è definita portata caratteristica massima, quella di durata 180 giorni viene denominata portata semipermanente mentre quella di durata 355 giorni è la portata caratteristica di magra. Si possono individuare, inoltre, la portata di piena ordinaria e la portata di magra ordinaria corrispondenti rispettivamente ad una durata pari ad un quarto e a tre quarti dell'anno d'osservazione.

Per costruire una curva di durata si procede considerando una serie temporale di dati di portata giornalieri, riferita ad un'assegnata stazione idrometrica. Se gli anni d'osservazione sono n , la numerosità del campione è pari ad $n \cdot 365$. Ordinando i valori in modo decrescente, si può associare ad ognuno di essi la corrispondente durata relativa, stimata con la *plotting position* di *Weibull*. Affinché ogni singola durata possa essere interpretata come probabilità di superamento, la si adimensionalizza rispetto all'intero periodo d'osservazione:

$$d_i = \frac{i}{365 \cdot n + 1}, \quad d_i \in (0,1) \quad (3.2)$$

dove con i si intende la posizione all'interno del campione ordinato.

Se si moltiplica il valore ottenuto per 365 si otterrà la durata in termini di numero di giorni all'anno.

La curva di durata si rappresenta attraverso un grafico bidimensionale che riporti in ascissa la durata e in ordinata le portate medie giornaliere, solitamente in scala logaritmica per migliorare la visualizzazione della curva e soprattutto del ramo relativo alle portate di magra. Gli andamenti che tali curve possono assumere differiscono in base al regime dei deflussi che si è manifestato durante il periodo d'osservazione. Una curva appiattita e caratterizzata da un intervallo ristretto di variabilità dei valori di portata sta ad indicare un regime dei deflussi sostanzialmente uniforme e privo di significativi fenomeni di magra o di piena; al contrario, curve che presentano una repentina decrescita sino a valori di portata prossimi allo zero (in scala logaritmica), suggeriscono il manifestarsi di periodi di magra rilevanti durante il periodo d'osservazione. Si deduce, quindi, che l'andamento di una curva di durata è influenzato dal periodo di osservazione scelto per costruirla ed è particolarmente sensibile alle situazioni idrologiche estreme.

L'interpretazione tradizionale prevedeva la costruzione di curve di durata totali come quella di figura 3.3 che, come visto sinora, facessero riferimento a tutte le osservazioni di portata disponibili e quindi all'intero periodo d'osservazione. Tale procedura è adatta nel caso in cui si disponga di un campione abbastanza ampio per il quale, ad esempio, il periodo d'osservazione coincide con la vita utile di un'opera in progetto. In altri termini le curve di durata totali sono particolarmente utili qualora sia necessario definire in modo accurato i limiti di variabilità delle portate. Inefficaci risultano invece, nell'individuazione delle variazioni stagionali dei deflussi.

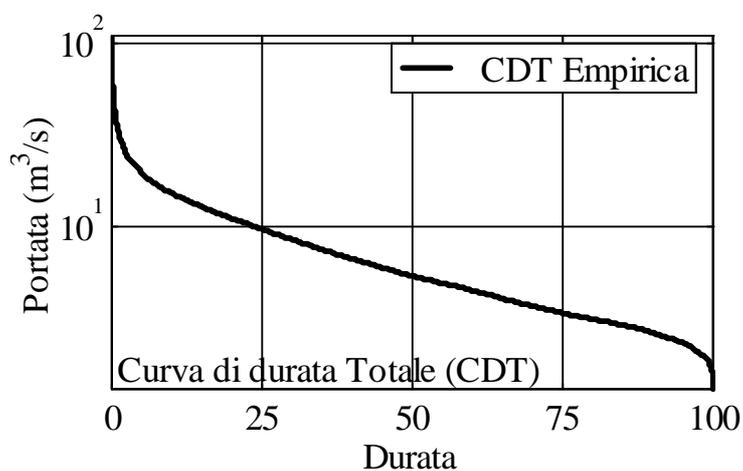


Figura 3.3 – Curva di durata totale delle portate

Per far fronte a tali problemi, *Fennessey*, *Vogel* e altri autori, hanno proposto la definizione di una curva di durata su base annuale. Supponendo di disporre degli stessi dati, relativamente alla sezione strumentata oggetto di studio, questo differente approccio consiste nel rappresentare preliminarmente n curve di durata su base annuale, per poi mediarle in modo da ricavare un'unica curva caratteristica della sezione rappresentativa dell'ipotetico andamento delle portate. E' bene osservare che i valori di portata della curva così ricavata non corrispondono ad osservazioni effettivamente misurate. Il risultato di

questo procedimento è la perdita delle informazioni relative ad i massimi e minimi assoluti di portata ma, in compenso, è possibile individuare caratteristiche stagionali del regime fluviale, così come i periodi di magra o di piena che si verificano nell'arco dell'anno.

Dalle n curve di durata annuali si possono determinare una curva media ed una curva mediana: nel primo caso il valore di portata è il risultato della media delle portate di analoga durata, nel secondo caso si calcola il valore mediano delle stesse.

Indicando con d_i la i -esima durata relativa, la portata media Q_i associata a tale durata risulta:

$$Q_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n q_{ij} \quad (3.3)$$

dove q_{ij} è la portata di durata d_i osservata nell'anno j .

La curva di durata media presenta un andamento più regolare rispetto a quello della curva mediana, per la quale non si opera nessuna mediazione ma si fa riferimento, per ogni durata, al valore di portata osservato che occupa la posizione centrale nel campione di dimensione n , ordinato in maniera decrescente, relativo alle portate di medesima durata negli n anni di misurazione.

Quando la curva media e quella mediana sono pressoché coincidenti generalmente si tratta del caso di sezioni con pochi anni d'osservazione a disposizione o di sezioni che all'interno del periodo d'osservazione non presentano fenomeni di rilievo. Se la curva mediana è inferiore alla curva media, invece, significa che, durante il periodo d'osservazione, i valori di portata più elevati sono stati più influenti delle portate di magra. Quando la curva mediana risulta inferiore solo per durate relative maggiori del 60-70% si ha il comportamento caratteristico delle sezioni fluviali con bassi deflussi e periodi di magra nel corso dell'anno. Se, infine, la curva media risulta inferiore a quella mediana significa che si sono osservati anni piuttosto siccitosi.

L'andamento delle curve media e mediana approssimano quello della curva di durata totale con la differenza che, per durate relative

maggiori del 70%, non hanno una repentina decrescita sino a valori di portata prossimi allo zero. Questo avviene perché non risentono allo stesso modo dei deflussi estremi di magra o di piena.

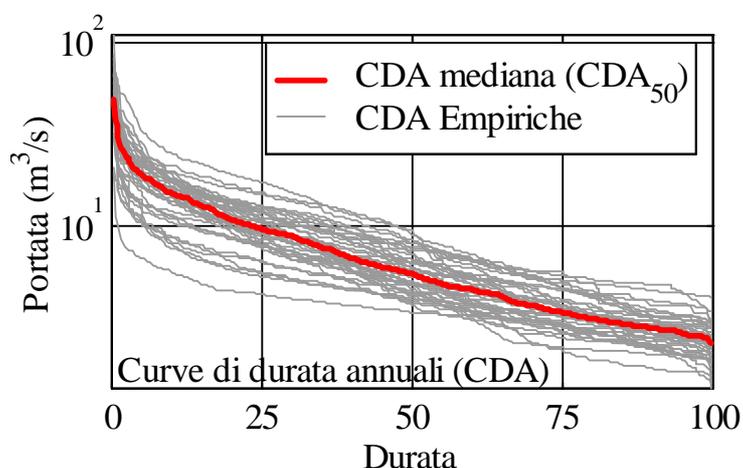


Figura 3.4 – Curve di durata annuale delle portate e curva di durata mediana

In figura 3.4 viene rappresentato il procedimento precedentemente descritto, ovvero la costruzione delle curve di durata annuale per la sezione di riferimento nel periodo d'osservazione disponibile e l'estrapolazione della curva di durata mediana come caratteristica della sezione stessa.

L'approccio su base annuale consente l'introduzione del concetto di percentile, utile per vari aspetti applicativi. Fissata una durata, il percentile p corrisponde al valore di portata superato l' $(1-p)\%$ delle volte. In altri termini il percentile rappresenta la probabilità di non superamento di una determinata portata, in riferimento ad una specifica durata. La stessa curva mediana è una curva di durata associata a un percentile del 50%. Dalla combinazione di diversi percentili è possibile costruire intervalli di confidenza associati ad un certo livello di significatività α cioè campi di variabilità delle portate ben definiti. Lo scopo è quello di stabilire, attorno al valor medio, delle fasce di valori entro cui si ha una probabilità pari ad α di trovare un determinato

valore di portata. In tal modo si può ottenere, per ogni durata, la variabilità dei valori di portata attorno al valore individuato dalla media o dalla mediana. Gli intervalli di confidenza sono individuati a partire da percentili la cui somma sia pari al 100% e la cui differenza corrisponda al livello di significatività α voluto. Le curve associate ai percentili scelti hanno un andamento molto simile alle curve di durata annuali che sono comprese nell'intervallo di confidenza che esse delimitano. Più l'intervallo di confidenza è ampio, maggiore è stata la variabilità dei deflussi nel corso degli anni inclusi nel periodo d'osservazione.

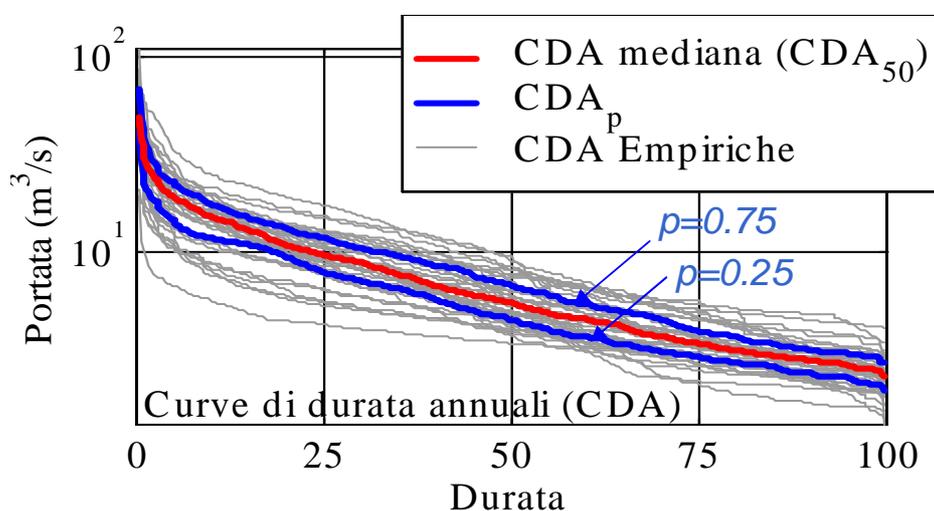


Figura 3.5 – Curve di durata annuale, curva di durata mediana e percentili

In figura 3.5 è riportato il caso di due curve associate a percentili di 0.25 e 0.75. Con tutta evidenza le portate appartenenti alla prima curva e aventi, quindi, probabilità di non superamento pari al 25%, sono portate tendenzialmente di magra; viceversa le portate associate al percentile 0.75 sono portate di piena per la sezione di riferimento.

Si osservi, infine, che ad una curva di durata annuale è associabile un intervallo di ricorrenza T , esprimibile in funzione della probabilità di non superamento, o in modo equivalente, del percentile p associato alla curva di durata annuale stessa. Se lo scopo è quello di un'analisi di

frequenza delle portate in regime di magra, il tempo di ritorno T si esprime come:

$$T = \frac{1}{F_Q} = \frac{100}{p} \quad (3.4)$$

a differenza dei casi d'utilizzo generici, in cui si ricorda che:

$$T = \frac{1}{1 - F_Q}. \quad (3.5)$$

Conseguentemente, in base alla definizione, la curva di durata annuale con ricorrenza pari a 10 anni sarà quella associata al percentile del 10%, se l'interesse è focalizzato sulle condizioni di siccità, o quella corrispondente al percentile del 90%, se l'analisi di frequenza è focalizzata sul regime di portata in condizioni di tempo umido. In altri termini la curva associata al percentile 0.1 rappresenta portate di magra il cui tempo di ritorno si calcola secondo la 3.4 ed è pari a 10 anni; per le portate di piena associate al percentile 0.9, il tempo di ritorno è ancora 10 anni ed il legame è rappresentato dalla relazione 3.5.

Si osservi che la curva di durata mediana ha, in entrambi i casi, tempo di ritorno di 2 anni. In effetti, per ognuna delle durate caratteristiche a cui sono associati i valori di portata degli annali idrologici, la curva mediana ricavata da n anni d'osservazioni, avrà $n/2$ curve di durata annuale superiori ad essa ed $n/2$ inferiori.

3.2 Determinazione ed analisi delle curve di durata delle portate per le sezioni di riferimento del Po

L'approccio utilizzato per le sezioni strumentate, prese a riferimento lungo l'alveo del Po, è stato coerente con l'obiettivo di reperire il maggior numero d'informazioni possibile in termini di curve di durata annuale. Da qui la ricerca degli annali idrologici con particolare interesse nei confronti di anni recenti quali il 2003, il 2005 e il 2006, caratterizzati da periodi di magra rilevanti; in generale l'obiettivo è stato quello di realizzare serie di valori il più possibile estese e che includessero le annate particolarmente critiche in termini di disponibilità idrica. Ciò è stato possibile per le sezioni di Piacenza, Boretto e Pontelagoscuro grazie alla reperibilità delle misurazioni di portata e alla loro sostanziale continuità. Per tali sezioni, dunque, si è avuto a disposizione un totale di 50 anni di dati negli anni dal 1951 al 2006. Per la sezione di Borgoforte sono stati ricavati 35 anni d'informazioni e per quelli in cui non si avevano misurazioni, si sono comunque reperite le osservazioni registrate nella sezione di Roncocorrente distante soli tre chilometri. Si è vagliata, per questo, l'ipotesi di unire le serie derivanti da queste due sezioni; in effetti, almeno per quanto riguarda la portata, non verrebbe introdotta un'imprecisione significativa. Le sezioni della Becca e di Cremona sono quelle in cui si dispone del minor numero di informazioni: per la prima sono stati rintracciati 20 anni di dati dal 1951 al 1970, per la seconda 30 anni d'osservazioni nei periodi dal 1972 al 1985 e dal 1990 al 2006. Dai valori, di seguito riportati, si procederà, come descritto nel paragrafo precedente, alla costruzione delle curve di durata media e mediana, confrontandone l'andamento con quelle reperite negli stessi annali idrologici e frutto dell'elaborazione di una serie di dati maggiore, sostanzialmente corrispondente con l'inizio dell'attività di misurazione delle stazioni. Il campione utilizzato, comunque, può ritenersi più rappresentativo delle condizioni di deflusso recenti, connesse, secondo alcuni studi, a fenomeni di cambiamento climatico.

Sezione della Becca

Durata (di/anno)	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
10	4530	1730	2860	2150	1570	2380	3740	2100	3310	3420
30										
60										
91	1510	588	762	1020	722	876	880	797	1100	1500
135										
182	940	464	440	629	483	508	596	559	823	1030
274	628	376	349	465	369	378	356	425	523	841
355	427	294	286	272	254	289	287	238	405	607
365	370	222	244	244	231	238	262	201	320	565

Tabella 3.2

Durata (di/anno)	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
10	1920	1820	2770	2150	1960	2790	1080	2130	2210	1300
30		1120	1870	1270	1380	1750	805	1360	1440	968
60		821	1580	1020	690	971	685	1060	1220	810
91	841	684	1420	845	503	769	608	856	1050	675
135		552	1180	601	412	655	532	699	815	554
182	632	451	949	405	355	556	454	592	606	497
274	459	291	564	326	250	405	364	449	485	351
355	281	212	354	222	119	286	282	320	299	208
365	275	186	335	206	111	250	254	291	270	180

Tabella 3.3

Sezione di Piacenza

Durata (di/anno)	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
10	5190	1990	3370	2610	1740	2890	3960	2590	3830	3860
30										
60										
91	1740	720	914	1150	849	1050	1050	1020	1440	1740
135										
182	1150	560	470	728	550	653	689	689	958	1290
274	861	492	417	521	430	446	495	585	639	1050
355	586	420	336	353	288	355	416	413	508	678
365	562	327	271	300	262	287	403	352	425	559

Tabella 3.4

Durata (di/anno)	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
10	1680	1940	2730	2400	2300	3600	1340	2980	2550	1680
30		1170	2050	1460	1540	2390	1120	1930	1890	1240
60		905	1730	1120	847	1240	931	1480	1500	1010
91	914	798	1530	968	660	921	820	1170	1340	823
135		647	1330	730	553	763	693	908	993	700
182	711	558	1090	576	485	670	583	761	747	642
274	514	374	723	438	322	457	480	558	574	493
355	342	243	467	354	186	367	316	380	426	320
365	329	225	458	310	167	275	271	308	396	301

Tabella 3.5

Durata (di/anno)	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
10		3350	2560	3000	3070	5310	5390	3600	3390	2340
30		2530	1690	1950	2430	3630	3590	2850	2140	1700
60		1970	1190	1660	1940	2020	2680	2260	1470	1340
91		1710	989	1320	1530	1130	2300	1840	1160	1100
135		1440	801	1020	1240	855	1820	1390	899	920
182		1160	706	799	1050	716	1560	1080	767	762
274		764	532	542	768	547	1080	631	588	597
355		517	357	363	436	291	683	480	368	514
365		386	271	330	388	254	597	439	305	472

Tabella 3.6

Durata (di/anno)	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
10	3230	2460	3060	3300	2540					1040
30	1830	1550	1810	2180	1690					775
60	1340	1240	1560	1600	1090					632
91	1110	1050	1230	1100	886					527
135	910	851	872	869	689					468
182	704	742	637	776	585					386
274	500	575	532	574	459					325
355	406	347	377	393	367					235
365	384	306	355	332	347					229

Tabella 3.7

Durata (di/anno)	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
10	2910	3030	4310	4360	2970	4030	2240	2470	3010	4820
30	1990	2130	3160	2230	2010	2470	1460	1640	2140	3430
60	1300	1360	1860	1490	1590	1910	1050	1140	1540	2500
91	952	989	1310	1110	1300	1590	884	883	1220	1940
135	761	741	769	922	1040	1250	763	712	913	1190
182	591	574	623	812	920	1140	692	623	777	759
274	453	377	479	638	832	937	514	520	583	570
355	331	309	321	419	529	669	329	373	403	421
365	313	287	300	400	474	560	304	347	362	358

Tabella 3.8

Durata (di/anno)	2001	2002	2003	2004	2005	2006
10	2060	4550	1960		1310	1790
30	1830	3180	1080		938	1060
60	1460	2110	787		738	742
91	1230	1580	658		641	609
135	983	1080	564		544	528
182	822	838	499		481	478
274	629	591	408		426	348
355	425	334	216		236	188
365	350	318	204		198	179

Tabella 3.9

Sezione di Cremona

Durata (di/anno)	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
10		3340	2620	3080	3090	5780	6070	3700	3950	
30		2570	1820	2170	2620	3990	4300	3070	2390	
60		2130	1390	1790	2110	2070	3190	2500	1830	
91		1960	1140	1500	1780	1390	2720	2210	1540	
135		1710	925	1140	1510	1070	2170	1690	1160	
182		1410	824	917	1280	858	1860	1370	956	
274		926	624	629	963	641	1300	813	775	
355		608	401	388	466	315	908	551	509	
365		506	319	351	443	287	807	496	397	

Tabella 3.10

Durata (di/anno)	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
10	2700	2840	2760	4330	3050	4030	2750	2390	2750	5550
30	1830	1450	1730	2440	2120	2470	1710	1700	1970	3440
60	1200	1060	1180	1680	1620	1910	1200	1140	1450	2490
91	967	858	844	1320	1330	1590	967	873	1130	1910
135	795	685	722	1090	1110	1250	822	738	930	1270
182	684	557	649	949	996	1140	763	618	809	787
274	524	456	470	719	872	937	541	503	601	533
355	379			423	536	669			479	
365	354			410	508	560			428	

Tabella 3.11

Durata (di/anno)	2001	2002	2003	2004	2005	2006
10	2450	5790	2040		1440	1840
30	2130	3610	1290		1070	1120
60	1840	2190	938		882	857
91	1570	1730	770		762	737
135	1280	1200	687		647	644
182	1070	975	590		564	584
274	805	689	465		496	407
355	501	413	273		301	242
365	484	404	260		264	222

Tabella 3.12

Sezione di Boretto

Durata (di/anno)	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
10	6630	2570	4860	2920	1960	3610	4380	2970	4370	5940
30										
60										
91	2410	991	1350	1630	1200	1220	1320	1230	1840	2870
135										
182	1560	785	690	1050	821	807	885	847	1210	1750
274	1060	687	477	768	606	619	615	710	760	1300
355	696	504	298	396	374	447	500	446	565	799
365	647	370	252	336	323	383	482	396	441	607

Tabella 3.13

Durata (di/anno)	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
10	2800	2410	3590	3260	2930	4610	1630	3410	2750	2100
30		1630	2680	2010	2070	2960	1310	2200	2100	1540
60		1370	2220	1560	1320	1640	1160	1770	1690	1260
91	1430	1180	2000	1370	1070	1300	1050	1400	1480	1070
135		941	1740	1110	856	1060	906	1110	1150	884
182	1080	764	1520	841	741	930	818	938	940	860
274	793	470	1040	571	489	635	677	736	703	668
355	450	300	647	381	252	473	448	505	520	424
365	430	275	522	365	200	338	380	445	496	380

Tabella 3.14

Durata (di/anno)	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
10		4270	2680	3250	3380	6120	6330	4110	4560	2850
30		2980	1910	2280	2800	4490	4600	3270	2830	2310
60		2250	1450	1890	2320	2180	3450	2720	2130	1820
91		1960	1200	1650	1980	1530	2830	2350	1740	1550
135		1760	1030	1270	1640	1150	2340	1830	1340	1340
182		1470	913	966	1380	953	1980	1480	1170	1120
274		1020	679	679	1010	663	1420	906	935	874
355		721	482	408	509	329	959	618	476	673
365		510	442	365	443	301	868	565	356	596

Tabella 3.15

Durata (di/anno)	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
10	4060	3330	3870	4020	3080					1910
30	2440	2250	2260	2660	2110					1340
60	1870	1740	1950	2010	1690					1070
91	1500	1520	1520	1510	1310					839
135	1250	1210	1170	1220	948					674
182	1000	1030	880	1070	777					514
274	633	752	706	740	612					439
355	513	379	458	451	451					296
365	480	337	417	373	404					239

Tabella 3.16

Durata (di/anno)	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
10	1930	3410	6290	5160	3240	3020	3210	2860	3430	6350
30	1140	2540	4660	2770	2470	2310	1970	1950	2340	4390
60	988	1810	2160	1740	1830	1800	1430	1450	1670	2920
91	854	1220	1470	1290	1520	1570	1120	1100	1340	2180
135	624	937	1050	1090	1250	1350	904	904	1020	1370
182	446	744	896	929	1090	1140	829	763	904	773
274		571	669		790	686	608	601	619	577
355			425				368	458	459	446
365			379				346	406	388	383

Tabella 3.17

Durata (di/anno)	2001	2002	2003	2004	2005	2006
10	2980	6390	2360		1760	2190
30	2450	4430	1530		1250	1350
60	2070	2440	1080		993	954
91	1760	1870	834		823	822
135	1430	1290	748		665	727
182	1150	1040	612		583	640
274	793	699	443		491	425
355	490	409	234		233	220
365	435	408	214		210	205

Tabella 3.18

Sezione di Borgoforte - Roncocorrente

Durata (di/anno)	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
10	6820	2740	5150	2930	1900	3540	4350	3590	4650	5930
30										
60										
91	2640	1150	1440	1600	1230	1320	1370	1500	1950	3090
135										
182	1800	905	813	1120	877	874	976	1020	1370	1980
274	1270	775	663	874	676	640	719	836	925	1590
355	816	485	456	455	413	446	513	495	600	1000
365	724	407	400	407	406	396	485	412	462	817

Tabella 3.19

Durata (di/anno)	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
10	2940	2470	3890	3990	3330	4870	1700	3660	3270	2280
30		1740	3050	2130	2270	3190	1450	2590	2370	1710
60		1440	2440	1670	1580	1760	1320	2080	1980	1430
91	1550	1220	2180	1430	1260	1440	1180	1720	1660	1200
135		1050	1910	1150	1060	1160	1060	1420	1290	1060
182	1240	874	1690	936	919	1020	937	1180	1070	966
274	863	488	1160	621	646	757	784	953	760	732
355	481	271	684	399	318	497	508	663	565	427
365	430	245	655	376	209	396	430	553	525	379

Tabella 3.20

Durata (di/anno)	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
10		4510	2860	3430	3470	6820	6710	4200	4680	3080
30		3230	2150	2370	2980	4860	4660	3480	2970	2420
60		2390	1670	2020	2410	2320	3560	2800	2330	2010
91		2080	1360	1740	2060	1690	2920	2480	1930	1690
135		1810	1160	1450	1790	1300	2380	1960	1490	1470
182		1580	1020	1100	1530	1100	2050	1640	1300	1290
274		1100	822	786	1120	777	1570	999	1070	1060
355		804	572	427	526	336	1080	676	545	762
365		521	514	370	434	287	971	615	442	748

Tabella 3.21

Durata (di/anno)	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
10	4470	3810	4300	4590	3920					2010
30	2860	2660	2580	2960	2550					1510
60	2120	2100	2210	2360	2170					1200
91	1690	1810	1740	1830	1610					981
135	1430	1480	1350	1510	1220					794
182	1200	1250	1010	1330	908					613
274	770	937	783	944	712					521
355	577	452	573	532	557					362
365	539	400	537	441	497					346

Tabella 3.22

Durata (di/anno)	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
10	3560	3520	7020	3320	3240	4510	3210	2930	3430	7000
30	2620	2630	5210	2250	2470	2830	2100	2090	2540	4480
60	1880	1950	2450	1530	1830	2320	1620	1580	1930	3120
91	1460	1510	1680	1340	1520	1990	1260	1250	1560	2490
135	1180	1160	1250	1150	1250	1710	1040	1050	1240	1630
182	1030	866	1040	913	1090	1480	961	889	1100	963
274	697	625	799		790	1230	716	703	758	720
355	396		456			856	424	506	547	534
365	388		386			694	381	440	460	432

Tabella 3.23

Durata (di/anno)	2001	2002	2003	2004	2005	2006
10	3040	6400	2430		1780	1990
30	2530	4150	1660		1320	1420
60	2180	2470	1190		1070	1060
91	1920	2000	956		915	918
135	1580	1440	833		767	816
182	1300	1160	717		677	733
274	928	831	529		568	525
355	602	482	296		264	241
365	541	476	277		231	218

Tabella 3.24

Sezione di Pontelagoscuro

Durata (di/anno)	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
10	4600	2960	5970	3550	2030	3530	4630	4330	5900	5940
30										
60										
91	2760	1240	1430	1950	1320	1430	1410	1530	2210	3270
135										
182	1920	935	897	1300	971	960	1020	1010	1470	2210
274	1390	795	721	976	749	749	774	847	955	1700
355	900	528	553	511	471	478	565	515	605	1140
365	830	450	520	440	423	426	540	425	470	939

Tabella 3.25

Durata (di/anno)	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
10	3200	2720	4090	4080	3890	5520	1920	4890	3600	2360
30		1870	3270	2440	2520	3740	1620	3060	2600	1690
60		1540	2670	1940	1760	2070	1480	2370	2130	1460
91	1570	1330	2420	1660	1480	1670	1340	1940	1720	1200
135		1120	2120	1380	1250	1340	1200	1580	1400	1080
182	1220	964	1910	1180	1080	1180	1080	1320	1200	994
274	869	566	1350	800	782	870	879	1020	770	770
355	490	379	763	481	380	519	520	715	614	456
365	424	354	732	444	321	359	414	653	577	376

Tabella 3.26

Durata (di/anno)	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
10		4600	2890	3740	3700	6680	6600	4710	5160	3490
30		3550	2270	2580	3230	5280	4990	3780	3420	2770
60		2630	1760	2080	2540	2630	3880	3020	2570	2210
91		2340	1480	1800	2170	1790	3230	2610	2030	1920
135		1920	1260	1430	1810	1380	2610	2020	1590	1630
182		1660	1100	1130	1550	1130	2210	1680	1350	1400
274		1170	861	857	1130	820	1630	991	1060	1030
355		872	516	477	606	393	1120	683	540	760
365		664	474	421	488	323	1030	650	425	616

Tabella 3.27

Durata (di/anno)	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
10	4940	4060	4580	4840	3950					2040
30	3150	2880	2660	3350	2730					1600
60	2220	2170	2250	2480	2260					1270
91	1830	1860	1840	1880	1740					1050
135	1550	1560	1440	1570	1370					879
182	1270	1320	1120	1420	1000					747
274	851	990	868	942	787					608
355	647	446	605	541	617					389
365	620	376	561	456	582					355

Tabella 3.28

Durata (di/anno)	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
10	3820	4290	7110	5610	3890	5400	3240	3190	3800	7160
30	2820	3270	5690	3600	2760	3640	2240	2310	2670	5260
60	1880	2390	2490	2700	2290	2900	1680	1750	1990	3380
91	1580	1920	1740	2100	1910	2450	1280	1430	1600	2590
135	1320	1430	1380	1700	1640	1980	1110	1250	1320	1590
182	1130	1090	1170	1560	1470	1770	1010	1080	1160	1040
274	848	801	903	1280	1220	1400	804	920	946	829
355		588	626	656	803	863	595	710	649	654
365		483	544	594	730	698	527	639	600	553

Tabella 3.29

Durata (di/anno)	2001	2002	2003	2004	2005	2006
10	3660	6760	3150		2270	2340
30	3060	5050	2080		1680	1720
60	2620	2850	1470		1310	1240
91	2380	2280	1170		1090	1070
135	1850	1690	1010		951	959
182	1480	1310	868		865	862
274	1100	930	580		741	661
355	720	557	289		260	214
365	671	542	250		222	168

Tabella 3.30

Le curve di durata annuale vanno elaborate in modo da dedurre una curva di durata caratteristica per ogni sezione, che consenta di interpretare l'ipotetico deflusso idrico realizzabile. Come si è visto, quest'estrapolazione di matrice statistica, esula dalla volontà di rappresentare, nella curva di durata finale, osservazioni effettivamente registrate dalle stazioni di misura. L'obiettivo è quello di avvicinarsi il più possibile al reale comportamento che mediamente si verifica in termini d'apporto idrico; in questo modo sarà possibile effettuare delle considerazioni relative alla gestione della risorsa.

In realtà, più che alla curva di durata media, si farà riferimento alla curva mediana ritenuta più affidabile e per la quale i punti di riferimento corrispondono a dati realmente osservati.

Di seguito vengono forniti i primi risultati dell'analisi: per ogni sezione si rappresentano le curve di durata media e mediana calcolate sulla base dei dati reperiti dal 1950 al 2006. Assieme a queste viene riprodotta la curva di durata ricavata dagli annali idrologici più recenti che tiene conto di tutte le osservazioni disponibili per ogni sezione, incluse quelle che non si sono potute rintracciare; si riportano tali valori estratti dall'annale idrologico dell'anno 2006:

Durata (di/anno)	Piacenza ('24-'05) m ³ /s	Cremona ('71-'05) m ³ /s	Boretto ('43-'05) m ³ /s	Borgoforte ('24-'05) m ³ /s	Pontelagoscuro ('23-'05) m ³ /s
10	3070	3350	3660	3910	4160
30	2020	2280	2430	2690	2920
60	1450	1740	1830	2050	2230
91	1140	1370	1470	1680	1830
135	877	1040	1150	1330	1460
182	706	838	934	1080	1200
274	505	594	652	760	861
355	310	373	377	432	472

Tabella 3.31 – Curve di durata dedotte dall'annale idrologico del 2006

I grafici seguenti mettono a confronto, quindi, le curve elaborate in questo lavoro, riferite a un periodo d'osservazione minore e focalizzato maggiormente sugli anni recenti, con quelle storiche degli annali.

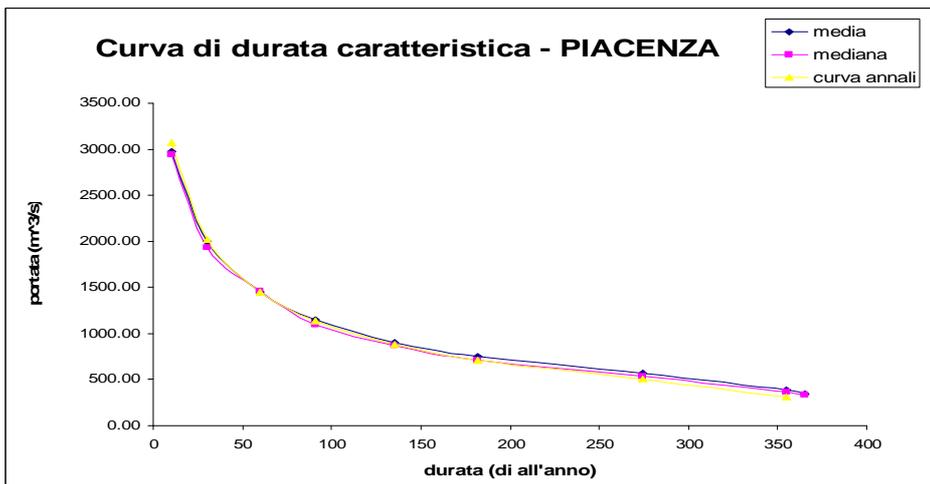


Figura 3.6 – Curve caratteristiche di durata della sezione di Piacenza

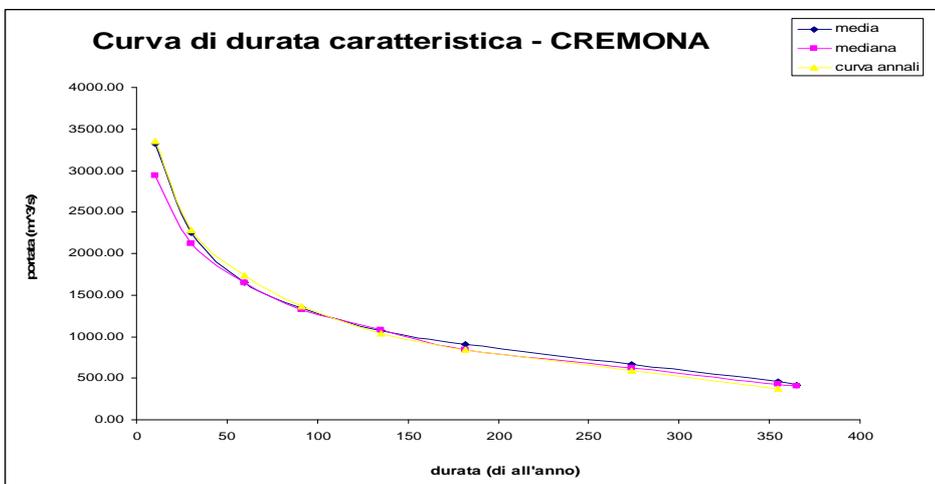


Figura 3.7 - Curve caratteristiche di durata della sezione di Cremona

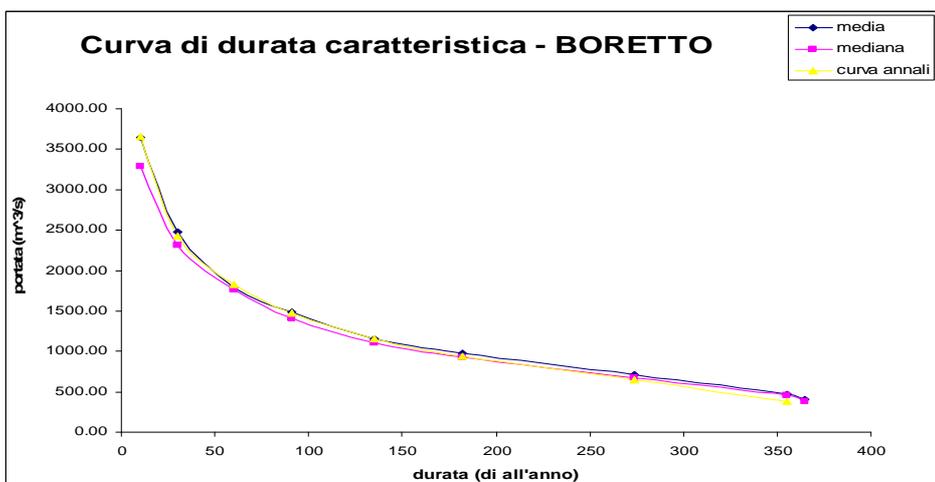


Figura 3.8 - Curve caratteristiche di durata della sezione di Boretto

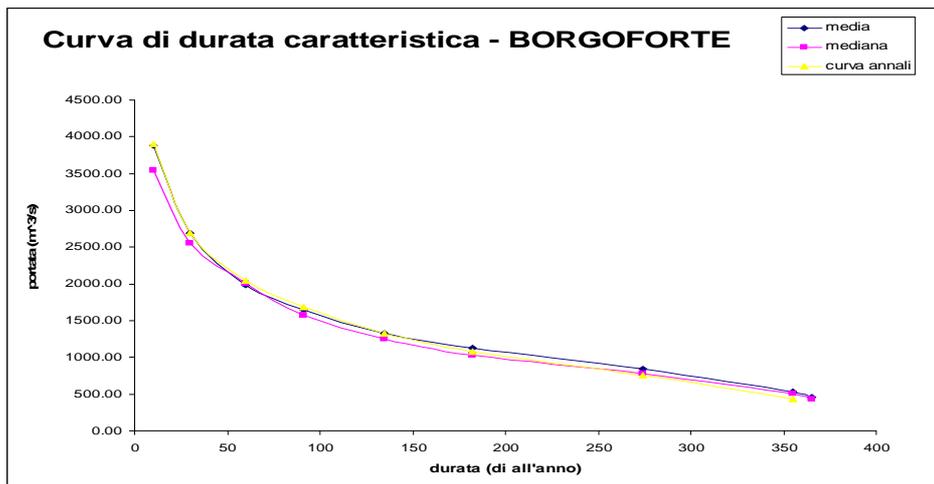


Figura 3.9 - Curve caratteristiche di durata della sezione di Borgoforte

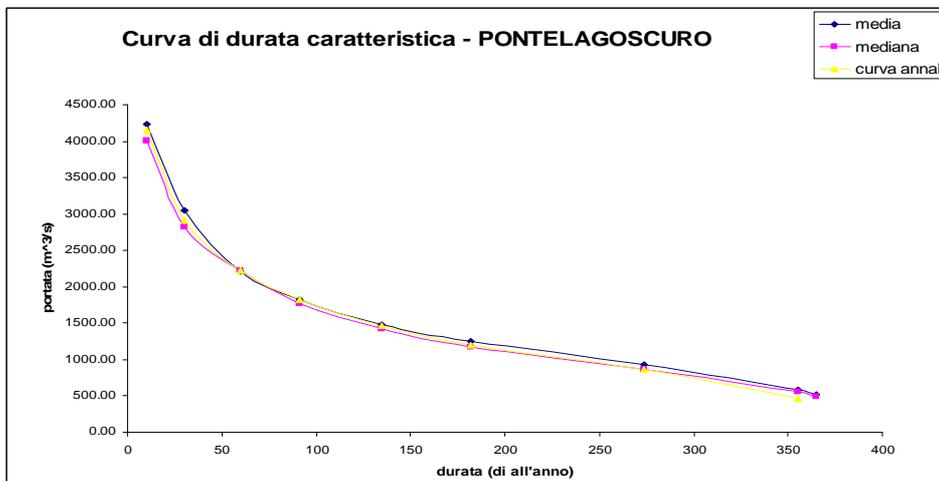


Figura 3.10 - Curve caratteristiche di durata della sezione di Pontelagoscuro

Da tali risultati si può osservare come, in effetti, la curva mediana approssimi, la curva di durata degli annali, meglio della curva media nel campo di durate relativo alle portate di magra. Va peraltro sottolineato che non si conosce effettivamente il metodo d'elaborazione attraverso il quale sono stati dedotti i valori della curva di durata reperiti dall'annale idrologico del 2006. Di conseguenza si farà riferimento alle curve mediane elaborate in questo lavoro e per le quali si è verificato, comunque, un andamento simile a quella degli annali.

Di seguito vengono riportati, per ogni sezione, i dati di portata relativi alle curve mediane calcolate a partire dai dati raccolti dal 1950 al 2006:

Durata di/anno	Becca m ³ /s	Piacenza m ³ /s	Cremona m ³ /s	Boretto m ³ /s	Borgoforte m ³ /s	Pontelagoscuro m ³ /s
10	2150	2940	2945	3295	3550	4005
30	1360	1930	2125	2310	2550	2820
60	971	1460	1650	1770	2010	2220
91	843	1100	1325	1415	1580	1765
135	601	869	1080	1110	1250	1430
182	557.5	708.5	841	921	1035	1165
274	391.5	532	626.5	679	783	868.5
355	286	367.5	423	451	506	565
365	247	328	404	383	432	488

Tabella 3.32 – Curve mediane di durata calcolate dalle annuali fra il 1950 e il 2006

Per il calcolo delle curve di durata mediana e per la rappresentazione di tali curve assieme alle curve di durata annuali d'origine, è stato sviluppato un codice in MatLab in grado di svolgere le operazioni suddette acquisendo i dati da file per ogni sezione. Di seguito verrà riportato il codice stesso e i risultati grafici dell'elaborazione svolta per le sezioni di riferimento.

Codice in MatLab:

```
%curve_di_durata.m
%script file

% questo codice permette la costruzione di un immagine rappresentante
% le curve di durata annuali di una determinata sezione per ogni anno
% di osservazione; inoltre viene calcolata e rappresentata la curva
% mediana

% la lettura dei dati avviene da file
% i parametri da indicare sono: n, il numero di righe d'intestazione del
% file contenente i dati, r, il numero di durate dei dati, c, il numero di
% anni d'osservazione + 1;

n = input('inserire il numero di righe di intestazione del file di dati ');
r = input('inserire il numero di durate caratteristiche a cui sono riferiti
i dati ');
c = input('inserire il numero di anni d'osservazione ');
nomefile =input('inserire il nome del file da cui acquisire i dati ','s');

c = c+1;
A = legge_dati(nomefile,n,r,c);

% nella matrice A sono contenuti i dati letti da file: nella prima
% colonna le durate caratteristiche, nelle altre i valori di portata
% corrispondenti ad ogni anno d'osservazione

figure;
hold on;

% estrazione della prima colonna di A contenente le durate
% caratteristiche

d = A(:,1);
A(:,1)=[];
c=c-1;

% rappresentazione delle curve di durata annuale con esclusione delle
% durate non pervenute a cui, in A, è stato attribuito un valore di
% portata nulla

for i=1:c
    q = A(:,i);
    d1 = zeros(1,r);
    q1 = d1;
    k = 0;
    for j=1:r
        if q(j)~=0
            k=k+1;
            q1(k)=q(j);
        end
    end
end
```

```

        d1(k)=d(j);
    end
end
dx = 1:1:365;
qy = interp1(d1(1:k),q1(1:k),dx,'spline');
plot(d1(1:k),q1(1:k),'.m',dx,qy,'-m');
end

```

```

% calcolo della mediana sempre con controllo per l'esclusione dei dati
% non pervenuti

```

```

for j=1:r
    x = A(j,:);
    x1 = zeros(1,c);
    k = 0;
    for i=1:c
        if x(i)~=0
            k=k+1;
            x1(k)=x(i);
        end
    end
    m(j) = median(x1(1:k));
end

```

```

% restituzione della curva di durata mediana calcolata sul periodo
% d'osservazione

```

```

disp([' ']);
disp(['La curva di durata mediana è individuata dai seguenti valori']);
disp(['sulla base dei dati forniti per ',num2str(c),' anni osservati']);
disp([' ']);
disp([m]);

```

```

% rappresentazione della mediana nello stesso grafico delle curve
% annuali

```

```

my = interp1(d,m,dx,'spline');
plot(d,m,'.r',dx,my,'-r','LineWidth',3);
title('Curve di durata annuali e curva mediana','FontSize',22);
xlabel('durata [giorni all"anno]','FontSize',18);
ylabel('portata media giornaliera [m^3/s]','FontSize',18);
axis([1 400 1 7500]);
set(gca,'Box','on')
set(gca,'FontSize',14,'FontName','Times');
set(gcf,'PaperPositionMode','auto','PaperType','A4','PaperUnits','normalized',
'PaperOrientation','Landscape','Units','normalized','Position', [0 0
1 1]);
hold off;

```

Il codice di sopra riportato contiene la funzione per la lettura dei dati da file:

```
function A=legge_dati(nomefile,n,r,c)

% n è il numero di righe d'intestazione, r e c sono righe e colonne di A

fid=fopen(nomefile,'r');

for i=1:n
    intestazione=fgetl(fid);
end

A = fscanf(fid,'%f',[c,r]);
fclose(fid);
A=A.';

end
```

L'algoritmo ha consentito la rapida elaborazione e rappresentazione dei dati e dei risultati per ogni sezione. Oltre al calcolo della curva di durata mediana, sono stati ricavati, in tal modo, i grafici che sintetizzano il lavoro svolto, rappresentanti i dati e, quindi, le curve di partenza e le curve caratteristiche dedotte da esse:

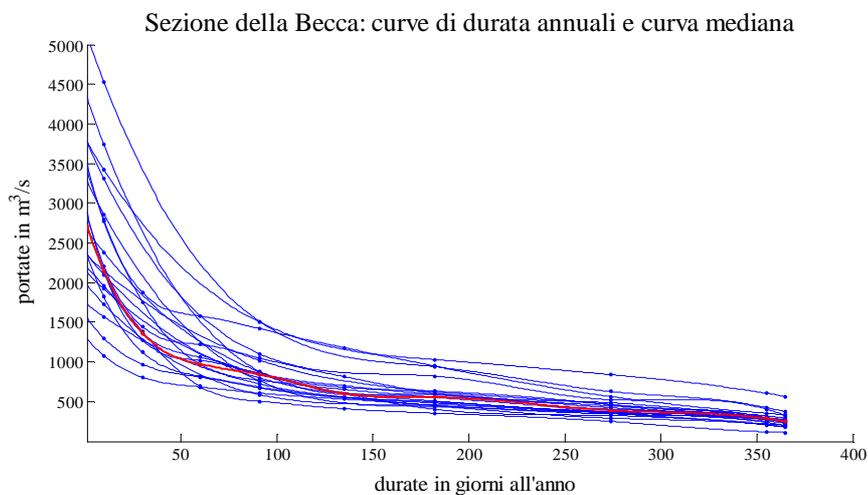


Figura 3.11

Sezione di Piacenza: curve di durata annuali e curva mediana

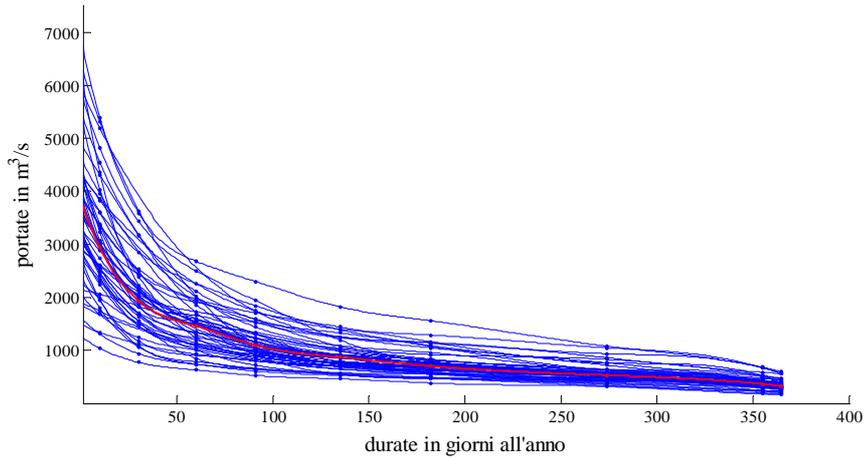


Figura 3.12

Sezione di Cremona: curve di durata annuali e curva mediana

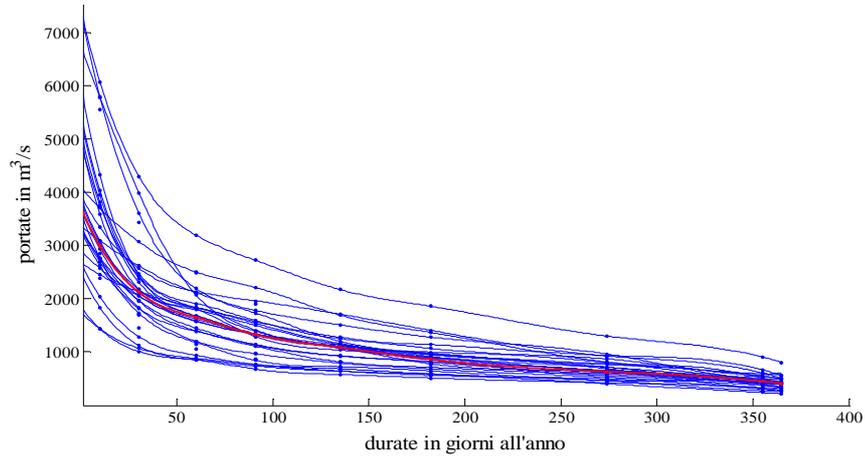


Figura 3.13

Sezione di Boretto: curve di durata annuali e curva mediana

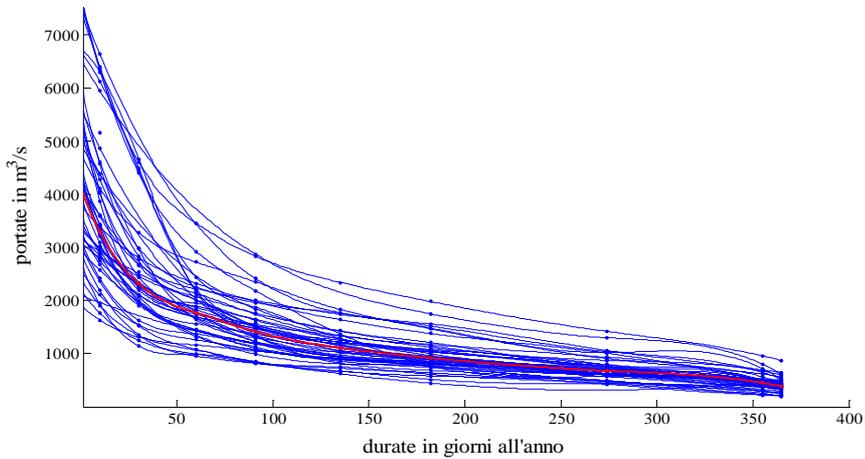


Figura 3.14

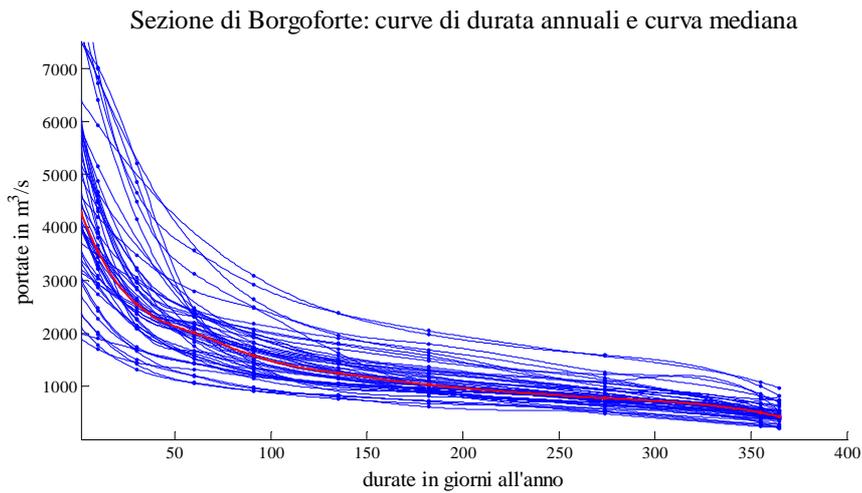


Figura 3.15

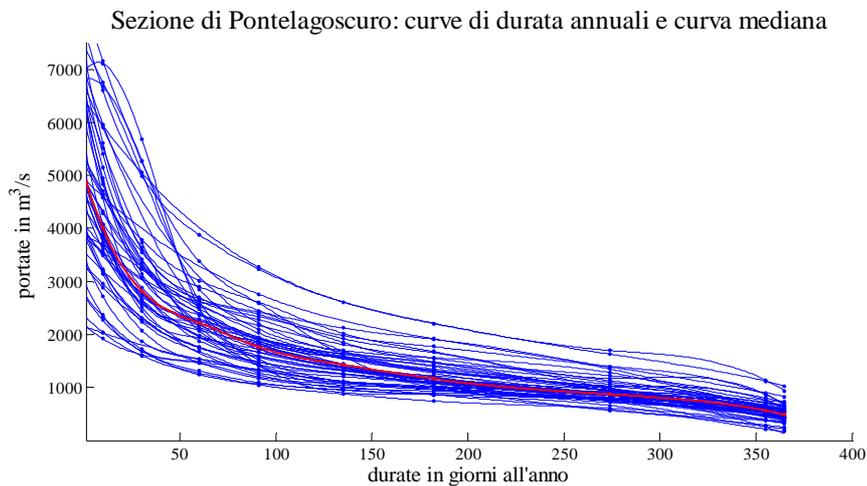


Figura 3.16

Si è sottolineato più volte l'interesse, nell'ambito di questo lavoro, in particolar modo nei confronti delle condizioni di magra. Per esaminare e caratterizzare in maniera approfondita tali situazioni, occorre rifarsi al concetto di percentile. Come già visto nel precedente paragrafo, ad ogni percentile p sono associate, per ciascuna durata, le portate aventi probabilità di non superamento pari a p stesso. Inoltre, si è caratterizzata la relazione che lega il percentile al tempo di ritorno che, in particolare, per le portate di magra, risulta dall'equazione 3.4.

Si considerino peculiarmente le sezioni di riferimento di Cremona, Boretto e Borgoforte; esse appartengono al tratto del fiume Po d'interesse all'indagine, ai fini di ipotizzare l'inserimento in alveo di uno sbarramento per l'accumulo dell'acqua. Volendo, allora, esplorare le portate ed i livelli di magra nel tratto medio - vallivo del Po, è utile ricavare per tali sezioni le curve di durata associate a tempi di ritorno di 10 e 30 anni. Tale operazione è senz'altro possibile per le sezioni di Boretto e Borgoforte avendo a disposizione 50 anni d'osservazioni. Per la sezione di Cremona, il periodo in cui si dispone di informazioni di portata è di soli 30 anni per cui è evidente che, in questo caso, la deduzione di una curva di durata con tempo di ritorno pari al tempo d'osservazione stesso è più approssimativa ma comunque d'interesse. Le curve in questione sono quelle associate, secondo l'equazione 1.4, a percentili di 0.100 e 0.033. Di seguito vengono riportati i dati di portata associati a tali percentili per le tre sezioni prese a riferimento e vengono fornite le rappresentazioni grafiche di tali curve.

Durata di/anno	Cremona	Cremona	Boretto	Boretto	Borgoforte	Borgoforte
	CD T=10	CD T=30	CD T=10	CD T=30	CD T=10	CD T=30
	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
10	2020	1440.0	2086	1855.0	2253	1856.0
30	1273	1068.0	1348	1266.0	1630	1428.0
60	932.4	856.9	1078	989.3	1296	1102.0
91	769.2	735.1	977.3	830.0	1177	942.1
135	681.2	641.7	743.8	667.4	998.6	799.9
182	582	555.6	685	557.7	860.7	702.3
274	464.1	425.4	485.4	441.3	610.4	523.4
355	306.6	266.8	296.8	233.5	328.8	267.7
365	273.2	252.4	244.2	207.3	283	224.9

Tabella 3.33 – Curve di durata associate a tempi di ritorno di 10 e 30 anni, calcolate per le tre sezioni di riferimento: Cremona, Boretto e Borgoforte

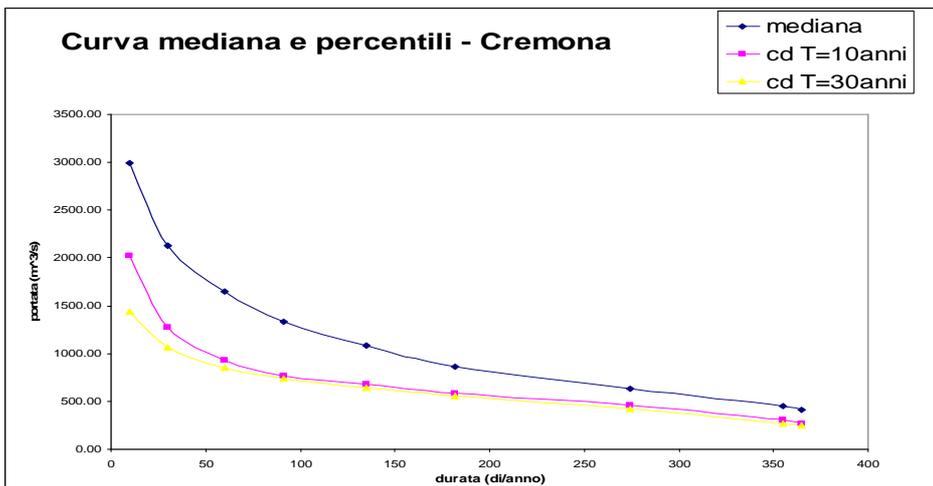


Figura 3.17

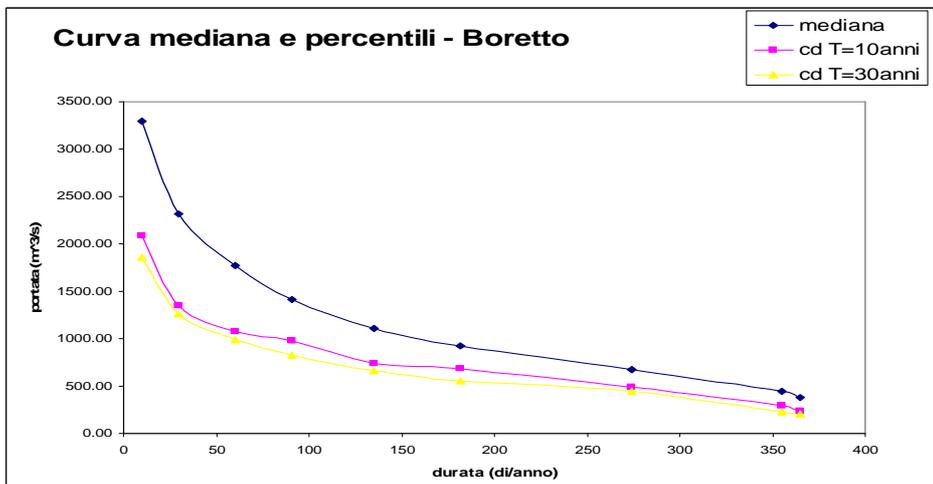


Figura 3.18

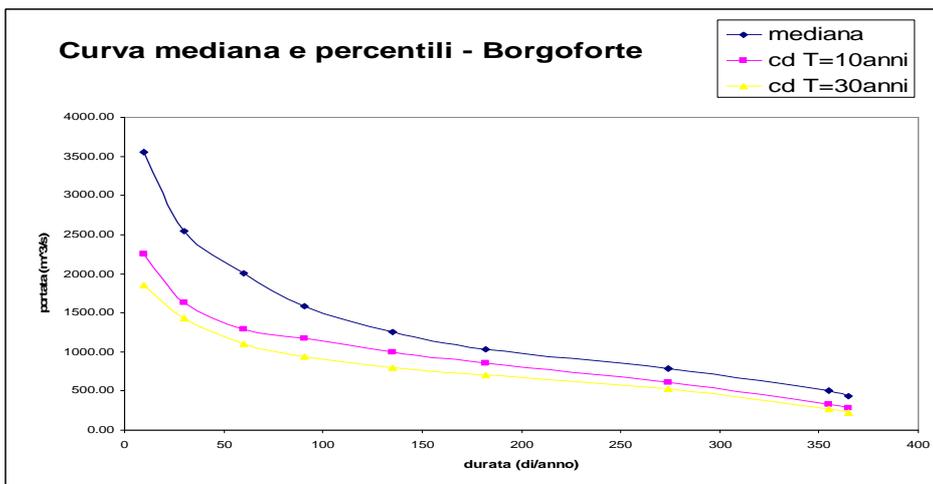


Figura 3.19

Questi dati, insieme a quelli finora raccolti ed elaborati, rappresentano il punto di partenza per la caratterizzazione dei deflussi di magra del fiume Po. In effetti lo scopo è quello di valutare i livelli che si realizzano lungo l'alveo durante i periodi soggetti a basse portate; in questo modo sarà possibile effettuare delle ipotesi inerenti l'altezza dell'eventuale sbarramento per l'accumulo della risorsa idrica. In particolare, per le sezioni di riferimento, si prenderanno in considerazione le portate caratteristiche di magra (Q_{355}) associate alla curva di durata mediana e a quelle con tempo di ritorno di 10 e 30 anni, precedentemente rappresentate, per tener conto delle condizioni più gravose. Inoltre si valuterà il deflusso associato alle portate minime registrate nel corso dell'intero periodo d'osservazione e facenti capo all'anno 2006, particolarmente critico dal punto di vista idrico.

Nel paragrafo successivo, quindi, si utilizzeranno i dati suddetti e attraverso un modello di propagazione dei deflussi, attuando delle simulazioni in moto permanente, si studieranno i livelli che si realizzano in sezioni di particolare interesse ai fini della trattazione, quali quelle dove è ipotizzabile l'introduzione di una traversa in alveo.

3.3 Modello di propagazione dei deflussi lungo l'alveo del Po fra le sezioni di Cremona e Pontelagoscuro

Per simulare il deflusso in condizioni di magra si farà ricorso ad un modello costruito ed utilizzato per lo studio della propagazione delle piene nello stesso tratto d'asta del Po. Di conseguenza è evidente che andrà a priori verificata l'attendibilità di tale modello per lo studio di condizioni di deflusso caratterizzate da bassi valori di portata.

Il modello è stato realizzato con il software Hec-Ras e risulta particolarmente complesso perché, la geometria inserita per l'analisi, include anche la schematizzazione delle aree golenali caratterizzanti il tratto da Cremona a Pontelagoscuro; in effetti per l'analisi delle piene questo aspetto era di particolare interesse, permettendo la rappresentazione della dispersione di parte del volume d'acqua nel territorio circostante l'alveo principale. Ai fini della propagazione delle portate di magra, invece, le golene non sono rilevanti perché i livelli che si realizzano non inducono evidentemente l'inondazione di tali aree. Inoltre, anche la prospettiva d'inserimento di uno sbarramento di accumulo e, quindi, la determinazione di un certo rigurgito a monte di quest'ultimo, non dovrà essere tale da interessare in modo permanente le zone golenali circostanti. Di conseguenza i livelli idrici in queste aree d'espansione verranno assunti nulli ai fini della simulazione. Un secondo aspetto da sottolineare riguarda il fatto che, non trattando condizioni di piena, le simulazioni che verranno effettuate saranno esclusivamente in moto permanente. E' altresì vero che l'introduzione di traverse in alveo potrebbe indurre delle difficoltà relative allo smaltimento delle onde di piena che andrebbero valutate a posteriori con delle simulazioni appropriate. Va sottolineato, però, che lo sbarramento che si ipotizzerà d'inserire, avrà un'altezza relativamente limitata, proprio alla luce delle problematiche sulla sicurezza idraulica a cui è attribuita un'importanza preminente.

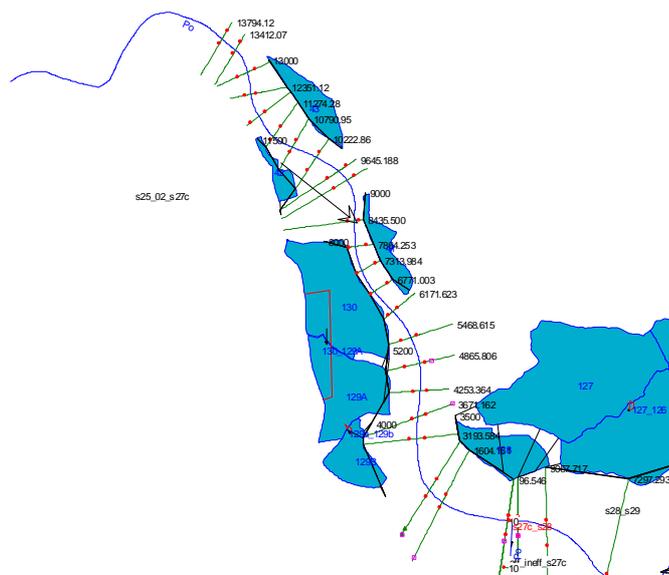


Figura 3.20 - Tronco 1, sezione di monte Cremona

Dalla figura 3.6, che riporta il tratto iniziale della geometria del modello, si evince la complessità di quest'ultimo. Entrandone maggiormente nelle specificità, è utile sottolineare come l'asta di riferimento del Po sia stata organizzata in tronchi, il primo dei quali vede come sezione di monte quella di Cremona. In totale il numero dei tronchi risultanti dalla suddivisione è dieci ed, in particolare, il quinto e il sesto vedono come sezioni di monte quelle di Boretto e Borgoforte. L'individuazione delle tre sezioni di riferimento è il primo passo per procedere con le simulazioni in moto permanente; infatti, ciò che è necessario introdurre, come condizione di monte, sono i valori di portata di interesse e dei quali si vuole analizzare il deflusso. Essendo il modello suddiviso in tronchi ed essendo Boretto e Borgoforte sezioni di monte di due di questi, è possibile inserire le informazioni di portata elaborate, nel paragrafo precedente, per le tre sezioni strumentate di riferimento. Questa opportunità consente di migliorare la qualità della simulazione; in effetti introdurre tre condizioni di portata lungo l'asta in esame, riduce l'eventuale crescita dell'errore di rappresentazione della propagazione, insito nel modello.

Ricordando che tale modello nasce per lo studio del deflusso in piena, è plausibile ritenere che sia stato tarato in modo da ridurre le differenze fra livelli osservati e simulati proprio in tali condizioni. Va verificato, allora, l'errore che si produce adattandolo alle condizioni di magra. Per fare questo si prendono a riferimento, ancora una volta, le sezioni di Cremona, Boretto e Borgoforte e si osservano le variazioni di livello riscontrabili per un anno medio in termini di deflussi e sufficientemente recente; in particolare, viste le curve di durata annuale, si considererà l'anno 2002.

Questa simulazione preliminare ha il duplice scopo di verificare la validità del modello, da una parte, e di caratterizzare il deflusso di magra, in termini di livelli, dall'altra. Di conseguenza le portate che si andranno a considerare sono portate di durata 355 giorni estratte, per le tre sezioni, dalla curva di durata mediana e da quelle con tempo di ritorno di 10 e 30 anni. Inoltre, altri due profili verranno simulati considerando le portate medie giornaliere minime annuali del 2006, anno caratterizzato da un evento siccitoso di particolare importanza, e del 2002, anno utilizzato per la verifica della compatibilità dei livelli risultanti con quelli registrati dalle stazioni di misura. Per chiarezza di seguito vengono riassunti tali dati di portata:

	Q₃₅₅ mediana m³/s	Q₃₅₅ T=10anni m³/s	Q₃₅₅ T=30anni m³/s	Q_{min} 2006 m³/s	Q_{min} 2002 m³/s
Cremona	453	306.6	266.8	222	404
Boretto	451	296.8	233.5	205	408
Borgoforte	506	328.8	267.7	218	476

Tabella 3.34 – Portate utilizzate per la simulazione di deflusso di magra del Po

Si riportano, quindi, i risultati della simulazione con particolare evidenza dei livelli risultanti e osservati, associati alla portata minima dell'anno 2002.

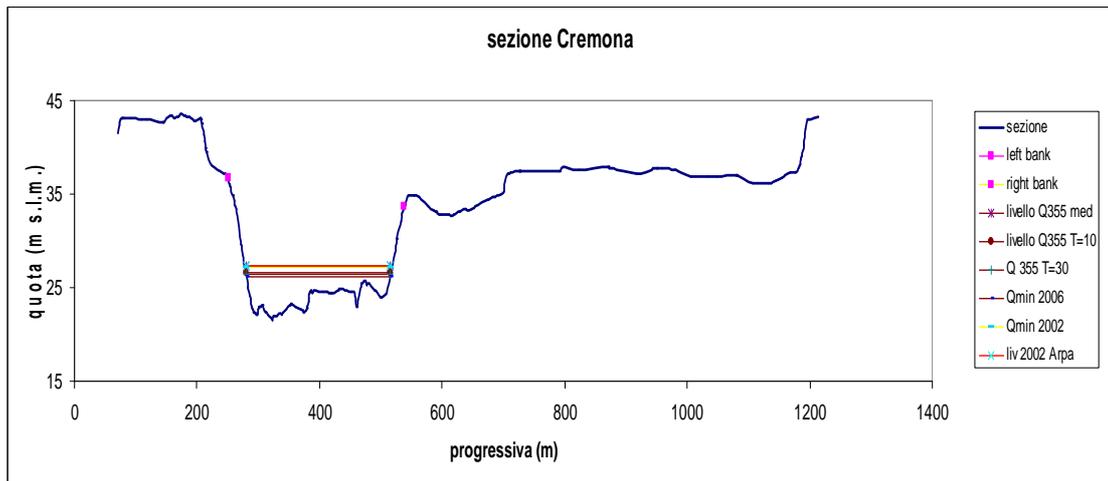


Figura 3.21 – Rappresentazione del deflusso di magra, sezione di Cremona

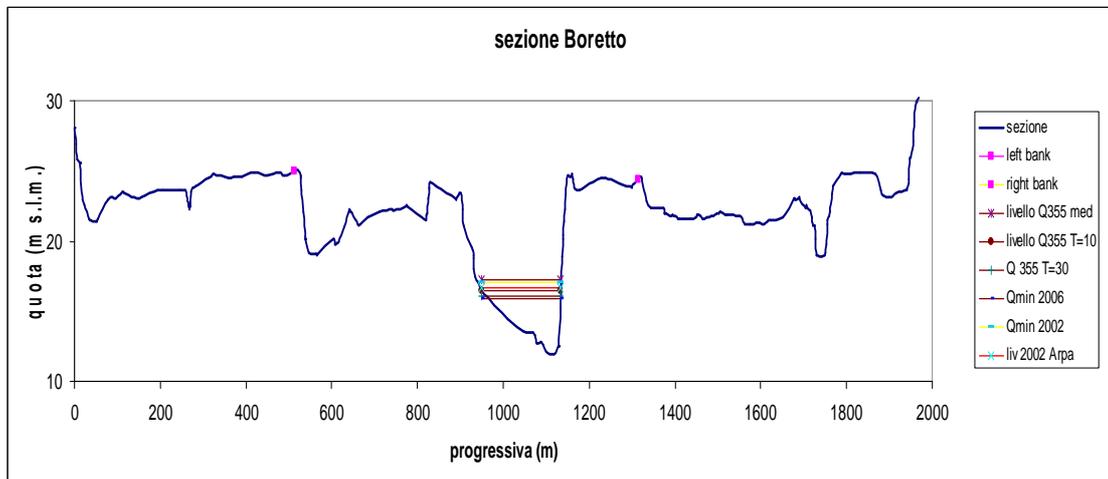


Figura 3.22 - Rappresentazione del deflusso di magra, sezione di Boretto

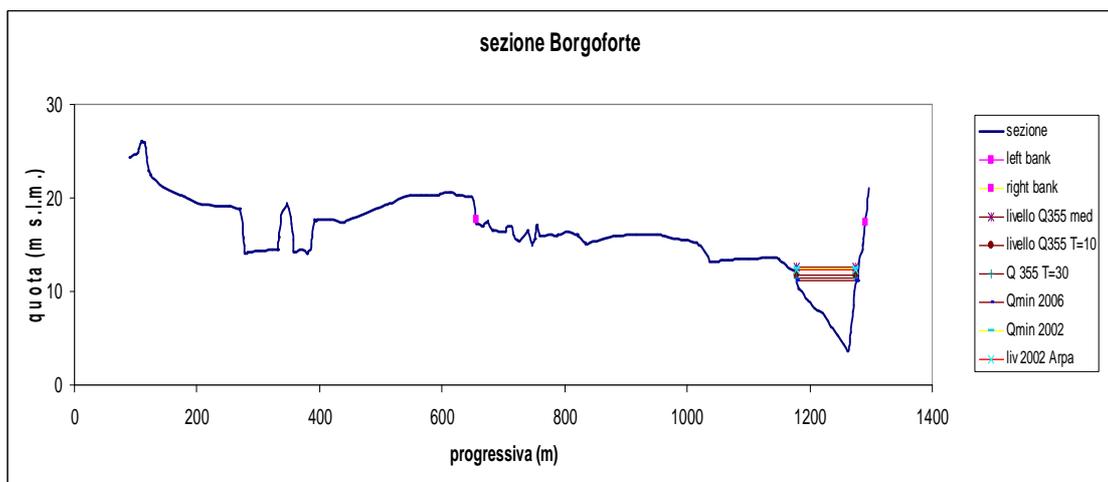


Figura 3.23 - Rappresentazione del deflusso di magra, sezione di Borgoforte

Le figure precedenti evidenziano i deflussi relativi alle portate di tabella 3.34 ovvero tutti relativi a condizioni di magra. Per quanto riguarda l'anno 2002, utilizzato come verifica del modello nelle tre sezioni strumentate di riferimento, in termini assoluti si sono riscontrate differenze di livello dell'ordine dei 30 cm a Cremona e Boretto e dei 10 cm a Borgoforte; questo a fronte di tiranti idrici di almeno circa 5 m. Di conseguenza l'errore relativo che si commette risulta sensibilmente inferiore al 10%.

Verificata l'attendibilità del modello, si può osservare che, i livelli di magra risultanti dalle diverse portate scelte per la caratterizzazione del deflusso, non differiscono significativamente. In tabella 3.35 si riassumono i risultati, in termini di altezze idriche, per ognuna delle portate utilizzate come condizione al contorno di monte.

	h	h	h	h	h
	Q₃₅₅ T=50	Q₃₅₅ T=10	Q₃₅₅ T=30	Qmin2006	Qmin2002
	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.
Cremona	27.37	26.66	26.44	26.18	27.14
Boretto	17.25	16.47	16.1	15.91	17.05
Borgoforte	12.57	11.79	11.48	11.18	12.44

Tabella 3.35 – Altezze idriche risultanti dalla simulazione in moto permanente condotta lungo l'asta di riferimento del Po

E' evidente, quindi, che lo sbarramento ipotizzato dovrà avere un'altezza utile d'accumulo che si misurerà a partire dal livello di magra considerato come riferimento. In particolare le altezze idriche minori si sono avute per l'anno 2006 e di conseguenza l'altezza utile delle traverse in alveo verrà realizzata a partire da tali valori come si vedrà in seguito.

Nel capitolo successivo, infatti, verranno scelte le sezioni in cui ipotizzare l'inserimento dello sbarramento e si riprodurranno le simulazioni precedenti con la geometria dell'alveo modificata. Ciò consentirà di valutare l'effetto di rigurgito prodotto e le sue conseguenze in termini di accumulo di risorsa idrica e di sicurezza idraulica. L'analisi fin qui svolta rappresenta la base di queste ulteriori considerazioni.

CAPITOLO 4

IPOTESI DI REALIZZAZIONE DI UNO SBARRAMENTO IN ALVEO DEL PO PER L'ACCUMULO D'ACQUA

In questo capitolo viene presentata la proposta progettuale d'introduzione di una traversa in alveo e viene descritta la procedura utilizzata per determinare le sezioni plausibili per l'inserimento della stessa, così come le simulazioni idrauliche svolte per valutarne gli effetti. Inoltre si è proceduto con ulteriori elaborazioni volte a verificare il volume idrico accumulabile e il conseguente beneficio inducibile. Ovviamente trattasi di un approccio di massima coerente con la tipologia di trattazione anche se, il procedimento seguito, ricalca quello utile a tale scopo, a meno di ulteriori indagini specifiche da condurre sul territorio, caratteristiche però di un'eventuale fase definitiva del progetto.

4.1 Individuazione delle sezioni di possibile inserimento dello sbarramento

La direzione seguita nell'approcciarsi all'idea di inserire una traversa in alveo del Po è stata quella di individuare più di una sezione plausibile per allocare lo sbarramento, in modo da poter raffrontare gli effetti ed eventualmente attuare delle considerazioni in merito a quale opzione potesse risultare più attendibile. Per fare questo ci si è riferiti a tutte le informazioni disponibili. Prima di tutto si è circoscritto il tratto d'alveo di interesse in relazione a molteplici aspetti, fra i quali si è considerata l'ubicazione delle principali opere di derivazione dal Po riportate nel primo capitolo. Inoltre, il modello idraulico di simulazione del deflusso, introdotto alla fine della precedente sezione, si riferisce al tratto dell'asta principale compreso fra Cremona e Pontelagoscuro. Conseguentemente, fra le sezioni individuate nel Piano SIMPO per la bacinizzazione del tratto medio-vallivo del Po, si è optato per lo studio di quelle di Correggioverde e Camatta. Ad esse si è aggiunta una sezione nei pressi di Casalmaggiore che si è valutato poter essere favorevole da una prima analisi del territorio. In figura 4.1 viene rappresentato l'inquadramento generale del tratto d'asta di interesse e sono riportate le ipotesi, che verranno analizzate, relativamente alle sezioni in cui si è ritenuto plausibile valutare l'inserimento di una traversa in alveo.

Scelte le sezioni si è proceduto operando in parallelo con due software: Hec-Ras e Arc View. Il primo ha consentito l'effettuazione delle simulazioni in moto permanente attraverso il modello descritto nel terzo capitolo, l'altro, quale strumento GIS, ha reso possibile una corretta interpretazione del territorio e, come si vedrà più avanti, delle elaborazioni in merito ai volumi idrici accumulabili e alle zone interessate dal rigurgito a monte degli sbarramenti. La possibilità di lavorare in modo congiunto con queste due applicazioni è stata data dalla corrispondenza fra la geometria costituente il modello sviluppato in Hec-Ras e quella caricata sul GIS.

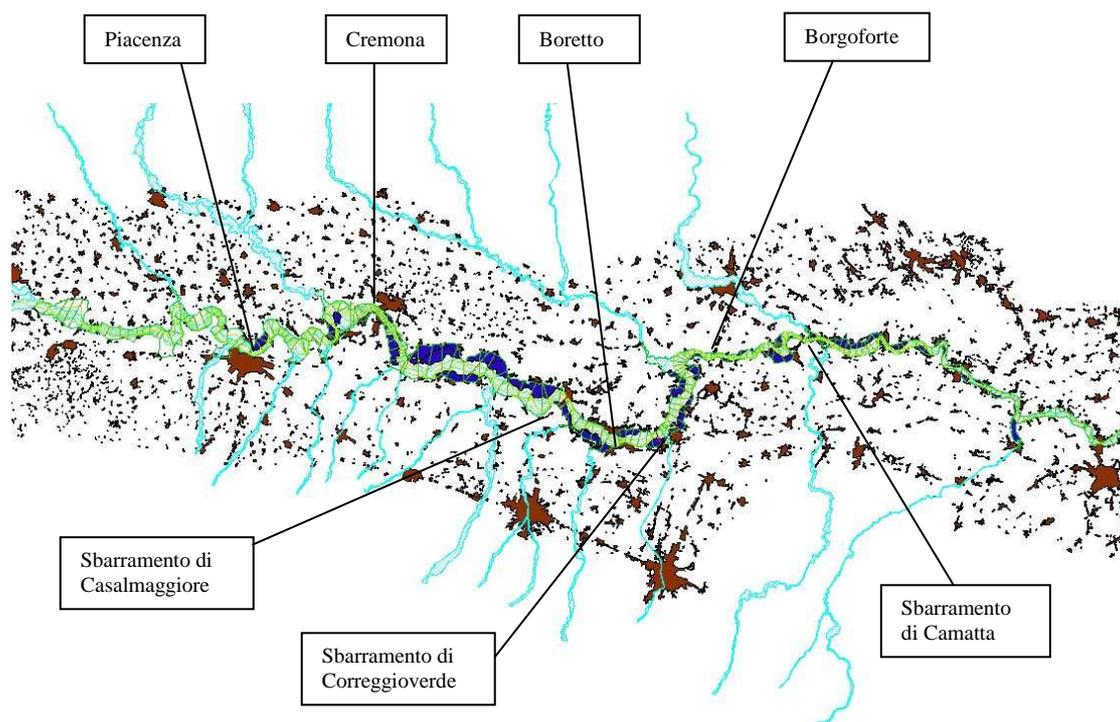


Figura 4.1 – Inquadramento dell’asta d’interesse con indicazione delle sezioni ipotizzate per l’allocazione dello sbarramento

In questo primo paragrafo ci si concentrerà sulla descrizione delle sezioni scelte e sul loro inquadramento territoriale. Uno dei criteri principali, utilizzato per la delineazione delle sezioni, è stato quello della ristrettezza della parte di sezione da interessare con lo sbarramento, con vantaggi di natura economica e di impatto ambientale. Alla base della scelta, comunque, si sono mantenuti principi relativi alla sicurezza idraulica del territorio per cui, in particolare, si è evitato di presupporre gli sbarramenti poco a valle dell’immissione di corpi idrici secondari o di manufatti di particolare rilievo come ponti ferroviari o autostradali. Infatti, anche se l’altezza dello sbarramento non verrà prevista tale da creare un rigurgito con livelli di rischio per il territorio circostante, è pur vero che riguardo a certe situazioni è consigliabile mantenere un approccio di tipo cautelativo.

Di seguito verranno presentate le sezioni scelte per l’analisi di una possibile gestione dei deflussi di magra nel tratto medio-vallivo del Po.

SEZIONE DI CASALMAGGIORE

Il primo sbarramento è stato pensato nei pressi dell'abitato di Casalmaggiore, poco meno di 15 km a valle della confluenza del Taro e a monte delle immissioni dei torrenti Parma ed Enza.

In figura 4.2 è riportato il tratto d'alveo con lo sbarramento ipotizzato, collocato a monte del ponte ferroviario Parma-Brescia e di quello di Casalmaggiore su cui passa la SS 343. Sempre dall'immagine riportata si può osservare come lo sbarramento sia stato pensato a valle di un'ansa che consenta già una riduzione naturale della velocità della corrente.

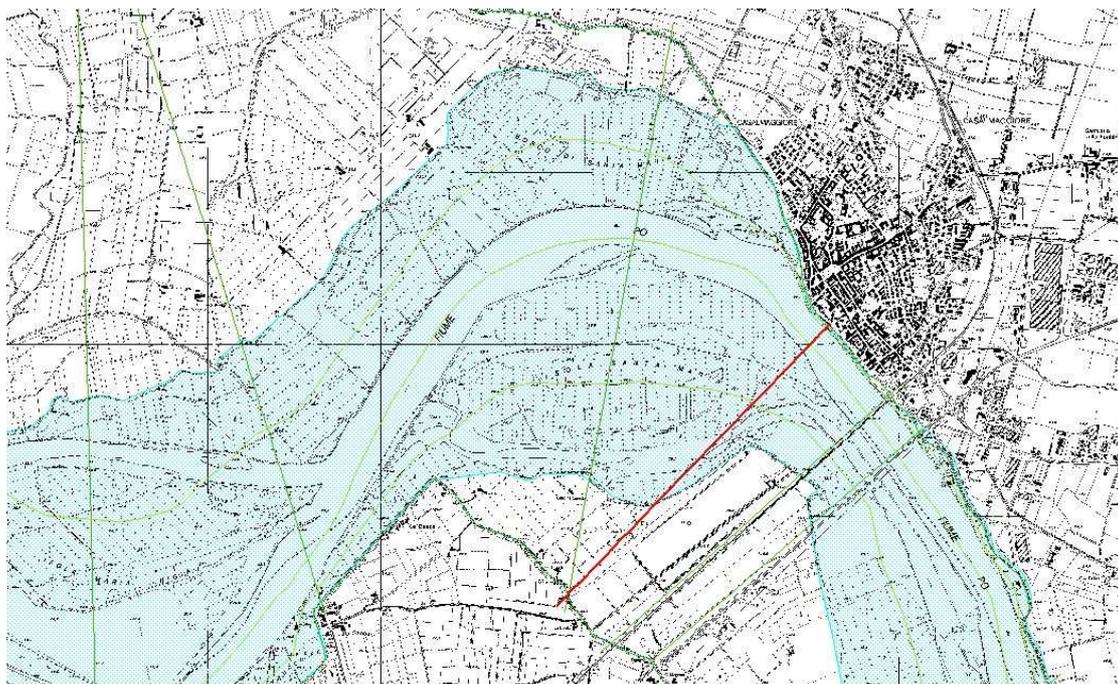


Figura 4.2 – Tratto d'alveo interessato dallo sbarramento di Casalmaggiore

Tale sezione, scelta per la collocazione della traversa in alveo, è stata successivamente individuata nella geometria caratterizzante il modello di propagazione del deflusso in Hec-Ras. In tal modo si sono ricavati i

livelli di magra raggiunti proprio nella sezione d'interesse e derivanti dalle simulazioni in moto permanente descritte nel terzo capitolo.

In figura 4.3 si riportata la sezione con indicazione dei livelli idrici di magra, derivanti dalla simulazione condotta in moto permanente, sulla base delle portate indicate nel capitolo precedente in tabella 3.34.

Si sottolinea che, per il momento, gli esiti proposti si riferiscono alla geometria del corso d'acqua non modificata dall'inserimento dell'ipotetica traversa in alveo. Di seguito, in tabella 4.1, vengono riassunti i valori dei livelli idrici raggiunti a Casalmaggiore.

	H	h	h	h	h
	Q₃₅₅ T=50	Q₃₅₅ T=10	Q₃₅₅ T=30	Qmin2006	Qmin2002
	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.
Casalmaggiore	20.02	19.44	19.27	19.07	19.82

Tabella 4.1 – Altezze idriche alla sezione di Casalmaggiore

Ancora una volta si può osservare che il deflusso più critico, in termini di disponibilità di risorsa idrica, si è realizzato nel 2006. Di questo si dovrà tener conto nello sviluppo dell'ipotesi progettuale, soprattutto relativamente all'altezza utile da prevedere per lo sbarramento. In questa prima fase si prevederà un'altezza in esubero, rispetto al livello raggiunto nel 2006, di 4 m. Ciò consentirà di valutare se il beneficio introdotto dalla traversa è significativo oppure no e per fare questo, come si vedrà in seguito, si procederà andando a stimare il volume idrico accumulabile in tempo di magra. Successivamente verrà stabilito se mantenere l'altezza utile a 4 m o se ridurla per ragioni di impatto ambientale e costruttive.

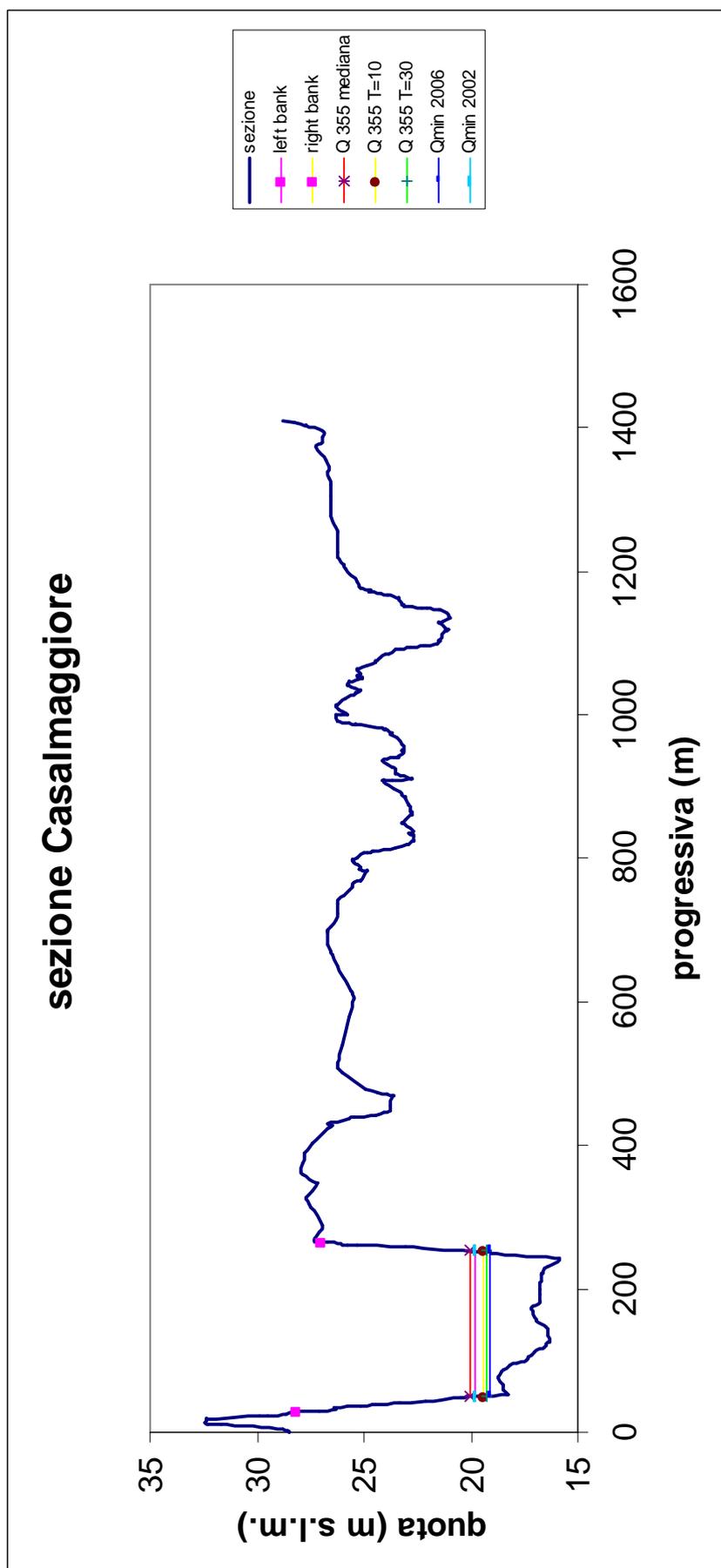


Figura 4.3 – Sezione di Casalmaggiore con indicazione dei livelli di magra

SEZIONE DI CORREGGIOVERDE

Lo sbarramento di Correggioverde è pensato a monte dell'immissione del torrente Crostolo ed a circa una decina di chilometri a valle della confluenza del torrente Enza.

In figura 4.4 è riportato il tratto d'alveo con lo sbarramento ipotizzato che non va ad interessare manufatti di particolare rilievo.

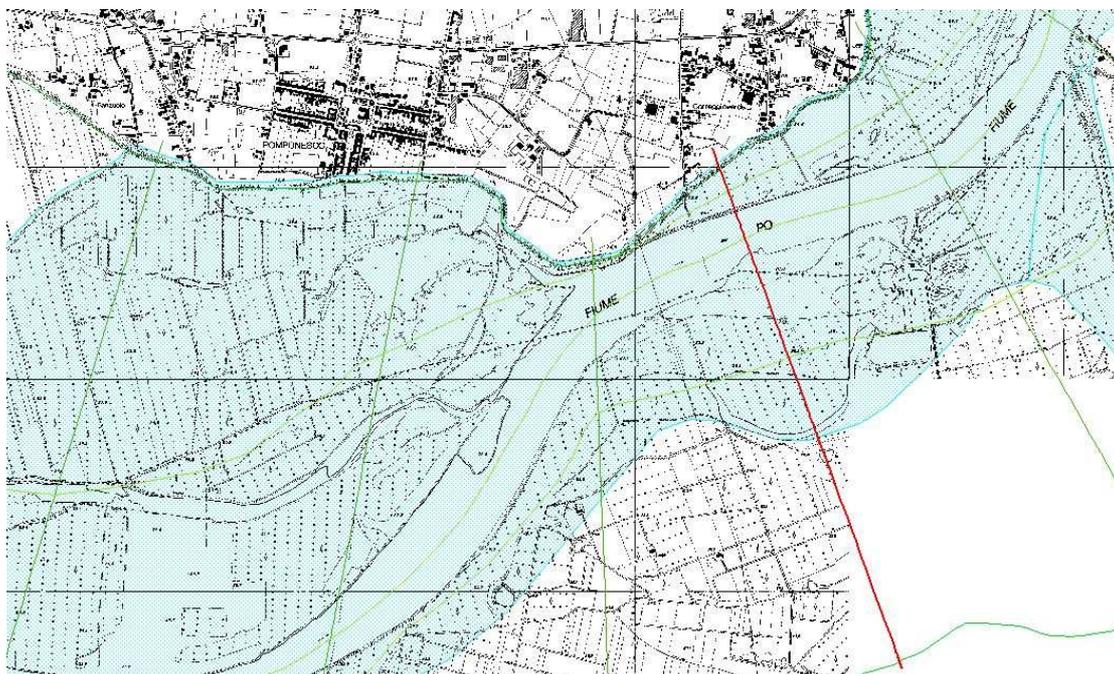


Figura 4.4 - Tratto d'alveo interessato dallo sbarramento di Correggioverde

Come già descritto per la sezione di Casalmaggiore, si è proceduto individuando la sezione scelta di Correggioverde all'interno della geometria del modello in Hec-Ras e di seguito vengono riportati i risultati della simulazione di moto permanente relativi appunto alla sezione di interesse.

In tabella 4.2 sono riassunti i livelli raggiunti per le varie portate di magra di riferimento, mentre in figura 4.5 se ne riporta una rappresentazione assieme alla morfologia della sezione.

	h Q₃₅₅ T=50 m s.m.	h Q₃₅₅ T=10 m s.m.	H Q₃₅₅ T=30 m s.m.	h Q_{min2006} m s.m.	h Q_{min2002} m s.m.
Correggioverde	16.25	15.48	15.11	14.92	16.05

Tabella 4.2 – Altezze idriche alla sezione di Correggioverde

Anche in questo caso il livello minimo risultante è relativo all'anno 2006 e di conseguenza verrà preso a riferimento per l'ipotesi in merito all'altezza dello sbarramento. Si considererà nuovamente, in prima approssimazione, un'altezza utile di 4 m per valutare il volume accumulabile grazie all'intervento proposto.

Come per la sezione di Casalmaggiore, anche quella di Correggioverde presenta una morfologia sulla quale è presumibile che occorrerà, se pur in minima parte, intervenire, qualora si volesse realizzare uno sbarramento. In effetti sono presenti delle ramificazioni laterali per le quali si può pensare o una riprofilatura, in modo che il fondo alveo si mantenga al di sopra del coronamento della traversa, o un interessamento con sbarramenti minori, almeno per i rami principali.

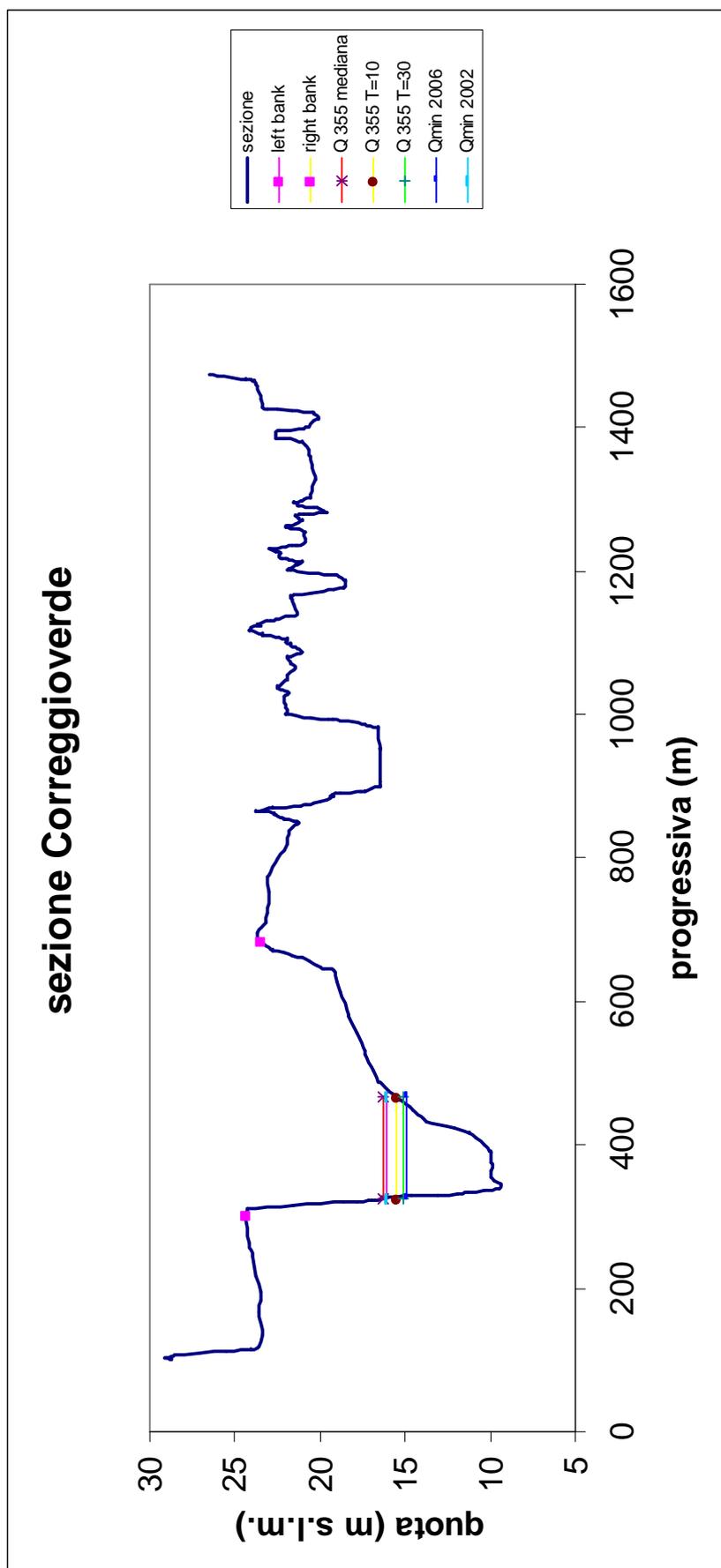


Figura 4.5 – Sezione di Correggioverde con indicazione dei livelli di magra

SEZIONE DI CAMATTA

Lo sbarramento di Camatta è pensato a più di 25 km a valle dall'immissione dell'Oglio e di poco a monte rispetto alla confluenza del Mincio, in sinistra, e del Secchia, in destra.

In figura 4.6 è riportato il tratto d'alveo con lo sbarramento. La sezione è stata scelta considerando, appunto, la necessità di collocare lo sbarramento evitando di introdurre difficoltà nel deflusso delle acque provenienti dai torrenti sopra citati ed, al contempo, secondo il criterio della ristrettezza della sezione. Inoltre la sezione si trova a valle di una serie di anse che inducono una naturale diminuzione di velocità della corrente.

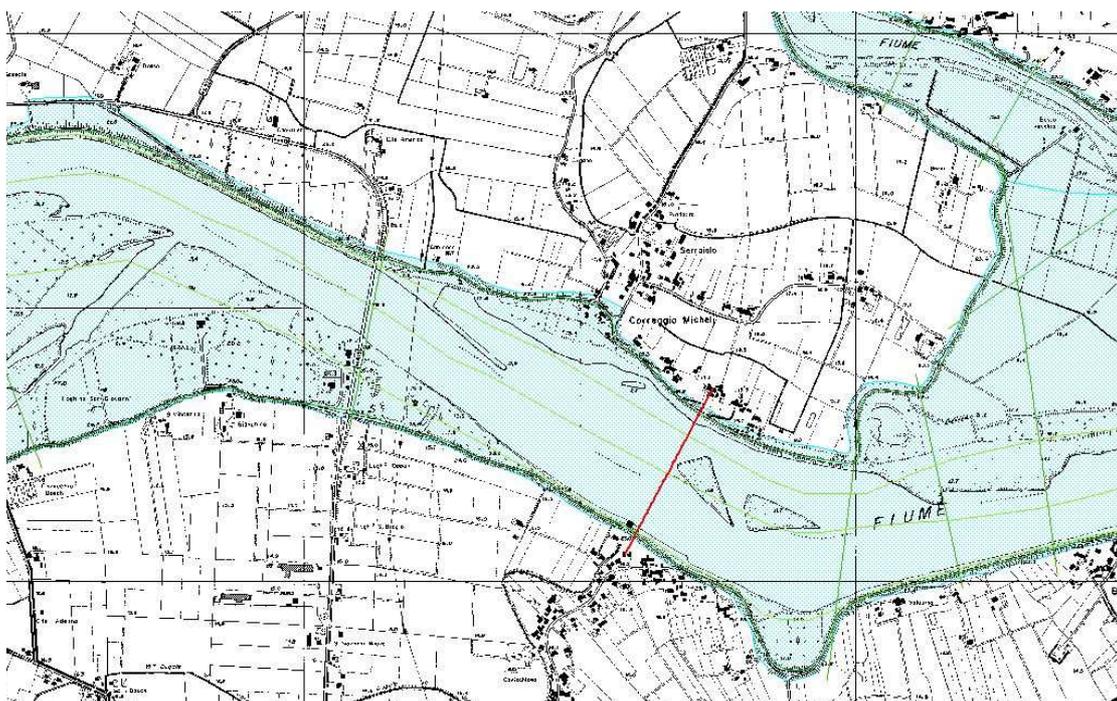


Figura 4.4 - Tratto d'alveo interessato dallo sbarramento di Camatta

Va detto, comunque, che la sezione scelta si trova poco più di un chilometro a valle del ponte su cui scorre la SS 413. Conseguentemente la ricostruzione del profilo di rigurgito dovuto allo sbarramento, dovrà essere elaborata con particolare attenzione; è pur vero che l'altezza limitata dello sbarramento non dovrebbe, con buona certezza, portare a livelli idrici superiori a quelli che naturalmente si realizzano in condizioni di deflusso ordinario o di piena.

Anche per la sezione di Camatta, in tabella 4.3, vengono riassunti i livelli derivanti dalla simulazione di moto permanente condotta per la caratterizzazione del deflusso di magra.

	h Q₃₅₅ T=50 m s.m.	h Q₃₅₅ T=10 m s.m.	H Q₃₅₅ T=30 m s.m.	h Qmin2006 m s.m.	h Qmin2002 m s.m.
Camatta	9.12	8.44	8.17	7.89	9.01

Tabella 4.3 - Altezze idriche alla sezione di Camatta

Il livello minimo, attestatosi nel 2006, sarà il riferimento per la definizione dell'altezza utile dello sbarramento.

In figura 4.7 viene riportata la morfologia della sezione con l'indicazione delle altezze idriche sopra riportate.

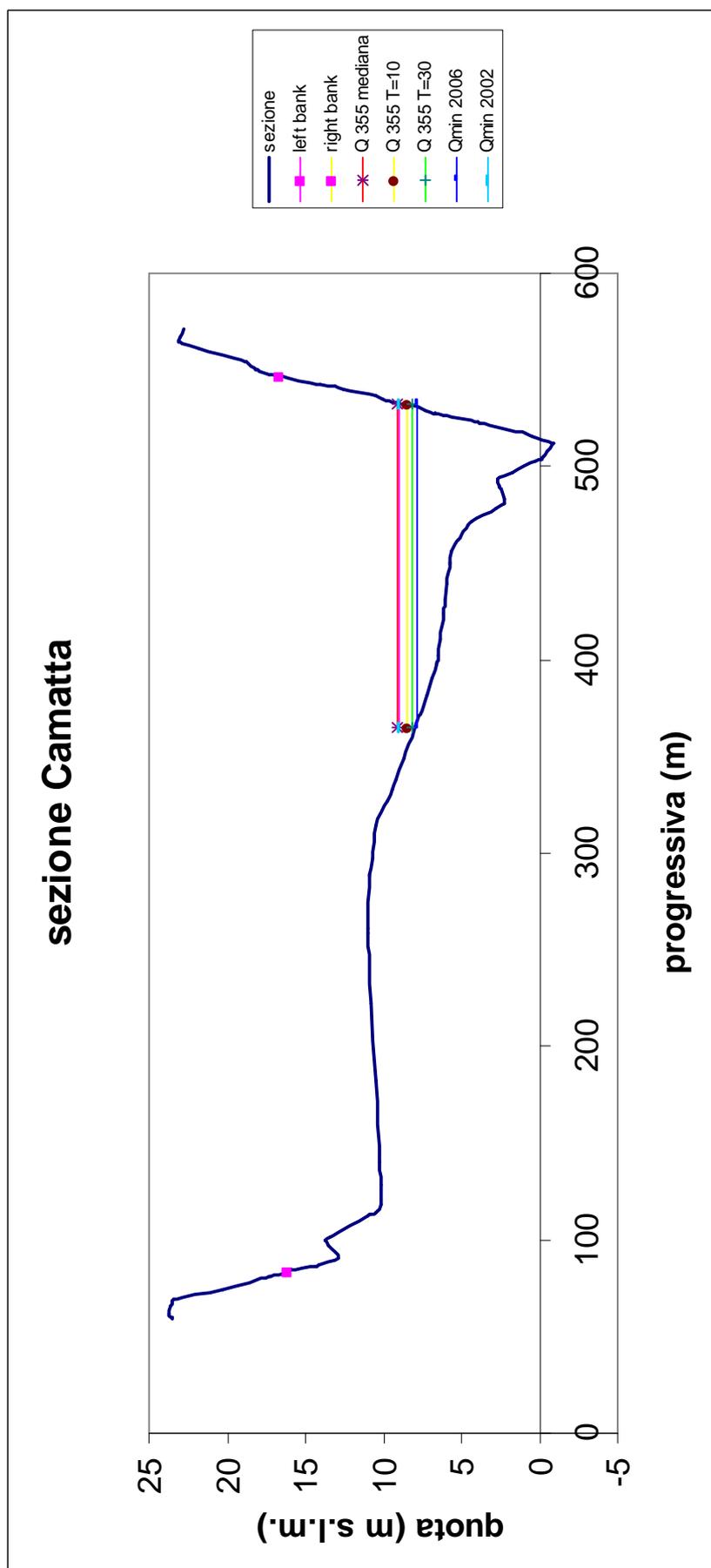


Figura 4.7 – Sezione di Camatta con indicazione dei livelli di magra

4.2 Simulazioni in moto permanente per valutare gli effetti dell'introduzione dello sbarramento sul deflusso di magra

Una volta caratterizzate le sezioni che si adottano come oggetto di studio, si può procedere ripetendo le simulazioni di moto permanente dopo aver inserito gli ipotetici sbarramenti in alveo. Con l'ausilio nuovamente del software Hec-Ras, va attuata, prima di tutto, una modifica della geometria del modello di deflusso. In altri termini, per ogni sezione d'interesse, si aggiungerà, una per volta, una struttura in linea ovvero una traversa di determinate dimensioni, dipendenti dalla morfologia dell'alveo inciso e dai risultati precedentemente acquisiti.

In prima approssimazione verranno inserite traverse aventi un'altezza utile, rispetto al tirante minimo di magra, di 4 m. Non è detto che lo sbarramento definitivo verrà previsto con una tale altezza ma questo procedimento è utile per stabilire un limite massimo e valutare, quindi, la massima area d'influenza potenzialmente soggetta a rigurgito per ogni traversa. Di seguito, allora, per ognuna delle tre sezioni di studio, sono riportate le schematizzazioni degli sbarramenti in alveo e va sottolineato che, per il momento, non si prevedono interventi sulla morfologia della sezione. In realtà se si attuasse un progetto di questo tipo gli interventi sarebbero oltremodo necessari ma lo scopo della trattazione è la valutazione della possibilità di gestione della risorsa per cui discorsi di questo tipo si rimandano ad un'eventuale fase progettuale. In conseguenza di ciò, le ramificazioni secondarie, il cui fondo risulti inferiore all'altezza dello sbarramento, sono state interessate anch'esse, in prima approssimazione, da sbarramenti secondari. Si osserva, comunque, che molto probabilmente le altezze delle traverse, che si valuteranno in via definitiva, risulteranno minori rispetto al riferimento dei 4 m utili preso inizialmente; per questo è plausibile ritenere che, per alcuni rami, non saranno necessari né sbarramenti né interventi di riprofilatura in sede definitiva. Oltre alla schematizzazione degli sbarramenti in alveo, si riportano i profili di rigurgito derivanti dalle simulazioni con e senza la traversa in alveo.

SBARRAMENTO DI CASALMAGGIORE

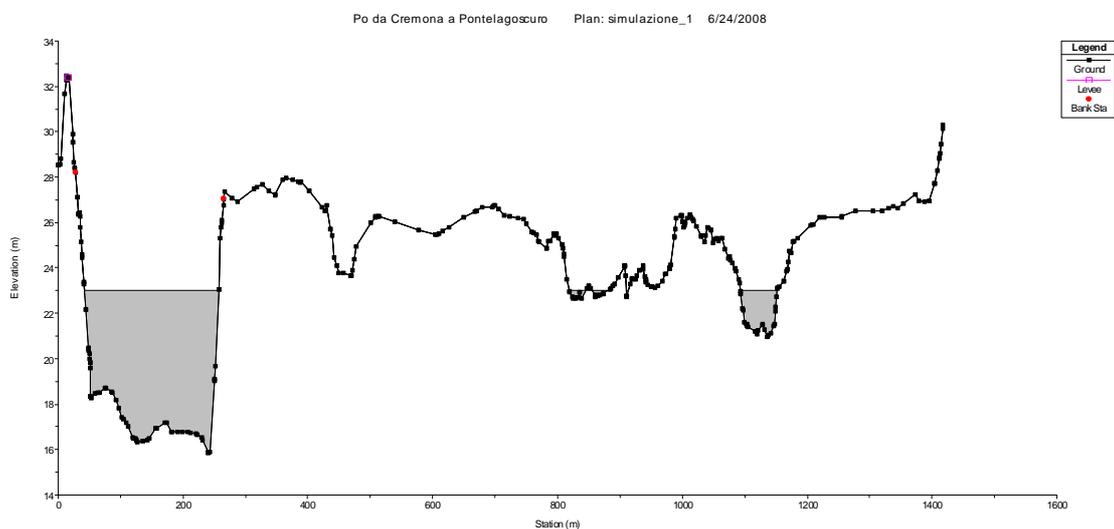


Figura 4.8 – Sezione di Casalmaggiore con la traversa in linea

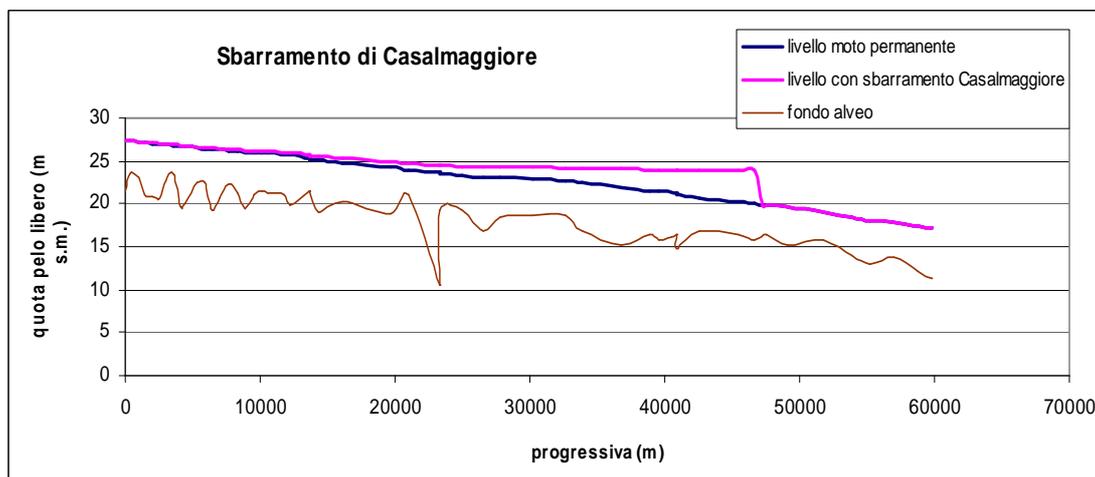


Figura 4.9 – Casalmaggiore: profili di rigurgito delle simulazioni in moto permanente

SBARRAMENTO DI CORREGGIOVERDE

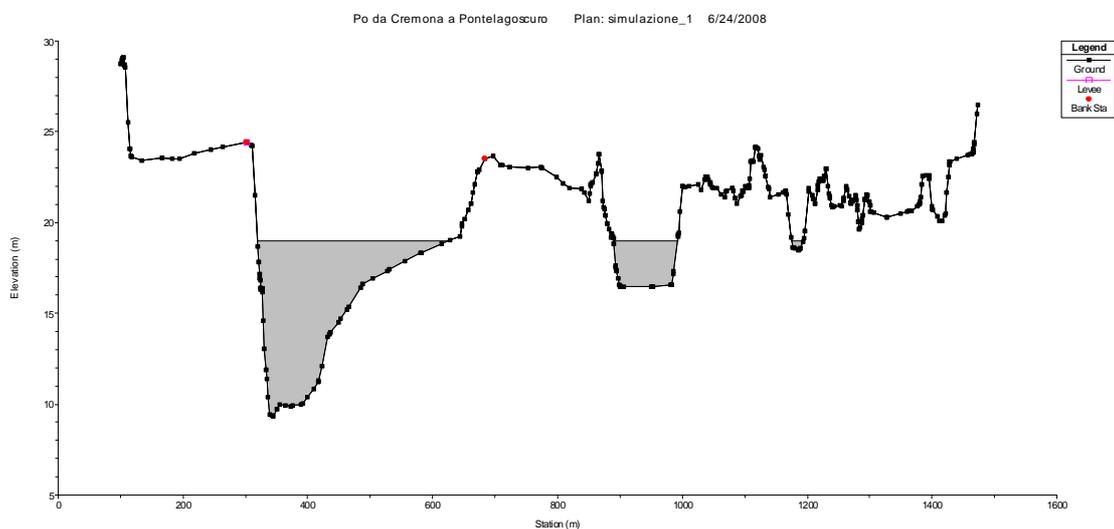


Figura 4.10 – Sezione di Correggioverde con la traversa in linea

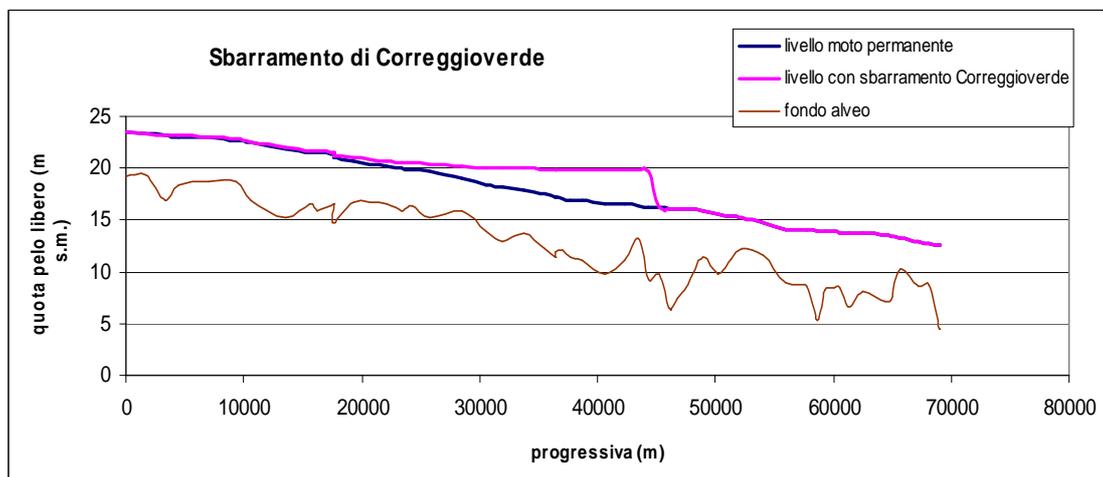


Figura 4.11 – Correggioverde: profili di rigurgito delle simulazioni in moto permanente

SBARRAMENTO DI CAMATTA

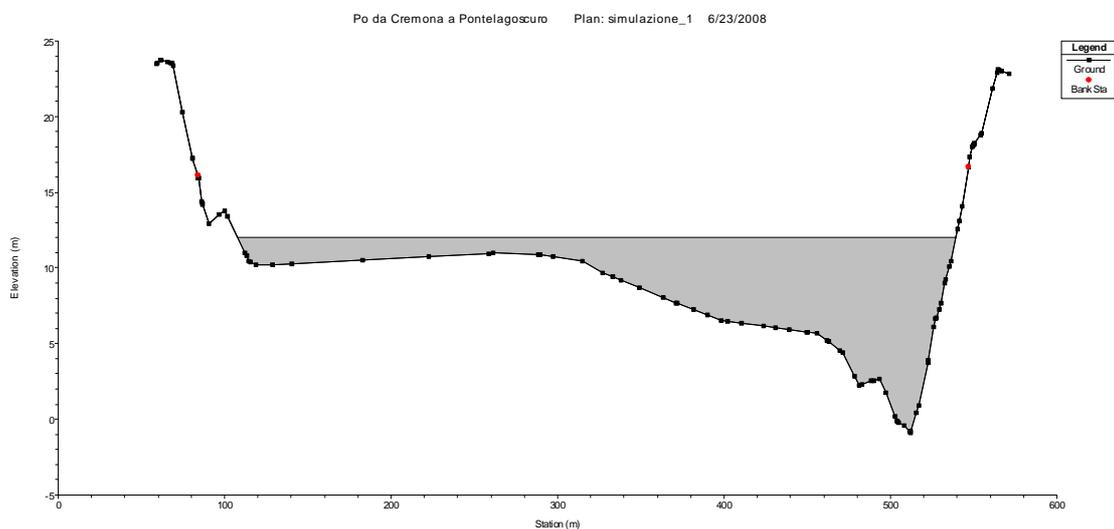


Figura 4.12 – Sezione di Camatta con la traversa in linea

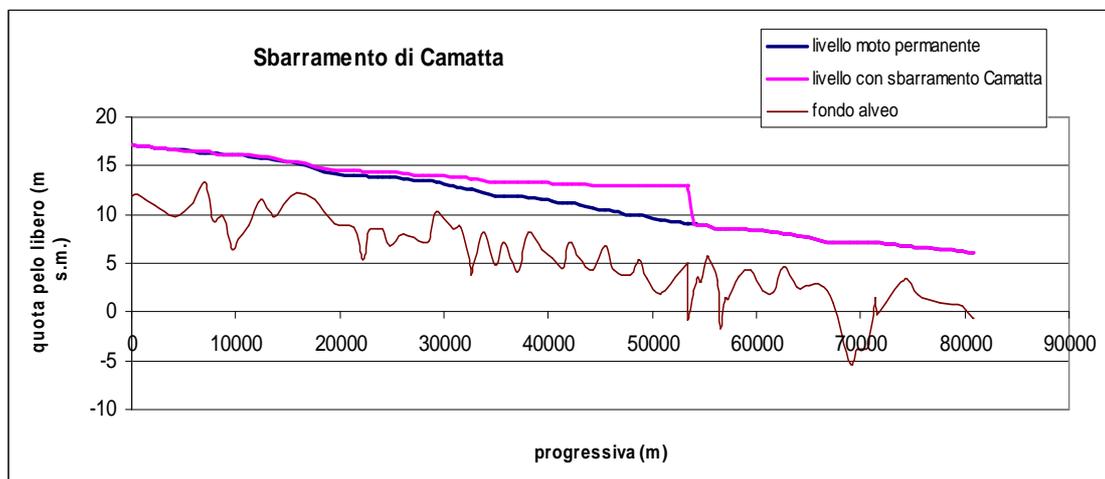


Figura 4.13 – Camatta: profili di rigurgito delle simulazioni in moto permanente

Per la ricostruzione dei profili di rigurgito, fra le portate di magra utilizzate per le simulazioni in moto permanente, si è considerata la Q_{355} della curva di durata mediana.

In tabella 4.4 vengono riassunti i dati di riferimento per ognuna delle sezioni ed, in particolare, i livelli minimi di magra, le conseguenti altezze degli sbarramenti di prima approssimazione e la stima della zona d'influenza significativa a monte di ciascuna traversa.

Sezione	h_{\min} di riferimento	$H_{\text{sbarramento}}$	ampiezza d'influenza
	m s.m.	m s.m.	km
Casalmaggiore	18.93	23	50
Correggioverde	14.92	19	55
Camatta	7.89	12	65

Tabella 4.4 – Dati significativi sull'inserimento delle traverse in alveo

Ovviamente prendendo in considerazione l'inserimento di un unico manufatto in alveo per volta, si ha che le zone d'influenza si vengono a sovrapporre perché le sezioni, fra loro, hanno una distanza relativamente ridotta. Questo, comunque, si vedrà meglio in seguito attraverso un'analisi condotta direttamente a partire dalla morfologia del territorio influenzato da ciascun sbarramento.

4.3 Valutazione del volume idrico accumulabile

I passaggi svolti finora, hanno portato alla stima dell'estensione delle zone influenzate dall'inserimento di ciascun sbarramento, considerando l'altezza utile massima di 4 m. Ora, ritornando al software Arc View, si procederà con la determinazione dei volumi idrici accumulabili a monte di ciascuna traversa, in funzione dell'altezza della stessa. Per fare questo è stato necessario ricorrere ad un DTM che coprisse l'asta principale del Po. In effetti, l'AdBPo si è recentemente dotata di un modello digitale delle quote del terreno a passo 2m e di ortofoto a scala nominale 1:2000, relativi all'asta del Po tra la confluenza del Ticino e l'incile del Po di Goro. Le operazioni di rilievo sono state eseguite per mezzo di numerosi voli, nel corso dei quali sono stati utilizzati due scanner differenti (Optech ALTM 3033 e Toposys Falcon II) da quote relative di circa 1500 m. La porzione del corso d'acqua al di sotto del pelo libero, non rilevabile con il laser-scanning, è stata descritta attraverso un rilievo batimetrico con sonar a scansione (multibeam Kongsberg EM 3000D) su natante e per mezzo delle sezioni rilevate dall'AIPO (Agenzia Interregionale per il Fiume Po) nel 2005. Il DTM ottenuto è stato verificato e validato utilizzando il GPS cinematico, sia rispetto a stazioni fisse che rispetto alla rete di stazioni permanenti della Regione Lombardia, mostrando scostamenti molto ridotti (≈ 0.1 m) e assenza di differenze locali sistematiche (v. ad es. Camorani et al., 2006). Il DTM costituisce un importantissimo elemento conoscitivo ed ha fornito lo stimolo per promuovere un aggiornamento della modellistica idraulica di piena disponibile presso l'AdBPo per il tratto d'asta tra la confluenza Tanaro e Pontelagoscuro. Avendo a disposizione tale strumento suddiviso in tavolette, è stato necessario unire, attraverso il software GIS, quelle relative all'area di interesse di ciascuna traversa. Il primo passo, dunque, è consistito nell'individuazione dell'area di influenza di ogni sbarramento, opportunamente delineata rispetto alla fascia fluviale A che definisce le aree esondabili. I risultati di questa operazione sono riportati nelle immagini che seguono.

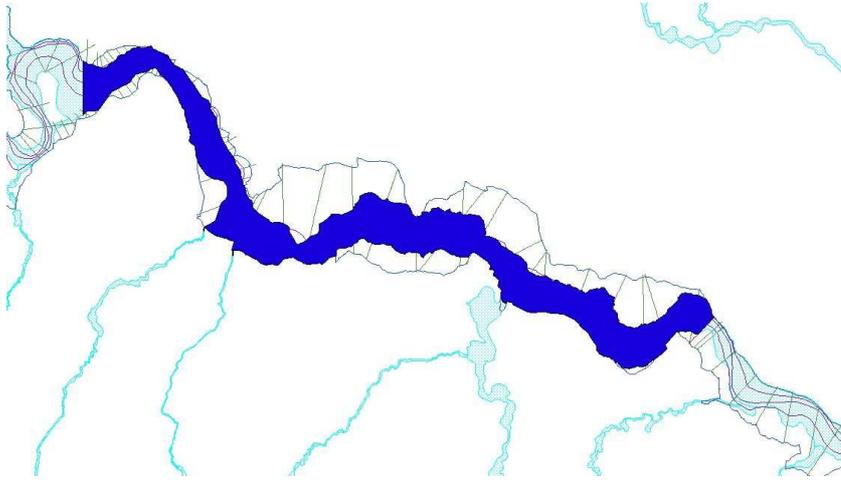


Figura 4.14 – Casalmaggiore: zona influenzata significativamente dalla traversa

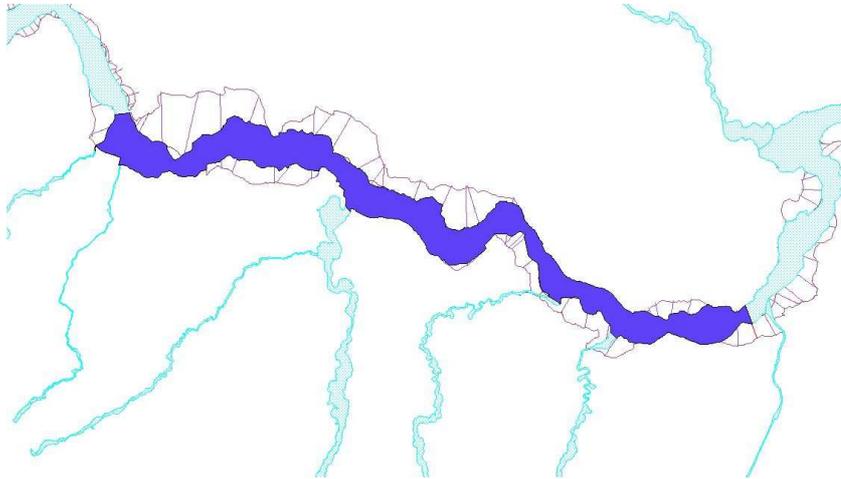


Figura 4.15 – Correggioverde: zona influenzata significativamente dalla traversa

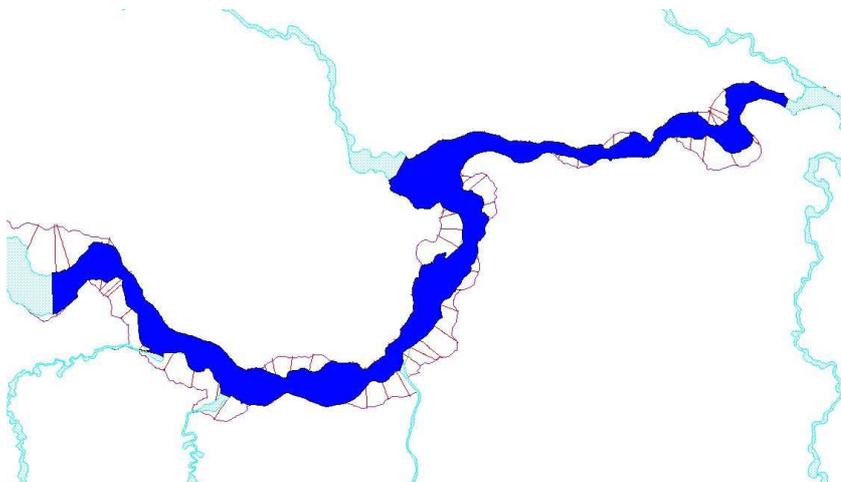


Figura 4.16 – Camatta: zona influenzata significativamente dalla traversa

Attraverso il software Arc View, convertendo il tematismo dell'area di influenza in un grid e combinandolo con il DTM relativo, frutto dell'unione delle tavolette utili a descrivere il territorio soggetto a rigurgito per ciascun sbarramento, è possibile ottenere un DTM risultante delineato secondo la fascia fluviale A d'interesse. Le immagini che seguono, da 4.17 a 4.19, chiariscono questo passaggio.

I tre DTM risultanti, associati alle sezioni di studio, consentiranno la valutazione del volume d'acqua accumulabile per diverse altezze degli sbarramenti. Ad ognuna di queste, infatti, è possibile relazionare una superficie orizzontale alla medesima quota assoluta. A questo punto, attraverso un'applicazione del software Arc View, è possibile calcolare il volume compreso fra la superficie orizzontale e il DTM, volume che, una volta realizzato lo sbarramento, corrisponderebbe all'acqua accumulata nell'invaso di monte. Si osserverà che, avendo preso a riferimento i livelli di magra, anche con un'altezza utile massima di 4 m, l'accumulo interesserà sostanzialmente il solo alveo inciso.

Sbarramento di Casalmaggiore

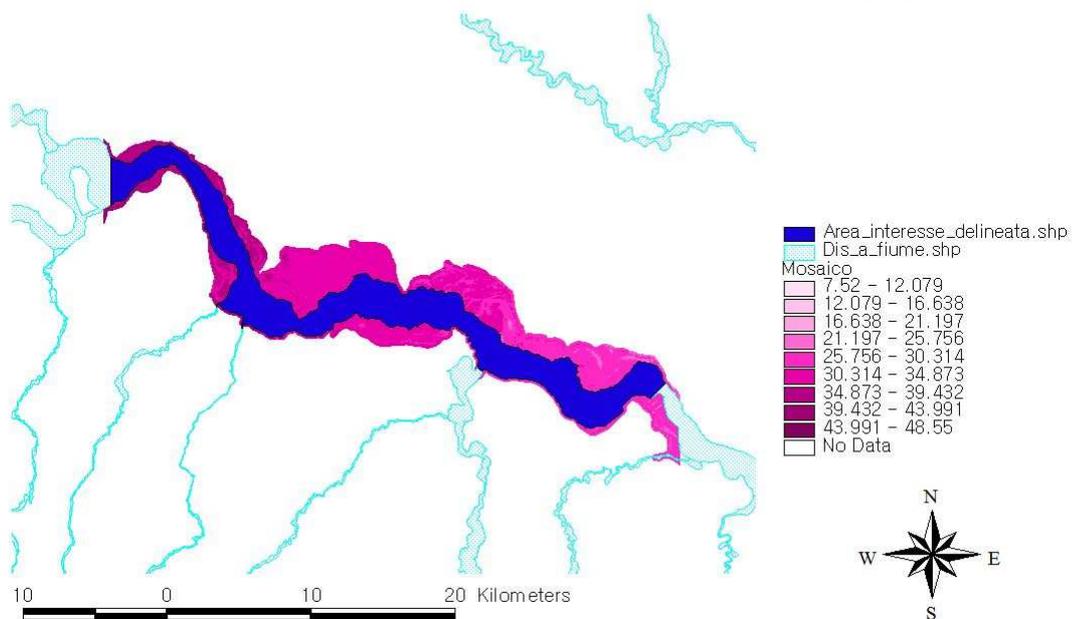


Figura 4.17 – Casalmaggiore: DTM d'interesse e zona d'influenza per la delineazione dello stesso

Sbarramento di Correggioverde

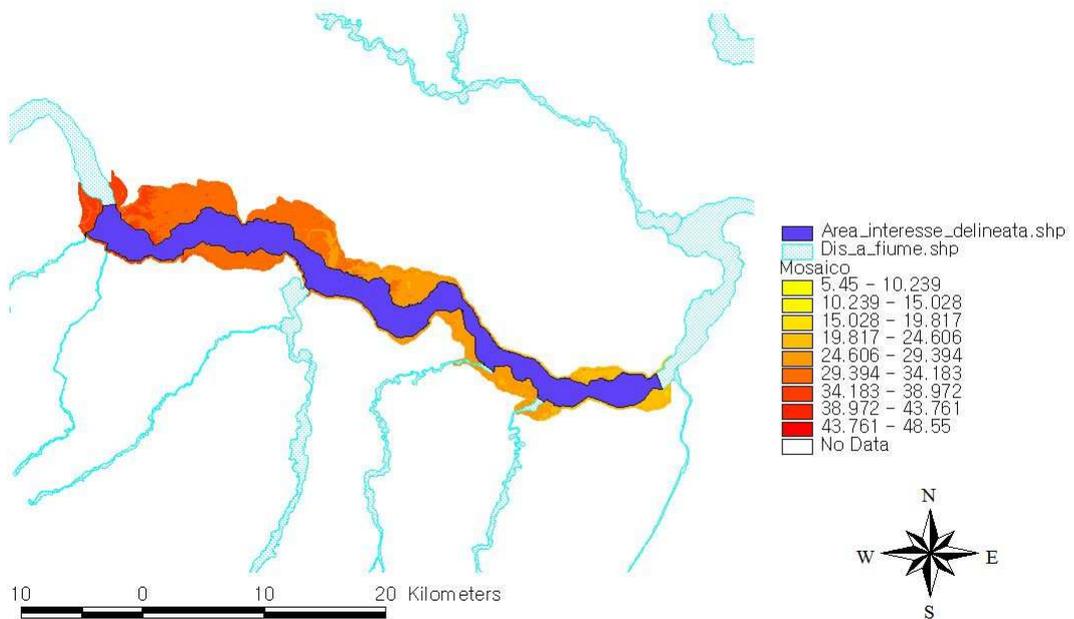


Figura 4.18 – Correggioverde: DTM d’interesse e zona d’influenza per la delineazione dello stesso

Sbarramento di Camatta

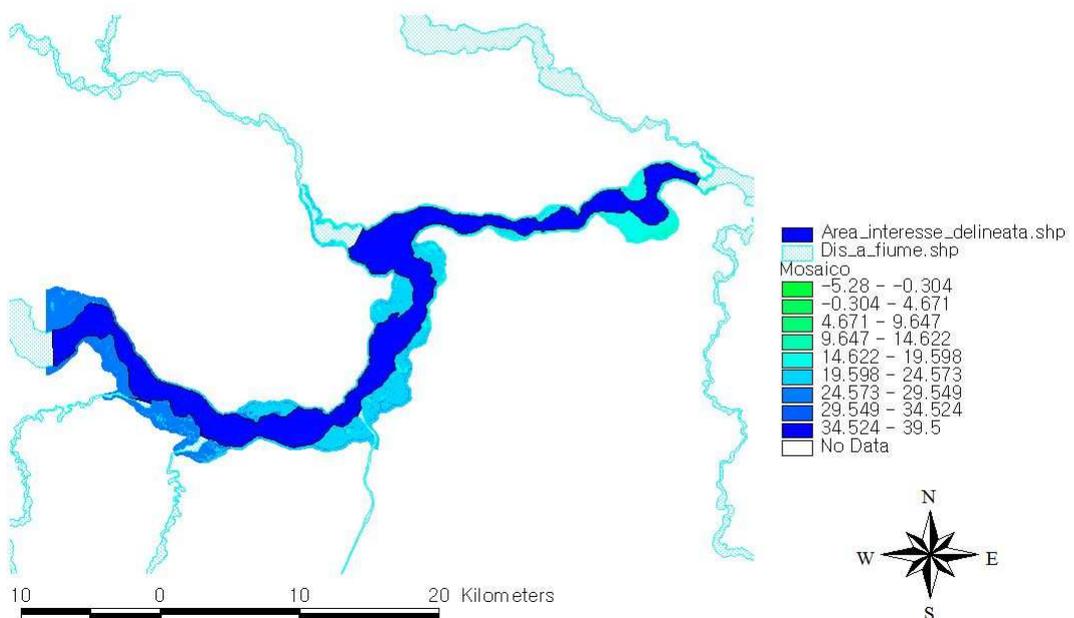


Figura 4.19 – Camatta: DTM d’interesse e zona d’influenza per la delineazione dello stesso

Procedendo in questo modo si trascura una parte rilevante del volume invasato a monte della traversa. Per tener conto, invece, della non orizzontalità del pelo libero, occorre stimare la pendenza motrice nel tratto di interesse, ovvero ricavare il dislivello corrispondente alla lunghezza d'influenza determinata attraverso le simulazioni. A questo punto si sono ottenute due quote: quella dello sbarramento e quella risultante dalla somma di questa e del dislivello trovato. Attraverso il software Arc View, allora, si può far corrispondere ad esse due superfici orizzontali ed, in prima approssimazione, si può calcolare il volume accumulato dalla traversa, come media fra quelli compresi fra il DTM e le due superfici orizzontali. Questo procedura, in realtà, porta ad una sovrastima del volume stesso. In effetti, l'innalzamento del pelo libero si risente via via che ci si allontana dallo sbarramento. E' vero, allora, che questo procedimento consente di recuperare il contributo volumetrico delle aree più a monte della zona d'influenza che, altrimenti, verrebbero trascurate. Va sottolineato, però, che, subito a monte dello sbarramento, ci sono più zone a quota minore per ovvie ragioni di morfologia del territorio. Solo una parte di queste aree nella realtà viene allagata, perché subito a monte della traversa il pelo libero è pressoché pari all'altezza del coronamento della stessa. Considerare, quindi, la superficie orizzontale corrispondente alla quota massima del pelo libero, anche nella zona subito a monte dello sbarramento, induce un contributo non reale, maggiore di quello recuperato nella zona di monte dell'area d'influenza, che sarebbe stato erroneamente trascurato. Un'altra via, plausibilmente più corretta perché più aderente alla morfologia del territorio rispetto alle osservazioni appena esposte, è quella di considerare il volume racchiuso fra il DTM e una superficie orizzontale media. In questo modo, al contempo, ci saranno meno aree considerate contribuenti subito a monte dello sbarramento e verrà, comunque, recuperata una parte delle aree invasanti nella zona iniziale dell'area d'influenza. In effetti, come si può vedere dalla tabella 4.5, questo metodo fornisce risultati alquanto cautelativi rispetto al precedente. In questa fase ciò si ritiene particolarmente opportuno così come, in caso di progetto, si rimanda la questione ad un'analisi ancora più precisa e ad indagini più spinte. Di seguito sono riportati i valori di

entrambi i procedimenti svolti ma, visti i fini di questa trattazione, si adotteranno quelli maggiormente prudenziali.

Traversa	h max traversa (m s.m.)	h max pelo libero (m s.m.)	volume medio (m³)	Quota media (m s.m.)	volume risultante (m³)
Casalmaggiore	23	27.65	63370086	25.2	53583682
Correggioverde	19	24.55	68251197	21.2	45569670
Camatta	12	18.25	85257746	14.6	58647941

Tabella 4.5 – Stime dei volumi accumulabili dalle traverse per l'altezza utile ipotizzata massima di 4 m

In effetti, si osserverà, che per le sezioni di Correggioverde e Camatta, i due metodi hanno prodotto risultati sensibilmente diversi. Questo perché l'altezza massima del pelo libero, individuata attraverso la cadente e la lunghezza della zona d'influenza, in realtà si è mostrata corrispondente a differenze di livello non rilevanti, rispetto al profilo di moto permanente senza sbarramenti. Di conseguenza, al momento della scelta di una superficie media, si è adottato un valore più basso che tenesse conto delle reali zone soggette a invaso. Quindi, anche per questa ragione, è preferibile adottare la seconda serie di valori di volume.

Il passo successivo è stato quello di ripetere i calcoli per altezze dello sbarramento via via minori, sino alla quota di magra di riferimento. Nelle tabelle seguenti, da 4.6 a 4.8, sono riportati i valori delle stime dei volumi liquidi per le diverse quote d'invaso. Il fatto di riuscire a derivare tale relazione, per un serbatoio naturale, è cruciale sia in fase di progetto che per il normale funzionamento. Se si conosce, ad esempio, l'entità delle utenze da soddisfare in termini di portate di derivazione, è possibile risalire al volume necessario e, quindi, all'altezza che lo sbarramento deve avere.

Sbarramento di Casalmaggiore

Ipotesi di una regolarizzazione del fondo alveo a quota 17 m s.m.

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume accumulato 1 m³	Volume accumulato 2 m³
23	6	63370086	53583682
22.5	5.5	52550576	44435057
22	5	42970926	36334816
21.5	4.5	34343821	29040017
21	4	25523496	21581838
20.5	3.5	19767204	16714505
20	3	14481252	12244876
19.5	2.5	10289770	8700695

Tabella 4.6 – Casalmaggiore: relazioni fra volume invasato e altezza della traversa

Sbarramento di Correggioverde

Ipotesi di una regolarizzazione del fondo alveo a quota 10 m s.m.

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume accumulato 1 m³	Volume accumulato 2 m³
19	9	68251197	45569670
18	8	46754970	31217160
17	7	30389537	20290357
16	6	18399271	12284748
15	5	10138169	6769010

Tabella 4.7– Correggioverde: relazioni fra volume invasato e altezza della traversa

Sbarramento di Camatta

Ipotesi di una regolarizzazione del fondo alveo a quota 3 m s.m.

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume accumulato 1 m³	Volume accumulato 2 m³
12	9	85257746	58647941
11	8	59968821	41251945
10	7	40045554	27546931
9	6	24726807	17009320
8	5	13372202	9198602

Tabella 4.8 – Camatta: relazioni fra volume invasato e altezza della traversa

Come si può osservare, in effetti, esclusa la sezione di Casalmaggiore, i due metodi hanno fornito risultati sensibilmente differenti. Come affermato precedentemente, si ritengono più affidabili le seconde serie di dati. Di seguito viene data rappresentazione grafica di entrambe le serie e dell'eventuale media delle stesse. In realtà, per ragioni cautelative, verrà considerata la curva più bassa che sottostima i volumi liquidi cumulabili.

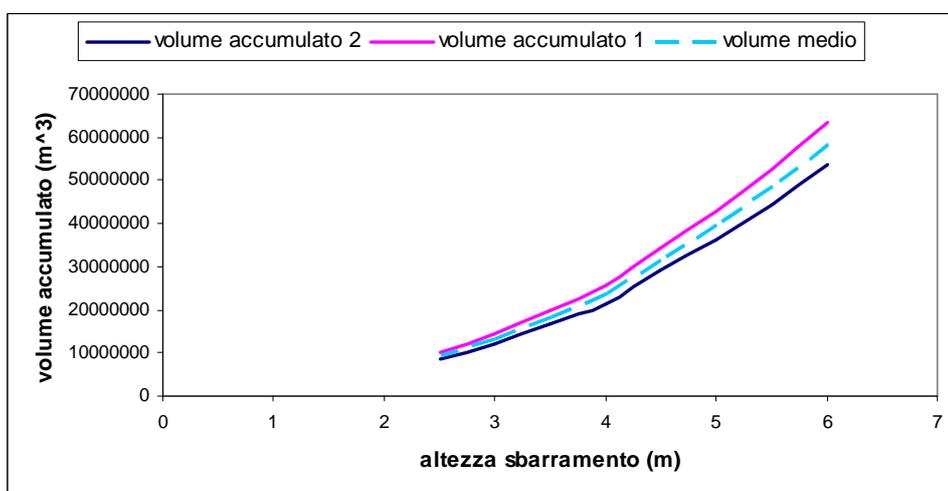


Figura 4.20 – Casalmaggiore: volume liquido invasato in funzione dell'altezza dello sbarramento

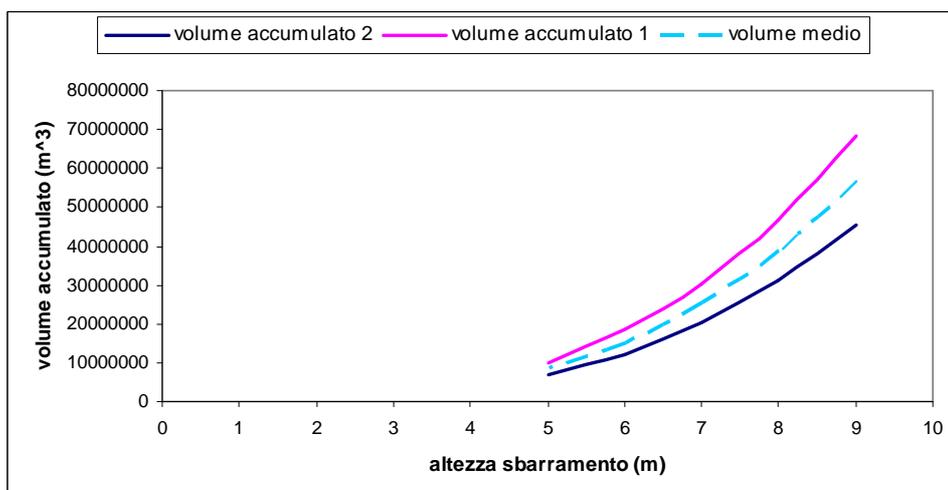


Figura 4.21 – Correggioverde: volume liquido invasato in funzione dell'altezza dello sbarramento

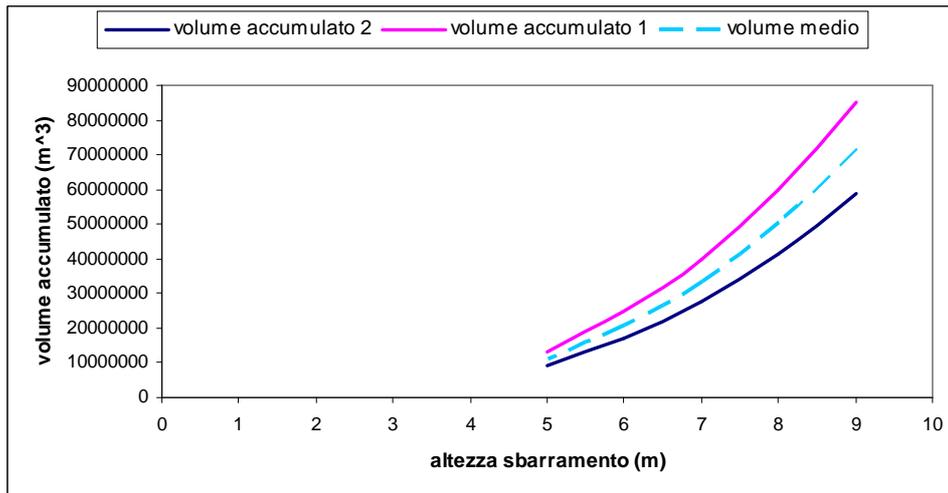


Figura 4.22 – Camatta: volume liquido invasato in funzione dell’altezza dello sbarramento

La conoscenza della legge che regola l’aumento di volume liquido con l’incremento dell’altezza dello sbarramento, consente di progettare l’intervento con la consapevolezza delle utenze che si potranno soddisfare, sempre mantenendo piena considerazione per i vincoli legati alla sicurezza idraulica e al territorio.

Di seguito, a conclusione di questa parte, si riportano gli specchi liquidi dei tre invasi per l’altezza utile massima degli sbarramenti pari a 4 m. La rappresentazione si riferisce alla determinazione del volume d’invaso attraverso il secondo metodo riportato ovvero con riferimento ad una superficie del pelo libero media.

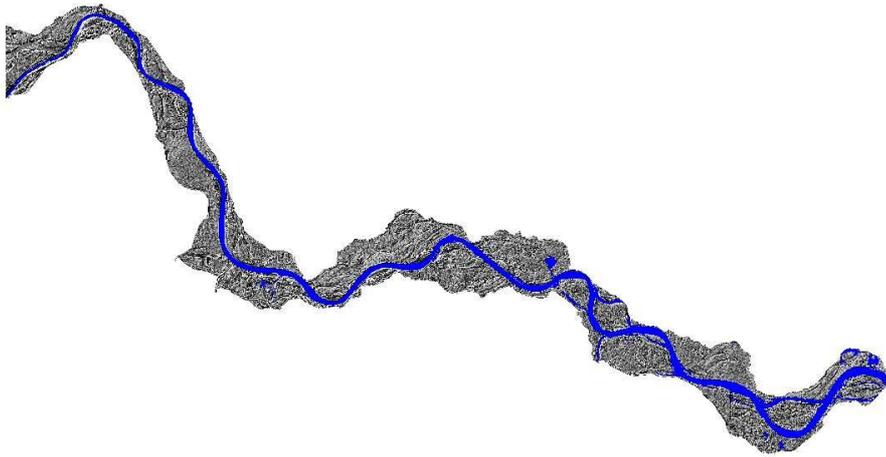


Figura 4.23 – Casalmaggiore: superficie liquida dell'invaso

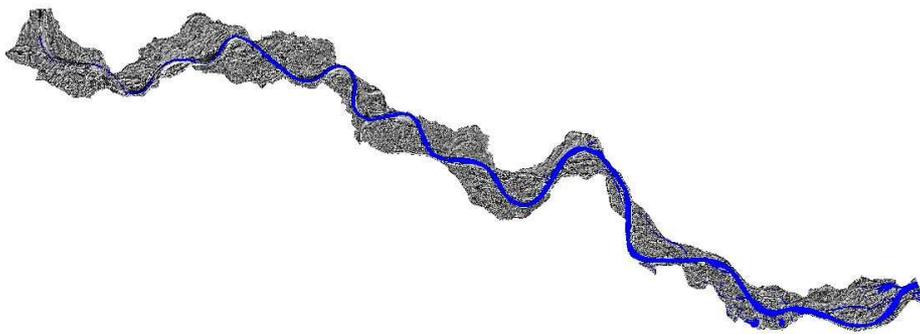


Figura 4.24 – Correggioverde: superficie liquida dell'invaso

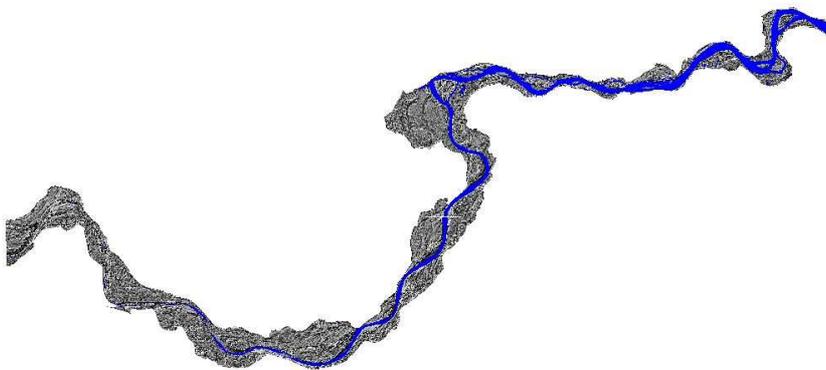


Figura 4.25 – Camatta: superficie liquida dell'invaso

4.4 Considerazioni in merito al soddisfacimento delle utenze

Come accennato, il problema di progetto di un invaso per il compenso idrico nascerebbe dalla quantificazione delle utenze da soddisfare. Una volta definita, quindi, la portata che dev'essere possibile derivare con continuità, si potrebbe procedere con la determinazione del volume d'invaso, note la distribuzione temporale e l'entità delle portate in arrivo; dal volume necessario, infine, si desumerebbe l'altezza che deve possedere lo sbarramento per realizzare un tale invaso a monte.

Nei casi pratici non è sempre possibile procedere in questa maniera perché esistono dei vincoli progettuali significativi. Innanzi tutto la questione della sicurezza idraulica del territorio che, per evidenti ragioni, è sempre più l'aspetto cruciale d'assolvere per poter ritenere fattibile qualsiasi ipotesi d'intervento. Nel caso di studio, questo fattore incide peculiarmente sull'altezza dello sbarramento ovvero sui livelli idrici che si realizzeranno post intervento. Di conseguenza, fin da subito nell'analisi, si è posto un limite d'altezza dell'opera oltre il quale non si è proceduto con l'analisi degli effetti. Limitare l'altezza ha chiaramente significato limitare il volume col risultato di ottenere possibili invasi quali quelli determinati nel paragrafo precedente. Ora, se il volume fissato è comunque tale da poter soddisfare le utenze, e ciò è valutabile ad esempio su scala giornaliera, diventa rilevante valutare se le portate in arrivo, rispetto a quelle derivate, consentono un mantenimento dell'invaso sempre alla massima potenzialità d'accumulo, fatta salva un'opportuna gestione degli organi di regolazione. Se ciò si verifica allora si ha la certezza del soddisfacimento delle utenze. Non va dimenticato che, nella determinazione della portata di derivazione, occorre includere il deflusso minimo vitale definito come la quantità minima d'acqua che deve essere assicurata per la sopravvivenza delle biocenosi acquatiche, la salvaguardia del corpo idrico e in generale per gli usi plurimi a cui il fiume è destinato. La determinazione del deflusso minimo vitale è molto complessa e diversificata a seconda delle caratteristiche dell'asta di interesse. Per il fiume Po, l'Autorità di Bacino definisce il DMV

solo per i tratti in cui la presenza di determinate derivazioni idriche causa problemi di insufficienza delle portate defluenti, come riferisce il Piano di Tutela delle Acque. L'unico di tali tratti che si trova in Emilia-Romagna è quello di Isola Serafini, per il quale si assume come DMV la portata di $98 \text{ m}^3/\text{s}$, pari al 10% della portata media misurata alla sezione di Piacenza. L'Autorità di Bacino precisa, inoltre, che per eventuali nuove derivazioni idriche rilevanti, vale la stessa regola ovvero il DMV va quantificato come il 10% della portata media storica transitata nel tratto d'interesse. Considerando che l'intervento in studio si andrebbe ad inserire in un contesto di derivazioni già esistenti, che interessano soprattutto le provincie da Parma a Ferrara, è consigliabile tener conto di questo fatto ipotizzando un rilascio d'acqua maggiore rispetto al DMV. In particolare, visto che le simulazioni svolte sono state effettuate in riferimento alla portata Q_{355} della curva mediana, si potrebbero decurtare i volumi liquidi ricavati nel precedente paragrafo, della quota parte relativa al deflusso della portata caratteristica di magra stessa. Ciò equivarrebbe a garantire il deflusso verso valle di tale portata detraendo il volume d'acqua corrispondente da quello dispensabile alle utenze. Anche da un punto di vista ambientale, una scelta di questo genere è senz'altro migliore ed è concorde all'obiettivo di miglioramento dello stato dei corpi idrici superficiali. In fase di un eventuale progetto definitivo è da ritenersi opportuno, comunque, effettuare in merito un'analisi più approfondita. Di seguito in tabella 4. vengono riportati i volumi al netto della portata Q_{355} che si prevederà di rilasciare in ogni caso verso valle.

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume netto 1 m³	Volume netto 2 m³
23	6	56211016	47530206
22.5	5.5	45391507	38381581
22	5	35811856	30281340
21.5	4.5	27184751	22986541
21	4	18364427	15528362
20.5	3.5	12608135	10661028
20	3	7322183	6191399
19.5	2.5	3130701	2647219

Tabella 4.9 – Casalmaggiore: volumi invasabili al netto del pelo libero di magra

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume netto 1 m ³	Volume netto 2 m ³
19	9	58113028	38800660
18	8	36616800	24448150
17	7	20251368	13521347
16	6	8261102	5515738

Tabella 4.10 – Correggioverde: volumi invasabili al netto del pelo libero di magra

Quota idrica m s.m.	Tirante m	Volume netto 1 m ³	Volume netto 2 m ³
12	9	71885544	49449339
11	8	46596619	32053343
10	7	26673352	18348329
9	6	11354605	7810718

Tabella 4.11 – Camatta : volumi invasabili al netto del pelo libero di magra

Ora, i volumi netti così determinati, possono essere analizzati unicamente in riferimento al soddisfacimento delle utenze. Come si è detto, il fattore determinante risiede nella determinazione delle portate in arrivo. Si sono analizzati, a tal scopo, i deflussi medi mensili caratteristici del Po ed, in particolare, relativi alle sezioni di riferimento di Cremona, Boretto e Borgoforte.

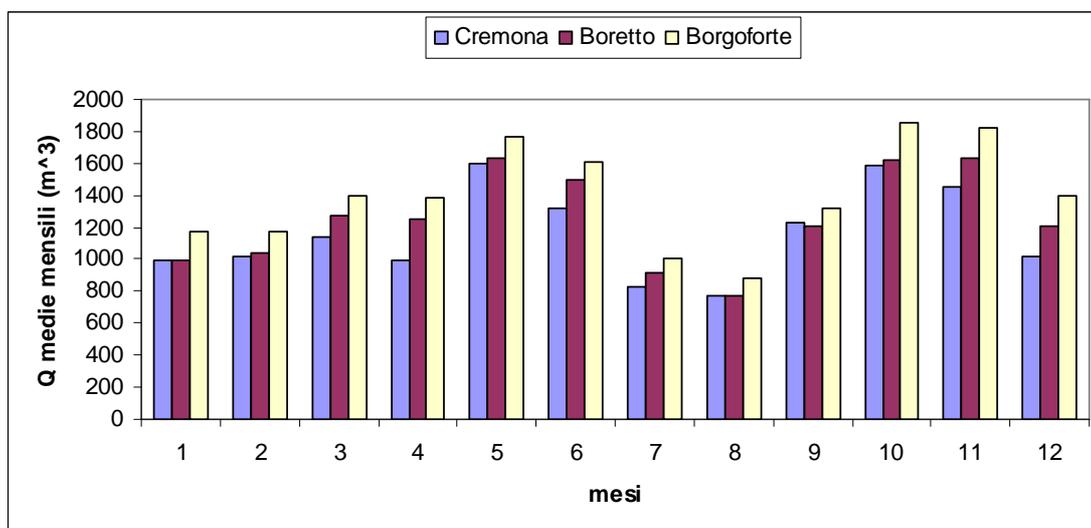


Figura 4.26 – Deflussi medi mensili delle sezioni di riferimento dal 1950 al 2006

Come si osserverà, il regime dei deflussi è caratterizzato da due minimi nell'arco dell'anno, uno invernale ed uno estivo, il principale. Peraltro a quest'ultimo corrisponde in genere la massima richiesta idrica per usi agricoli; da qui nasce l'obiettivo del compenso stagionale per l'ottimizzazione della gestione della risorsa. L'analisi è stata condotta riferendosi alle portate in arrivo al netto del DMV; in effetti tale portata non contribuirà al riempimento dell'invaso e al soddisfacimento delle utenze. Fissata, quindi, una portata in uscita, in prima approssimazione costante durante l'anno, si è passati al calcolo dei relativi volumi in ingresso e in uscita per discriminare i mesi in cui l'invaso si riempie e quelli in cui è soggetto a svuotamento. Successivamente si è affinato lo studio cercando di individuare la portata in uscita capace di sfruttare al meglio le potenzialità dell'invaso. In realtà, è bene sottolineare che non si avrà una derivazione costante nei mesi ma risulterà rilevante verosimilmente da aprile a settembre, con particolare incidenza nei mesi estivi. In fase definitiva si dovrebbe senz'altro procedere con uno studio approfondito della richiesta idrica derivante anche dall'individuazione delle colture trattate; ogni coltura, infatti, ha una curva caratteristica relativa alla portata necessaria nei vari periodi dell'anno. In questa sezione, invece, si attueranno considerazioni sommarie adatte alla trattazione e volte a stimare il beneficio indotto dall'intervento. Si considerino, allora, i volumi netti derivanti dall'approccio più prudentiale ed, in particolare, quelli corrispondenti all'altezza utile dello sbarramento massima di 4 m. Questi saranno i volumi di invaso di riferimento per ciascuna delle tre sezioni per le quali l'intervento è stato ritenuto plausibile. Si ricorda che si sta considerando la massima capacità di invaso fra quelle determinate nel precedente paragrafo unicamente per stimare il massimo beneficio ottenibile. Inoltre, come appena osservato, non è plausibile ritenere di poter derivare la stessa portata in ogni stagione perché oltre che da accumulo, l'invaso nasce per necessità di compenso stagionale; per tale ragione si dovrà, in fase di progetto definitivo e, dunque, in condizioni di esercizio, individuare la successione di portate in uscita ottimali per le utenze ed in accordo con le fasi di accumulo e svuotamento del serbatoio stesso.

L'obiettivo di questo paragrafo è di verificare, attraverso un'indagine sommaria, la potenzialità degli invasi ipotizzati. Per fare ciò ci si è riferiti sia ai deflussi medi mensili riportati precedentemente e relativi all'intero periodo d'osservazione, sia a quelli relativi all'anno 2006 che, come si è detto più volte, è risultato particolarmente critico. Di seguito vengono riportati alcuni risultati. In particolare vengono rappresentate le portate medie mensili in ingresso al netto del DMV e le corrispondenti eventualmente garantibili in modo costante in derivazione. Si osserverà una certa cautela riguardo alla scelta di quest'ultime e potrebbe sembrare che tale ipotesi non ottimizzi il flusso d'acqua in arrivo. In realtà, invece, avendo il serbatoio un volume già prestabilito, è evidente come non tutta l'acqua in arrivo possa contribuirne al riempimento. Una quota parte di questa fluisce verso valle senza essere utilizzata, tanto più la capacità massima d'invaso diminuisce. Nelle figure 4.27, 4.28 e 4.29 si riportano per l'appunto le portate in arrivo (al netto del DMV) e in uscita dal serbatoio, in condizioni medie e particolarmente gravose, per i tre invasi ipotizzati.

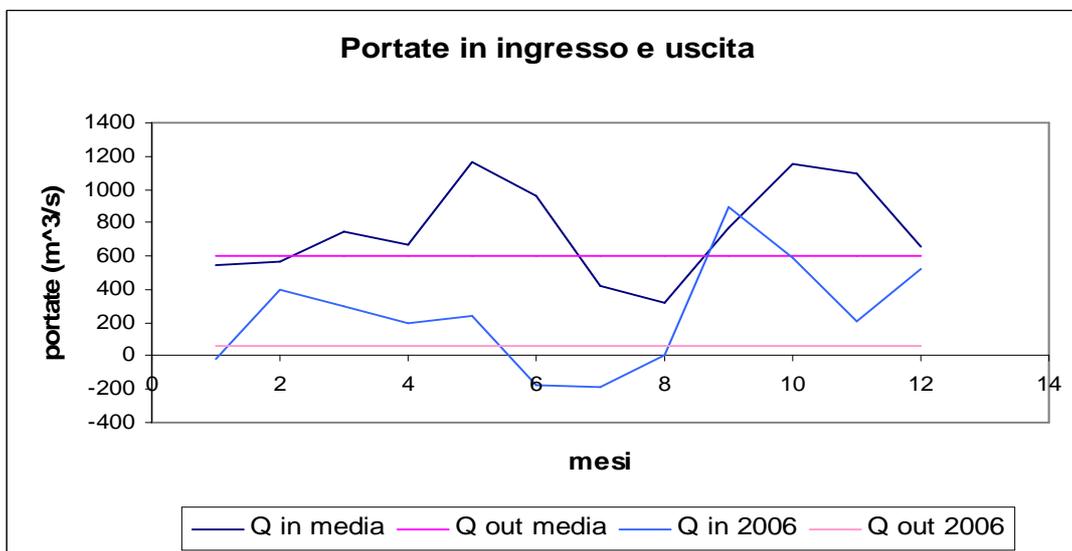


Figura 4.27 – Casalmaggiore: portate nette in ingresso e derivazioni costanti possibili

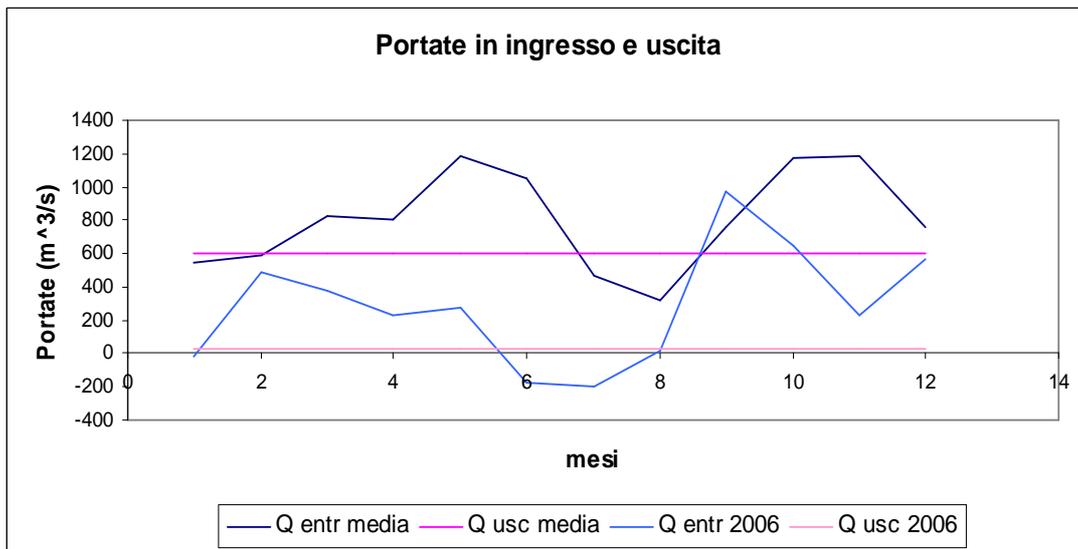


Figura 4.28 – Correggioverde: portate nette in ingresso e derivazioni costanti possibili

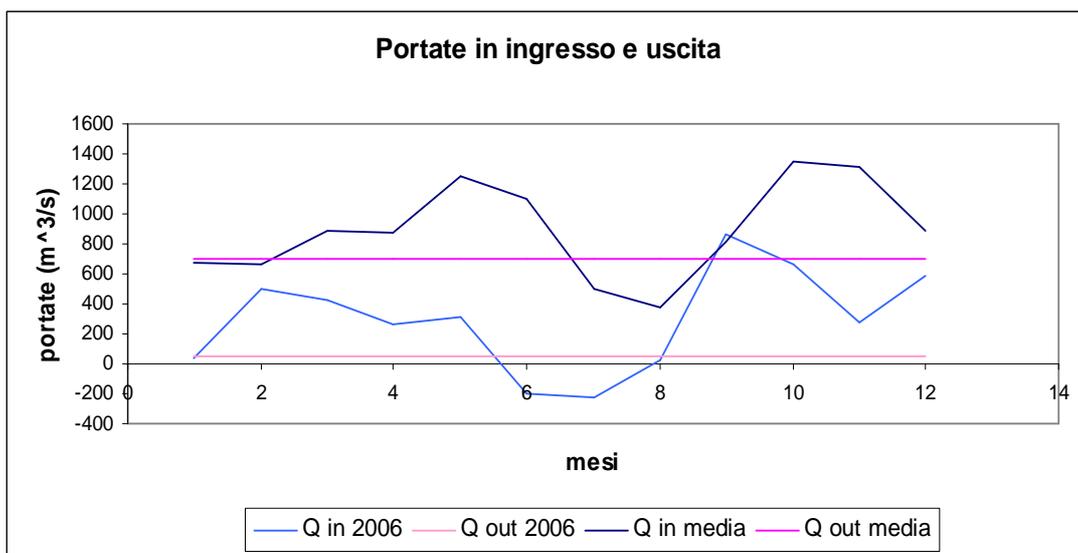


Figura 4.29 – Camatta: portate nette in ingresso e derivazioni costanti possibili

Va evidenziato che le portate in ingresso per i tre invasi sono state determinata da ragionamenti su base geografica e, nello specifico, per Casalmaggiore si sono considerati i deflussi medi delle sezioni di riferimento di Cremona e Boretto, per Correggioverde i deflussi

registrati alla sezione di Boretto e per Camatta quelli misurati alla sezione di Borgoforte.

Dalle figure precedenti si osserverà che le portate nette in arrivo al serbatoio e relative all'anno 2006, presentano un campo di valori negativi. Ciò significa che in quel periodo e per quelle condizioni di scarsità, la portata in ingresso non contribuisce al riempimento dell'invaso ed, oltretutto, è insufficiente a garantire il DMV. Si ricorda, comunque, che il volume del serbatoio, ritenuto utile per le utenze, è al netto del DMV (sovrastimato come Q_{355} della curva di durata mediana). Conseguentemente tale deflusso è comunque garantito per diminuzione di invaso. Le portate costanti derivabili, ottenute con l'analisi, sono riportate in tabella 4.12.

Condizioni di deflusso	Max derivazione costante: Casalmaggiore	Max derivazione costante: Correggioverde	Max Derivazione costante: Camatta
Medie	600 m ³ /s	600 m ³ /s	700 m ³ /s
Siccitose	60 m ³ /s	30 m ³ /s	50 m ³ /s

Tabella 4.12 – Portate derivabili in modo costante per le diverse condizioni di deflusso

Il serbatoio di Camatta risulta quello che, in condizioni di deflusso ordinarie, garantisce il massimo della portata derivabile. Di interesse però sono le possibilità di derivazione in condizioni di scarsità; in questo caso va considerata una maggiore incidenza del DMV verso valle, ragione per la quale, rispetto ai deflussi del 2006 il serbatoio di Casalmaggiore ha una resa migliore di quello di Camatta, nonostante la minore capacità massima d'invaso. La minore derivabilità dall'invaso di Correggioverde va invece imputata unicamente alle minori dimensioni dell'invaso che riducono la possibilità di compenso stagionale.

Di seguito si riportano, invece, le fasi di riempimento e svuotamento di ciascun invaso sempre in condizioni ordinarie e gravose e con le derivazioni costanti riportate in tabella 4.12.

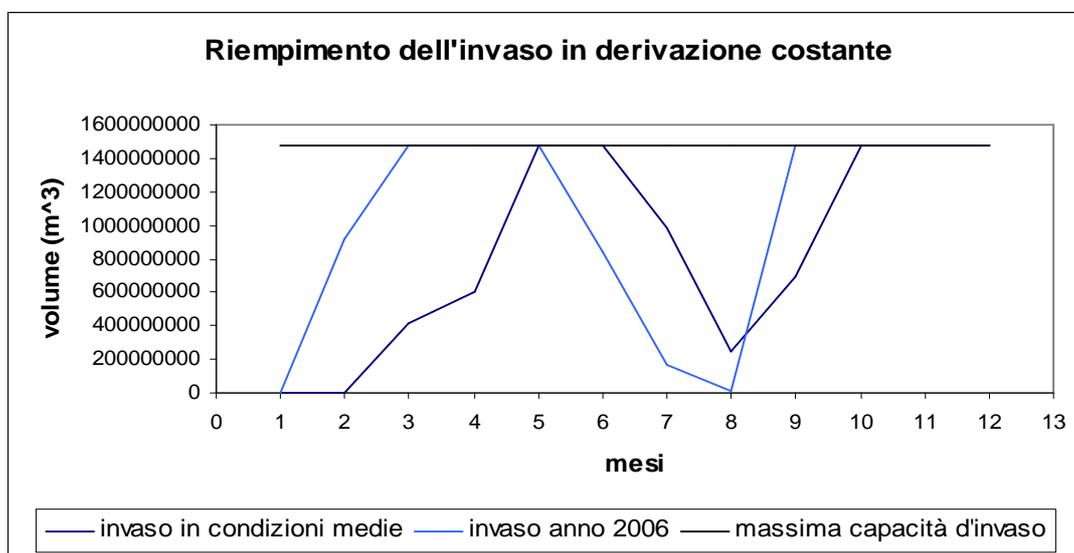


Figura 4.30 – Casalmaggiore: volume liquido in invaso durante l'anno

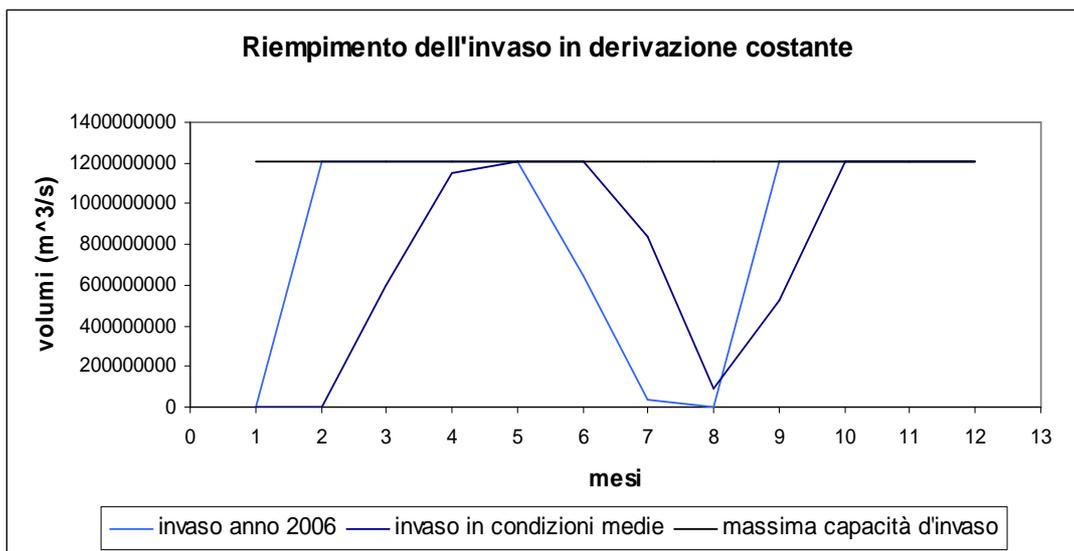


Figura 4.31 – Correggioverde: volume liquido in invaso durante l'anno

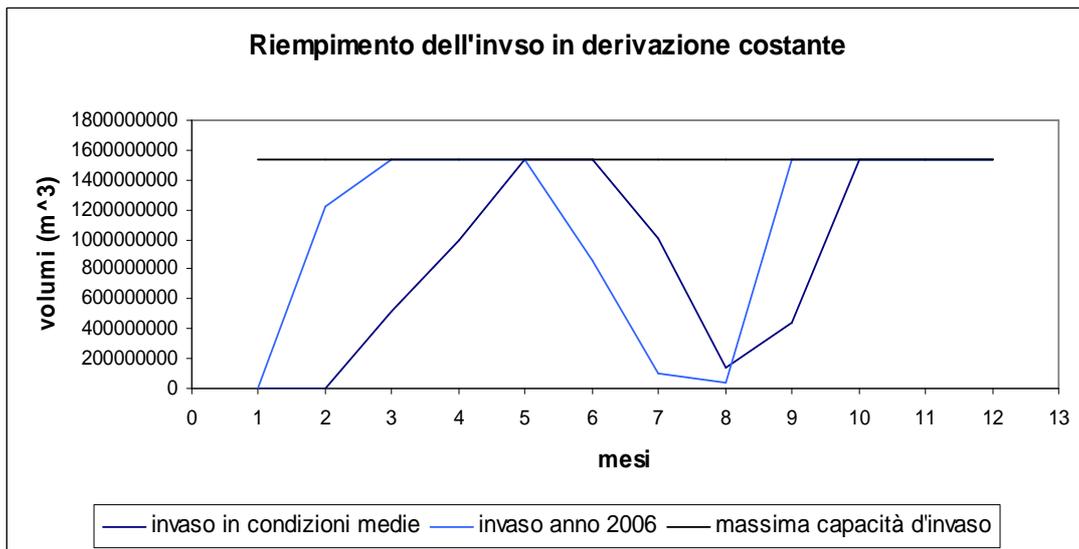


Figura 4.32 – Camatta: volume liquido in invaso durante l'anno

Da tali rappresentazioni si evince che, anche considerando una derivazione diversificata durante l'anno, la massima derivabilità nei mesi estivi non si scosterebbe dai valori di tabella 4.12 perché i serbatoi, come si può vedere, raggiungono il loro pieno potenziale nella stagione primaverile. In altri termini, la massima capacità d'invaso limita, come è facile intuire, la possibilità di compenso stagionale e, conseguentemente, le massime portate alle utenze nei mesi più critici sono appunto quelle determinate attraverso l'approccio semplificato basato sull'ipotesi di derivazione costante.

E' opportuno puntualizzare il fatto che sono proprio le condizioni di scarsità quelle di interesse. Infatti, la stessa idea di realizzazione di un invaso, con una certa capacità massima, non nasce con lo scopo di garantire le portate di derivazione relative alle condizioni di deflusso medio che per le utilizzazioni reali risulterebbero sovrabbondanti. Il prevedere un invaso di determinate dimensioni, allora, nasce proprio on lo scopo di sopperire a situazioni particolarmente gravose per il corpo idrico e per le utenze; in casi di deflusso ordinario, invece, si attuerà un'opportuna gestione intervenendo sugli organi di regolazione in modo che sia possibile la soddisfazione delle utilizzazioni mentre il volume liquido superfluo verrà restituito al corpo idrico a valle.

Un'altra importante osservazione sta nel fatto che a caratterizzazione delle situazioni siccitose si è preso a riferimento l'anno 2006. In effetti si sarebbe potuto procedere calcolando un deflusso medio derivante dagli anni particolarmente critici individuati nell'intero periodo d'osservazione. Si è optato per questo approccio unicamente perché il 2006, oltre che essere rappresentativo dei fenomeni estremi caratterizzanti questi ultimi anni, rappresenta la condizione che si sia verificata. A tal proposito si ritiene, quindi, che con gli invasi ottenuti, pur in condizioni di magra, sia possibile derivare, nella stagione estiva, portate maggiori di quelle della tabella 4.12.

Concludendo, la realizzazione di un invaso come quelli ipotizzati ha due scopi principali. Il primo è la soddisfazione della richiesta idrica in condizioni particolarmente gravose; l'altro, che si ritiene ancora più importante, è il miglioramento delle condizioni dei corpi idrici. Come si è visto, infatti, la realizzazione concorrerebbe a garantire un certo valore di portata nel corso d'acqua (in particolare il DMV è stato sovrastimato con la portata caratteristica di magra della curva di durata mediana); d'altra parte si può ipotizzare un alleggerimento degli emungimenti da falda relativi alle rispettive provincie interessabili dall'intervento ed, in particolare in Emilia-Romagna, Parma, Reggio e Modena. Nel primo capitolo si era fatto riferimento ai prelievi provinciali da acque sotterranee e si erano riportati i volumi annuali rispettivi. Si può osservare come, le portate di emungimento corrispondenti, possano rientrare in quelle beneficiabili dall'intervento. Di conseguenza, l'obiettivo principale di alleggerimento delle pressioni sui corpi idrici verrebbe salvaguardato. Le considerazioni svolte in questo capitolo devono comunque ritenersi un punto di partenza dal quale, prendendo a riferimento il modo di procedere e i risultati ottenuti, affinare la ricerca per la determinazione della soluzione ottimale realizzabile sul territorio. Il parametro principale da definire sarà l'altezza dell'ipotetico sbarramento che dovrà essere risolta coniugando le esigenze delle utenze con le questioni legate alla sicurezza idraulica del territorio e all'impatto ambientale.

CAPITOLO 5

ULTERIORI CONSIDERAZIONI IN MERITO ALL'IPOTESI ANALIZZATA

In questo capitolo, a carattere prettamente indicativo, vengono forniti alcuni spunti in merito alle questioni più controverse da affrontare nel caso in cui si considerasse la possibilità della realizzazione di un intervento analogo a quello precedentemente ipotizzato per scopi principalmente speculativi. Ovviamente tali questioni meriterebbero un'indagine approfondita che esula dagli scopi di questa trattazione, ragione per la quale in questa sede verranno semplicemente descritte le problematiche più rilevanti. La parte iniziale del capitolo, invece, è riservata ad una breve introduzione sulle dighe flessibili che rappresentano una frontiera della tecnica con prospettive interessanti d'applicabilità.

5.1 Generalità sulle dighe flessibili

La diga flessibile é un sistema ad azionamento manuale o automatico che consente di realizzare una barriera continua di opportuna altezza, in grado di contrastare il passaggio dell'acqua. Le peculiarità principali di tale barriera consistono nel lasciar passare le piene senza rischio di danni per le strutture e l'ambiente circostante e di rimanere nascosta al di sotto del pelo libero riducendo sensibilmente l'impatto ambientale. In caso di piena entra in funzione un dispositivo che induce l'abbassamento della barriera lentamente fino a restituire l'intera sezione all'alveo per il tempo necessario a che il pericolo sia completamente rientrato. L'elemento mobile è costituito da un manufatto in tessuto ad altissima resistenza, protetto da un rivestimento polimerico atto a conferire le opportune caratteristiche di impermeabilità e resistenza alle condizioni atmosferiche. Il manufatto, adeguatamente confezionato per garantire la tenuta ermetica del fluido di riempimento, può costituire da solo lo sbarramento necessario oppure può essere solidale ad un piano di copertura metallico che, durante la fase di diga abbattuta, protegge il manufatto stesso dagli agenti esterni mentre, in esercizio, concorre a realizzare la barriera di contenimento dell'acqua.

Negli ultimi cinquant'anni l'impiego di dighe flessibili si è andato sempre più diffondendo e l'applicabilità pratica si è ottenuta quando il progresso tecnologico ha permesso la messa a punto di materiali ad alte prestazioni chimico-fisiche e meccaniche. Gli sbarramenti flessibili in tessuto gommato risultano particolarmente utili quando è necessaria un'ampia regolazione del corso d'acqua o nel caso in cui il corso stesso sia soggetto a piene rilevanti o abbia carattere torrentizio. Anche quando si ha un significativo trasporto di corpi di fondo e di materiale galleggiante l'adozione di uno sbarramento fisso può comportare una serie di rischi e di costi spesso molto elevati. La diga fissa, infatti, può indurre con maggiore facilità fenomeni d'esondazione e comporta oneri di manutenzione ordinari e straordinari per l'eliminazione del materiale galleggiante e del sedimento di fondo. Queste questioni sono state in

parte risolte attraverso l'adozione di dighe a paratoie mobili ma questi sistemi comportano elevati costi di fornitura, installazione e manutenzione. Da queste considerazioni pratiche è nato l'interesse che ha decretato il successo in tutto il mondo degli sbarramenti flessibili in gomma. Negli ultimissimi anni si è sviluppato anche il tipo di sbarramento ibrido costituito da una paratoia metallica movimentata da un tubolare gonfiabile in gomma. Questa soluzione fu progettata per la prima volta dalle Industrie Pirelli negli anni settanta per risolvere i problemi di regimazione delle acque in Olanda e venne denominato Hard-top. Molti anni più tardi, la stessa filosofia della paratoia metallica azionata ad aria, senza l'ausilio della gomma, ha dato vita al progetto MOSE, imponente opera di difesa della laguna Veneziana dalle acque alte.

Queste strutture vengono oggi impiegate in una molteplicità di casi ed in particolare come sbarramenti di corsi d'acqua per utilizzi quali la creazione di prese laterali e derivazioni, la realizzazione di sopralzi di strutture e sbarramenti già esistenti, la formazione di un invaso sul corso d'acqua per aumentare la disponibilità idrica e, anche, come elementi di regolazione del livello o della portata per bacini di servizio o per reti di canali di distribuzione. Inoltre, possono essere impiegati per impedire la risalita di acqua marina nel corso d'acqua o quali interventi antimaree per fiumi, lagune e porti. Queste barriere possono anche assumere funzione d'emergenza per il contenimento di esondazioni e allagamenti. In quest'ultimo caso, a differenza delle vere e proprie dighe, sono mantenute normalmente sgonfie e dissimulate nel terreno, per gonfiarsi solo in caso di arrivo dell'acqua.

Si è detto che il principale vantaggio di queste strutture sta nella possibilità di restituzione dell'intera sezione all'alveo attraverso un semplice meccanismo di sgonfiaggio del tubolare che coinvolge un numero limitato di parti in movimento, riducendo quindi l'uso dell'impiantistica e garantendo il passaggio di acqua e detriti. Va aggiunto che il funzionamento di questa tipologia di dighe è garantito da pompe ad alimentazione elettrica ma anche in caso di completa assenza di energia entra in funzione un levismo di tipo meccanico, che ne permette comunque il movimento. Inoltre, la struttura flessibile

delle dighe in gomma impedisce l'accumularsi degli inerti, permettendone sempre il completo funzionamento. Un altro vantaggio risiede nella leggerezza della struttura tale da consentire al tubolare di minimizzare gli eventuali effetti derivanti da cedimenti strutturali delle fondazioni. Va considerato, inoltre, che la diga in gomma, grazie alla sua adattabilità, può essere installata in fiumi con sponde di qualsiasi pendenza, a differenza di quelle in acciaio, che invece necessitano una perfetta verticalità ed è sufficiente un ancoraggio ad una platea in calcestruzzo oppure ad una serie di pali infissi nel fondale con pochi centimetri di profondità della base di appoggio. Queste tipologie di fondazioni sono semplici ed economiche e, inoltre, la posa di una diga in gomma è realizzabile in pochi giorni. Si osservi, poi, che se gli sbarramenti in acciaio hanno, in genere, campate lunghe al massimo 30 metri, al contrario si possono avere manufatti in gomma di notevole lunghezza realizzati con campate uniche, senza la necessità di pile intermedie in calcestruzzo. Ad eccezione del controllo dell'impianto elettrico e del tubolare le dighe in gomma sono virtualmente esenti da manutenzione; le paratoie metalliche richiedono, invece, una manutenzione molto costosa, accurata e sempre necessaria, dalla lubrificazione degli ingranaggi alla rimozione della ruggine, alla riverniciatura ed alla sostituzione delle parti usurate. L'utilizzo dell'acqua come mezzo di gonfiamento del tubolare è altresì garanzia di stabilità rispetto ad eventuali lesioni anche importanti, grazie all'elevata densità che la porta a defluire lentamente dalle eventuali falle prodotte. La completa mancanza di oli, grassi lubrificanti e vernici antiossidanti rende lo sbarramento non inquinante durante tutto l'esercizio e la semplicità dell'impianto di funzionamento della diga, non solo minimizza gli oneri di manutenzione ma consente un sensibile risparmio di energia essendo la pompa l'unico organo di movimentazione. La natura dei polimeri impiegati per la protezione dei tessuti armati garantisce un'eccellente resistenza per decine d'anni agli agenti atmosferici e ad una molteplicità di agenti chimici anche molto aggressivi come acidi, alcali, liquami, rifiuti, tossici e carburanti.

Visti alcuni significativi vantaggi che si possono ottenere dall'utilizzo di questa tecnologia, si descrivono le principali tipologie di dighe flessibili esistenti. Le prime sviluppate sono state le *dighe tubolari* impiegate in America da oltre quarant'anni. Lo sbarramento è costituito da un elemento tubolare ancorato al terreno lungo una o due generatrici e che viene posato ancora vuoto. Una volta riempito, generalmente d'acqua attraverso un sistema di pompaggio, l'involucro gonfiato e irrigidito genera lo sbarramento voluto. Le dimensioni massime di questi sbarramenti sono di circa 5-6 m in altezza, per limiti posti dalla resistenza dei tessuti in gomma, e circa 100 m in lunghezza, per ragioni di trasportabilità, di stabilità trasversale e di funzionamento della manovra idraulica. Gli elementi essenziali che compongono l'opera sono la platea in calcestruzzo, in cui sono inserite le tubazioni dell'impianto di gonfiaggio e la trave di ancoraggio, il pozzo di controllo, contenente i dispositivi di verifica del livello dell'acqua e il tubo in gomma. Inoltre si ha una valvola di sicurezza per lo scarico nel caso in cui la quota del bacino superasse un certo valore limite. Un altro tipo di dighe flessibili è rappresentato dalle *dighe a vela* in cui la struttura di sbarramento è costituita da un semplice telo sostenuto da un tirante più o meno complesso. La manovra avviene, quindi, mediante lo sgancio o il tensionamento dei tiranti di sostegno. Non si hanno preclusioni al raggiungimento di dimensioni anche rilevanti perché la complessità si scarica sul progetto del sistema di tiranti. Questo tipo di struttura è particolarmente conveniente quando non è indispensabile una tenuta perfetta. Le *dighe a galleggiante*, invece, sono una soluzione interessante qualora si abbia a che fare con dislivelli limitati. Invece che dai tiranti la diga a vela è sostenuta da un galleggiante col risultato di avere strutture leggere e di facile applicazione, adatte, per esempio, alla limitazione della diffusione di un inquinante.

Per superare i limiti dimensionali delle strutture tubolari, sono state pensate delle *dighe a struttura complessa* basate su diversi concetti costruttivi. Il più efficace pare essere l'impiego di tiranti interni o esterni che permettono di ridurre le tensioni dei teli e stabilizzano la struttura nel suo complesso.

Infine, si riporta un cenno in merito alle *dighe Hard-Top* che rappresentano un sistema ibrido gomma-metallo. L'elemento mobile del manufatto è costituito da un tubolare in tessuto gommato paragonabile a quello delle dighe tubolari; questo, una volta riempito, è solidale ad un piano di copertura metallico che, in fase di diga abbattuta, lo protegge dagli agenti esterni, mentre in esercizio concorre alla realizzazione della barriera di contenimento.



Figura 5.1 – Particolare di una diga Hard-Top

Per scopi di bacinizzazione, una diga gonfiabile posta in sezione di un corso d'acqua o in parte di essa, permette la creazione di un invaso d'accumulo di quantità d'acqua anche rilevanti, utilizzabili nelle stagioni di magra. Durante le piene, invece, la diga può essere abbattuta per evitare di creare ostacolo al deflusso delle acque.

Ovviamente anche l'impiego delle dighe flessibili è soggetto a questioni da trattare con una certa cautela. Uno degli aspetti cruciali, in questo senso, è quello della stabilità trasversale. Il fenomeno si può presentare qualora la diga sia tracimata e la vena d'acqua sia rilevante rispetto alle dimensioni dello sbarramento; ciò provocherebbe oscillazioni della massa liquida interna all'involucro con potenziale conseguente rottura della struttura. Quando la tracimazione è indispensabile, si possono comunque adottare dei particolari criteri di progettazione per minimizzare gli effetti deleteri; ad esempio, le dighe Hard-Top sono una soluzione appropriata per i casi di sbarramenti regolarmente tracimati in quanto lo scudo metallico è in grado di ripartire meglio il carico idraulico sulla struttura gonfiabile riducendo l'instabilità trasversale. L'altro aspetto rilevante da considerare è che la durata del tessuto gommato può essere limitata da fenomenici abrasione per sfregamento continuo di parte del tessuto. Di conseguenza è bene procedere con una accurata eliminazione di ogni possibile zona d'attrito.

Per quanto riguarda i criteri di progettazione le principali considerazioni vanno riservate al calcolo delle tensioni interne al telo di natura statica e dinamica, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. In tal modo si può definire in modo corretto le caratteristiche minime che il tessuto gommato deve possedere. Inoltre si deve procedere al calcolo degli sforzi di ancoraggio per dimensionare le parti meccaniche di aggancio e valutare la stabilità delle opere a cui la diga è collegata. Per poter garantire le prestazioni di manovra volute occorre, quindi, dimensionare in modo appropriato gli impianti di gonfiamento e sgonfiamento. Infine, vanno analizzate le condizioni ambientali di esercizio per prevenire possibili decadimenti e tenerne conto nella stima del fattore di sicurezza della struttura.

Nel caso di studio ovvero relativamente all'ipotetico sbarramento allocabile in alveo Po per il quale, nel precedente capitolo, sono state individuate tre possibili soluzioni, l'idea di poter sfruttare la tecnologia delle dighe gonfiabili risulta complessa ma di evidente interesse. I limiti sono prettamente dimensionali e dovuti, in particolar modo, al peso del tubolare in gomma; infatti, il tessuto utilizzato sarà tanto più spesso quanto maggiore sarà la pressione da dove contenere che risulta strettamente connessa con l'altezza dello sbarramento. Alcune ditte, in questo senso, indicano che se il tubolare è alto 1 m allora può essere lungo fino a 300 m; se, invece, sono necessari 2.5 m d'altezza, allora è consigliabile suddividere il fronte del fiume in più campate di 50 m, per esempio. In realtà l'esperienza fa ritenere conveniente in ogni caso il frazionamento dello sbarramento per la possibilità di modulare le portate agendo su una campata per volta. Altre ditte hanno riferito la possibilità di non porre limiti sostanziali di lunghezza per il tubolare, avendo compiuto più realizzazioni oltre i 300 m. Per quanto riguarda l'altezza massima, invece, si riferisce di un range che va dai 6 ai 10 m. Questi ultimi riferimenti potrebbero adattarsi dimensionalmente agli sbarramenti ipotizzati nella precedente sezione. In definitiva, la frontiera tecnologica in materia di dighe gonfiabili è in continuo avanzamento e, di conseguenza, volendosi accostare ad un eventuale progetto di uno sbarramento in alveo, si ritiene conveniente svolgere uno studio di fattibilità per valutare l'applicabilità di questo tipo di dispositivi, anche per il minor impatto ambientale che possono garantire.

5.2 Questioni relative all'impatto ambientale

Si premette che in questo paragrafo verranno fornite considerazioni a carattere indicativo in merito al problema della fattibilità ambientale dell'ipotetico sbarramento in alveo del Po. Ovviamente in questa sede non si è ritenuto di dover procedere con una valutazione di impatto perché le soluzioni progettuali ipotizzate nel precedente capitolo sono valse sostanzialmente per scopi di analisi più che di progetto. Per completezza, tuttavia, si ritiene di dover fornire qualche indicazione in merito alle principali problematiche da valutare nel caso ci si accosti a realizzazioni di questo tipo.

L'analisi di impatto ambientale va eseguita sulla base di approfondite acquisizioni conoscitive riguardanti la struttura fondamentale dell'ecosistema, sia con riferimento alla disponibilità di informazioni pregresse sia attraverso indagini innovative. Inoltre vanno disposti modelli di impatto da tarare specificatamente per il caso di progetto.

Le principali categorie ambientali da trattare sono:

- ✓ Caratteristiche geometriche
- ✓ Idrologia
- ✓ Qualità dell'acqua
- ✓ Fisionomia del regime fluviale
- ✓ Biocenosi animali acquatiche
- ✓ Biocenosi animali terrestri
- ✓ Paesaggio e fruizione sociale dell'ambiente

Questi raggruppamenti servono come riferimento per allocare le trasformazioni rilevanti conseguenti alla realizzazione del progetto. Fra queste categorie d'impatto non è possibile, in generale, definire un ordine di valore, ragione per la quale la formulazione della stima del rischio ambientale può avvenire attraverso degli indicatori che riassumono i principali parametri di tali categorie, decretando un punteggio che concorre a definire la valutazione di impatto.

Ad esempio, in fase di analisi del Piano SIMPO, la valutazione di fattibilità ambientale è stata basata su quattro indicatori principali:

- il primo esprimeva la situazione di un tratto del fiume in relazione alle sue caratteristiche limnologiche con parametri chiave la velocità media della corrente, la stabilità idrologica, il ricambio, il tipo di fondo, la stabilità della sponda incisa, la maturità della vegetazione di riva;
- il secondo esprimeva la quantità e la qualità delle biocenosi animali acquatiche e aveva come principali parametri di riferimento la natura fisica e morfologica dell'habitat, la stabilità idrologica, le disponibilità alimentari, la diversità interna e la dimensione dell'ambiente sommerso;
- il terzo esprimeva la quantità e la qualità delle biocenosi animali terrestri con principali riferimenti quali la naturalità, la diversità, il tipo di vegetazione e la disponibilità di coste basse;
- il quarto e ultimo indicatore esprimeva la qualità del paesaggio e la fruibilità sociale dell'ambiente attraverso la considerazione della naturalità, della disponibilità di coste basse sabbiose e ghiaiose e la presenza di elementi paesaggistici di pregio.

Lo scopo di questo procedimento è anche quello di evidenziare, via via che si porta avanti l'analisi, quelle che sono le situazioni ancora irrisolte o, per meglio dire, gli aspetti che meriterebbero indagini più approfondite. In altri termini è conveniente seguire il metodo osservazionale ovvero indirizzare le analisi e le indagini sui problemi che, nel corso dello studio, manifestano una particolare incidenza sul fattore di rischio ambientale e che, allo stesso tempo, presentano questioni insolute. In tal modo il progetto stesso può essere rivisto e migliorato in corso d'analisi, per il raggiungimento di una compatibilità ambientale più alta.

L'introduzione di una traversa produce delle modificazioni sostanziali della natura del fondo, costituito da sabbia e limo, oltre che della stabilità idrologica, riducendo la sensibilità del volume liquido e del livello alle variazioni di portata. Altri effetti tangibili riguardano la morfologia dell'alveo ed, in particolare, l'assenza di coste basse. Inoltre, la modificazione del regime di portata del fiume ha effetti di impoverimento dell'ecosistema acquatico rilevabili a livello biologico. Ulteriori trasformazioni rispetto alla situazione naturale sono dovute all'aumento del tempo di ricambio idrico in regime di magra. In realtà questo problema è rilevante qualora, come nel Piano SIMPO, si ipotizzasse un bacinizzazione del fiume composta da più sbarramenti. Nel caso di introduzione di una singola traversa le problematiche precedentemente affrontate si ridimensionano notevolmente anche se è evidente che tutti gli aspetti andrebbero presi in considerazione per la complessità, l'importanza e l'incidenza di un tale eventuale intervento.

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto in questa trattazione si ritiene particolarmente utile sia per il tema trattato che per il modello di procedimento proposto. Come emerso in varie parti dell'elaborato, la gestione delle risorse idriche è divenuta ormai un tema cruciale per quanto riguarda la tutela ambientale ma anche la vita economica e sociale del Paese. In effetti i risvolti e le implicazioni da considerare sono molteplici e da ciò nasce la particolare complessità della questione. La gestione della risorsa, allora, diviene l'occasione per coniugare tali fattori di diversa natura con l'obiettivo principale della salvaguardia dei corpi idrici. In questo senso, con l'analisi svolta, si è voluta sottolineare l'importanza di incentivare un'ottimizzazione nell'utilizzo dell'acqua, in particolare per i corsi superficiali sui quali è possibile intervenire cercando di unire le esigenze delle utilizzazioni con l'equilibrio dell'ecosistema. I corpi idrici superficiali, infatti, non sono generalmente caratterizzati da una scarsità di risorsa rispetto alle richieste in termini assoluti; piuttosto, il problema nasce dal fatto che la disponibilità idrica e la domanda hanno spesso andamenti opposti. L'ipotesi trattata di creazione di un invaso in alveo del fiume Po, nasce proprio da questa considerazione. Oltre all'accumulo d'acqua, lo scopo è propriamente quello di attuare un compenso stagionale per una miglior sovrapposizione di domanda e offerta. Ovviamente, trattando questo tema, ci si è resi ben conto della sua complessità e di tutte le questioni che meriterebbero un necessario approfondimento nel caso in cui ci si volesse accostare alla realizzazione vera e propria di un intervento di questo tipo. Sicuramente i temi principali che, almeno in apparenza, si scontrerebbero con questo genere di soluzione sono quelli della sicurezza idraulica e, soprattutto, dell'impatto ambientale, motivo per il quale anche piani sviluppati in passato non hanno trovato realizzazione. In questa sede, lo scopo di indagare tale proposta è stato più che altro di riflessione per stimare l'eventuale potenzialità dell'intervento. Inoltre, va sottolineato, che la prospettiva considerata si riferisce alla possibile allocazione di un solo sbarramento in alveo,

di dimensioni modeste ed eventualmente di tipo completamente abbattibile; tale soluzione, quindi, si discosta significativamente da quelle tipologie di interventi che producono una forte modificazione della natura del corso d'acqua. Si riconosce, comunque, che spesso, quando ci si ripropone un'artificializzazione di un qualsiasi sistema naturale, non vengono prese in considerazione tutte le possibili conseguenze, in particolare nel lungo termine, con implicazioni derivanti alle volte irrimediabili. E' altresì vero, però, che l'assenza di interventi non è detto che non finisca per generare situazioni altrettanto gravose. Basti pensare alle condizioni degli acquiferi e al loro sovrasfruttamento col presupposto che non si potrà di certo contare su una diminuzione della richiesta idrica. Sicuramente si dovrà procedere nelle direzioni individuate dai piani di tutela che sono incentrate sul risparmio, sul riutilizzo e sulla minimizzazione delle perdite; questi sono senz'altro passi necessari e da portare avanti in modo assiduo e concreto. D'altra parte non si ritiene di dover escludere a priori qualsiasi altro tipo di intervento se progettato mettendo al primo posto la salvaguardia dei sistemi naturali coinvolti. Infatti, già la pressione antropica rappresenta oggi la maggiore intromissione artificiale sull'equilibrio naturale dei corpi idrici, di conseguenza, scegliere a priori di non intervenire, equivale ad accettare tale compromissione.

BIBLIOGRAFIA

Piano di Tutela delle Acque 2005 – *Relazione Generale* – Regione Emilia Romagna, Assessorato Ambiente e Sviluppo Sostenibile

Caratteristiche del bacino del fiume Po e primo esame dell'impatto ambientale delle attività umane sulle risorse idriche – Autorità di Bacino del fiume Po, aprile 2006

Piano SIMPO – *Studio e progettazione di massima delle sistemazioni idrauliche dell'asta principale del Po, dalle sorgenti alla foce, finalizzate alla difesa ed alla conservazione del suolo ed alla utilizzazione delle risorse idriche* - sede AIPO, Parma

Gli obiettivi del Piano SIMPO – AIPO e AdBPo, Parma 18/1/2007

Aggiornamento della situazione idrologica in Italia ai fini della prevenzione delle crisi idriche – Protezione Civile, settore rischio idrico, Roma 7/5/2007

Un futuro sostenibile per il Po: schema di Programma di azioni per la valorizzazione del capitale umano, naturale e culturale delle terre del Po – AdBPo, Parma 2/2/2007

Il rilievo altimetrico e batimetrico del Fiume Po nel tratto tra confluenza Ticino e l'incile – G. Camorani, F. Filippi, A. Cavazzini, G. Lombardo, G. Pappani, G. Forlani, Atti della X Conferenza Nazionale Asita, Bolzano, 2006

Sbarramenti idraulici a geometria variabile – Jollytech, Milano

A stochastic index flow model of flow duration curves – A. Castellarin,
R. M. Vogel, A. Brath

Annali idrologici – Banche dati APAT e ARPA

Sezioni rilevate del Po – AIPO 2005

CTR 1:10000 – Quadro unione Lombardia

DTM laser - AdBPo