



Società Autostrada Tirrenica p.A.
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA
LOTTO 5A

TRATTO: ANSEDONIA – PESCIA ROMANA

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

AU – CORPO AUTOSTRADALE

IDROLOGIA E IDRAULICA
INTERFERENZE IDROGRAFICHE

Relazione idrologico-idraulica

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE
--	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO					DATA: FEBBRAIO 2011		REVISIONE	
—	DIRETTORIO			FILE		SCALA:	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
—	12	12	1403	IDR	001			

 ingegneria europea	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Luisa Bazzicalupo – O.I. Roma N.22685
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Maurizio Torresi – O.I. Milano N. 16492

RESPONSABILE DI COMMESSA Ing. Giambattista Brancaccio Ord. Ingg. Roma N. 15710 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
--	---	--

INDICE

1. PREMESSA	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	5
3. METODOLOGIA OPERATIVA	7
4. INQUADRAMENTO NORMATIVO	8
4.1 NORMATIVA COMUNITARIA	8
4.2 NORMATIVA NAZIONALE	8
4.3 NORMATIVA REGIONALE.....	10
4.4 AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE: ADB OMBRONE	11
4.5 CONSORZIO DI BONIFICA	12
5. IDROLOGIA	13
5.1 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	13
5.2 CALCOLO DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO.....	16
5.3 MODELLO DI REGIONALIZZAZIONE MG	18
5.4 FORMULE RAZIONALI USATE PER LA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO AL VARIARE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	21
5.4.1 <i>Determinazione delle portate al colmo per i bacini minori</i>	23
5.5 CONFRONTO TRA LE PORTATE DETERMINATE CON ALTO E CON IL METODO MG	24
6. IDRAULICA	27
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	27
6.1.1 <i>Indirizzi progettuali</i>	27
6.1.2 <i>Condizioni di esercizio transitorio</i>	29
6.1.3 <i>Progettazione degli interventi di adeguamento</i>	29
6.2 RILIEVI TOPOGRAFICI	30
6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	31
6.3.1 <i>Generalità</i>	31
6.3.2 <i>Il codice di calcolo Hec-Ras</i>	34
6.3.3 <i>Risultati delle modellazioni condotte</i>	40
6.3.4 <i>Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo</i>	41
6.4 ANALISI DEI RISULTATI	45
6.4.1 <i>Fosso del Melone e Fosso San Floriano</i>	45
6.4.2 <i>Broto di Val Ceppi/ Nuovo Allacciante di acque alte</i>	46
6.4.3 <i>Afluente Canale della Bassa n.1</i>	47
6.4.4 <i>Fosso Manzina</i>	48
6.4.5 <i>Fosso della Carige</i>	48
6.4.6 <i>Fosso del Centro A</i>	49
6.4.7 <i>Fosso del Centro E1</i>	49

6.4.8	<i>Fosso del Centro C</i>	50
6.4.9	<i>Fosso Madonna Nicola</i>	51
6.4.10	<i>Affluente fosso Madonna Nicola</i>	51
6.4.11	<i>Fosso Pelagone</i>	52
6.4.12	<i>Fosso Poggio Tristo</i>	53
6.4.13	<i>Fosso Affluente Poggio Tristo</i>	53
6.4.14	<i>Affluente Fosso Chiarone</i>	55
6.4.15	<i>Fosso Chiarone</i>	55
7.	FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE	57
7.1	VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI	57
7.1.1	<i>Abbassamento d'alveo</i>	57
7.1.2	<i>Erosione generalizzata</i>	58
7.1.3	<i>Erosione localizzata</i>	60
7.2	DETERMINAZIONE DELLA SPINTA DELLA CORRENTE SULLE PILE IN ALVEO	64
7.3	FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO	65
7.3.1	<i>L'erosione dei bacini idrografici</i>	66
7.3.2	<i>Condizione di incipiente movimento</i>	67
7.3.3	<i>Capacità di trasporto solido</i>	69
7.3.4	<i>Portata di modellamento</i>	70
7.3.5	<i>Velocità critica di movimentazione</i>	71
7.3.6	<i>Diametro limite movimentabile</i>	72
7.3.7	<i>Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici</i>	72
7.4	ANALISI DELL'INTERAZIONE DELLE OPERE VIARIE CON I CORSI D'ACQUA DI INTERESSE	73
7.4.1	<i>Erosioni dei fossi</i>	75
7.5	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	75
7.5.1	<i>Criteri progettuali</i>	75
7.5.2	<i>Tipologie d'intervento</i>	78

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione degli interventi di realizzazione dell'autostrada A12 Rosignano-Civitavecchia, nel tratto compreso tra Ansedonia e Pescia Romana, è stato effettuato uno "Studio idrologico e idraulico di dettaglio" finalizzato all'analisi delle interferenze idrografiche ed alla relativa progettazione degli interventi di sistemazione.

La presente relazione illustra quindi tale studio a supporto della progettazione, che si pone l'obiettivo della verifica del funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento esistenti lungo la SS1 Aurelia e il dimensionamento dei manufatti in progetto, tenendo conto anche degli effetti di rigurgito indotti dai manufatti esistenti posti immediatamente a valle del nuovo tracciato autostradale, nei tratti in variante. Lo studio fornisce, in particolare, un'analisi delle interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e valuta l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento, esistenti e in progetto, sia in termini di sezione idraulica (eccessivo restringimento) sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto. Come portata di riferimento per il dimensionamento delle opere è stata considerata la portata con tempo di ritorno duecentennale, in accordo con le elaborazioni condotte dall'autorità di bacino competente.

Il grado di approfondimento delle verifiche svolte è stato commisurato alle caratteristiche dei corsi d'acqua e dei loro bacini e alla pericolosità dei corsi d'acqua desunta dalle informazioni raccolte sul territorio.

Nei capitoli successivi, dopo una descrizione dell'ambito di applicazione della presente relazione, verranno esaminati la normativa e gli strumenti di pianificazione vigenti nella zona di interesse, a scala nazionale, regionale e di bacino attinenti le problematiche idrologico-idrauliche.

Successivamente verranno presentati i risultati delle analisi idrologiche condotte sui corsi d'acqua di interesse per la determinazione delle portate al colmo di piena da utilizzare nella successiva fase di modellazione idraulica.

In proposito occorre sottolineare che, laddove il PAI vigente dell'Autorità di bacino competente indichi valori di portata al colmo o metodologie per il calcolo della stessa, tali dati, stante il loro carattere di ufficialità, sono stati utilizzati nelle diverse fasi di verifica e progettazione degli interventi.

Infine, nel prosieguo della presente relazione, verrà effettuata un'analisi dei fenomeni idrodinamici e morfologici indotti dall'interazione delle opere di attraversamento, esistenti ed in progetto, con gli alvei, con particolare attenzione a fenomeni di tipo erosivo o di

sedimentazione, definendo le tipologie e le dimensioni degli interventi correttivi eventualmente necessari.

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

L'intervento in esame, che è inserito nel più ampio progetto di collegamento dello svincolo di Rosignano a quello di Civitavecchia lungo la direttrice autostradale A12, ha come obiettivo l'adeguamento a sezione autostradale del tratto tra il Km 136.957 e il Km 122.367 dell'attuale S.S.1 Aurelia, denominato Lotto 5A.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento si trova quasi interamente in territorio toscano, tranne una piccola porzione di lunghezza di circa 600 metri all'interno della Regione Lazio.

La situazione attuale, come descritto in dettaglio nei successivi capitoli, presenta un insieme di criticità idrauliche molto rilevanti a causa dell'inadeguatezza dei manufatti di attraversamento della S.S.1 esistente.

Dall'analisi dello stato di fatto risulta che i tombini esistenti sono spesso insufficienti al transito delle portate di progetto, tanto che l'attuale piano stradale risulta a volte tracimato. Questo è dovuto sia alle dimensioni ridotte dei tombini, sia al fatto che questi risultano in gran parte interrati a causa della deposizione del trasporto solido. La strada statale Aurelia, infatti, nel tratto in questione si trova in una zona pedecollinare; in questa zona la corrente rallenta e deposita i sedimenti, generati dalle coltivazioni intensive, erosi nel tratto di maggior pendenza.

Il tracciato in progetto interseca numerosi corsi d'acqua, con manufatti di attraversamento le cui dimensioni sono generalmente funzione dell'importanza del corso d'acqua attraversato.

Sono state definite tre tipologie di importanza riguardo i corsi d'acqua attraversati così definiti:

- Corsi d'acqua Principali: bacini imbriferi con superficie superiore a 10 Km²
- Corsi d'acqua Secondari: bacini imbriferi con superficie compresa tra 5 e 10 Km²
- Corsi d'acqua Minori: bacini imbriferi con superficie inferiore a 5 Km²

Alcuni fossi possono subire variazioni riguardo a questa classificazione quando essi presentano alcune criticità idrauliche.

La Tabella 2.1 riporta per i corsi d'acqua in studio, la progressiva autostradale, la classificazione del corso d'acqua in principale P, secondario S, minore M, e la tipologia del manufatto di attraversamento esistente.

Tutti i corsi d'acqua (tranne il fosso Chiarone, al confine con la Regione Lazio) appartengono all'Autorità di bacino dell'Ombrore mentre l'ente idraulicamente competente sul territorio è il Consorzio di bonifica Osa-Albegna.

Il Fosso Chiarone, essendo al confine delle due regioni, appartiene all'Autorità di bacino Regionali Lazio, mentre gli enti idraulicamente competenti sul territorio sono il Consorzio di bonifica Osa-Albegna (per la sponda destra), e il Consorzio Maremma Etrusca (per la sponda sinistra).

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

Opera	Corso d'acqua	Progressiva di progetto	Dimensioni medie manufatti esistenti	Tipologia
	Nome del fosso	[km]	[m] [larghezza x altezza]	Principali/Secondari Minori
TB05	Fosso del Melone	3+802	4,20 x 3,50	Principale
TB07	Fosso San Floriano	3+957	1,20 x 4,00	Principale
VI01	Nuovo Allacciante di Acque alte	7+586	Ponticello 3 campate	Secondario
TB18	Affluente Canale della Bassa n.1	7+725	2,40 x 1,60	Minore
TB19	Fosso Manzina	8+145	2,40 x 1,60	Minore
TB21	Fosso della Carige	8+716	4,50 x 2,00	Secondario
TB22	Fosso del centro A	9+285	1,10 x 1,50	Minore
TB27	Fosso del centro E1	9+623	2 x $\phi=1,00$ (circolare)	Minore
TB29	Fosso del centro C	10+250	0,85 (circolare)	Minore
VI02	Fosso Madonna Nicola	10+649	Ponticello 3 campate	Secondario
TB30	Affluente fosso Madonna Nicola	11+176	0,90 x 3,15	Minore
TB32	Fosso del Pelagone	11+899	3,50 x 2,40	Secondario
TB33	Fosso Poggio Tristo	12+458	1,10 x 3,00	Minore
TB35	Affluente fosso Poggio Tristo	12+766	2,50 x 2,00	Secondario
TB36	Affluente fosso Chiarone	13+600	3,70 x 4,00	Minore
VI03	Fosso Chiarone	13+818	Viadotto 3 campate	Principale

3. METODOLOGIA OPERATIVA

La prima fase del presente lavoro è consistita nel reperimento e nell'analisi degli studi pregressi svolti nell'ambito di interesse, con particolare attenzione al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) redatto dall'Autorità di bacino competente.

Successivamente è stata effettuata l'analisi idrologica dei corsi d'acqua di Tabella 2.1.

Da un punto di vista prettamente operativo, per la determinazione delle caratteristiche idrologico-idrauliche dei corsi d'acqua di interesse, la metodologia adottata è la seguente:

- Se l'AdB competente, nell'ambito del PAI o di altro strumento normativo, indica i valori ufficiali delle grandezze idrologico-idrauliche ricercate, o fornisce una metodologia approvata per la loro determinazione, sono stati utilizzati tali valori e metodologie ufficiali.
- Se l'AdB competente non fornisce alcuna indicazione circa la caratterizzazione idrologico-idraulica dei corsi d'acqua di interesse, le grandezze di riferimento sono state calcolate utilizzando metodologie differenti in funzione della superficie del bacino drenato, confrontando criticamente i risultati ottenuti con le metodologie proposte: in particolare si è utilizzato il sistema di regionalizzazione AITo della Regione Toscana per tutti quei corsi d'acqua inseriti nel suo database, confrontando i valori delle portate così ottenuti con il metodo di regionalizzazione MG (Maione et al. 2009). Mentre si è utilizzato il metodo cinematico per tutti quei fossi che non sono presenti nel database del sistema AITo.
- Per quanto riguarda le problematiche di erosione e di trasporto solido che non vengono affrontate nel piano di bacino, è stato fatto riferimento alle metodologie riportate nella letteratura specialistica.

Una volta calcolata la portata di riferimento, vengono effettuate le verifiche idrauliche sulle opere d'arte di interesse implementando un modello matematico monodimensionale (codice di calcolo Hec-ras) per simulare il deflusso, in condizioni di moto permanente o vario (se le condizioni lo possono permettere), di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento autostradale, sia in condizioni di stato di fatto che in condizioni di progetto.

Infine, laddove necessario, vengono individuati gli opportuni interventi correttivi da realizzarsi sull'opera viaria e/o sul corso d'acqua attraversato, in relazione sia a problematiche prettamente idrauliche (eccessivo restringimento della sezione d'alveo, franco di sicurezza insufficiente, etc.) che di erosione e di trasporto solido.

4. INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo, in modo da verificare la compatibilità degli interventi di ampliamento della sede autostradale previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

4.1 **Normativa comunitaria**

Di seguito vengono riportate le principali direttive comunitarie legate all'ambito di interesse, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

Direttiva 2000/60/CE

Direttiva del Parlamento europeo e del Consiglio, del 23 ottobre 2000, che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque (Direttiva acque).

Direttiva 2006/118/CE

Direttiva del Parlamento europeo e Consiglio, del 12 dicembre 2006, sulla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento.

Direttiva 2007/60/CE

Direttiva del Parlamento europeo e del Consiglio, del 23 ottobre 2007, relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni.

4.2 **Normativa nazionale**

Di seguito vengono riportate le principali leggi nazionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani. La legge introduce il vincolo idrogeologico.

DPR 15/01/1972 n° 8

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

L. 64/74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art. 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/96

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180.

Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania.

La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).

DL 152/99

Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000.

La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).

4.3 Normativa regionale

Come visto, il tratto autostradale di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Toscana.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

LR 81/94

Disposizioni in materia di risorse idriche.

La Regione Toscana, in attuazione della legge Galli ha emanato tale legge con la finalità di recupero e mantenimento della risorsa idrica.

LR 50/94

Interventi strutturali finalizzati alla messa in sicurezza idraulica dei bacini idrografici toscani.

L.R. 5/95

Norme per il governo del territorio

D.C.R. 155/97

Direttive tecniche per l'ingegneria naturalistica

L.R. 91/98

Norme per la difesa del suolo

Delibera 25/01/2005, n.6

Approvazione del piano di tutela delle Acque della Regione Toscana

L.R. 20/2006

In attuazione al D.lgs 152/2006, ha per oggetto la tutela delle acque, tra cui, art.1, comma 1 c), le acque meteoriche e di lavaggio delle aree esterne di cui all'art. 113 del decreto legislativo citato.

Regolamento regionale 8 settembre 2008 n. 46/R

Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006 n. 20, che disciplina le acque meteoriche dilavanti.

4.4 Autorità di bacino regionale: AdB Ombrone

Tutti i fiumi e fossi presenti in questo studio ricadono geograficamente nella provincia di Grosseto e sono di competenza dell'Autorità di Bacino dell'Ombrone.

Piano per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini Toscana Nord, Toscana Costa e Ombrone è redatto, adottato e approvato ai sensi dell'art. 17 comma 6-ter della legge 18 maggio 1989, n. 183, quale piano stralcio del piano di bacino. Esso ha valore di piano territoriale di settore e integra gli strumenti di governo del territorio di cui alla legge regionale 16 gennaio 1995 n. 5 e costituisce atto di pianificazione ai sensi dell'art. 18 comma 2 della Legge 11 febbraio 1994 n. 109.

In relazione alle specifiche condizioni idrauliche e idrogeologiche, alla tutela dell'ambiente e alla

prevenzione di presumibili effetti dannosi di interventi antropici, sono soggetti alle norme del presente titolo le aree perimetrate con la sigla P.I.M.E. e P.I.E. nelle allegate carte di tutela del territorio:

- aree pericolosità idraulica molto elevata (P.I.M.E): aree individuate e perimetrate ai sensi degli

atti di indirizzo e coordinamento emanati a seguito della Legge 183/89 e del D.L. 180/1998;

• aree pericolosità idraulica elevata (P.I.E.): aree individuate e perimetrate ai sensi degli atti di indirizzo e coordinamento emanati a seguito della Legge 183/89 e del D.L. 180/1998.

La realizzazione di nuovi interventi pubblici o privati, previsti dai vigenti strumenti di governo del territorio alla data di entrata in vigore del presente Piano è subordinata alla preventiva o contestuale esecuzione di interventi di messa in sicurezza per eventi con tempo di ritorno di 200 anni.

Gli interventi, definiti sulla base di idonei studi idrologici e idraulici, tenendo anche conto del reticolo di acque superficiali di riferimento del presente P.A.I., non devono aumentare il livello di rischio in altre aree con riferimento anche agli effetti dell'eventuale incremento dei picchi di piena a valle.

I progetti preliminari degli interventi strutturali di messa in sicurezza sono sottoposti al parere del Bacino che si esprime in merito alla coerenza degli stessi rispetto agli obiettivi del presente Piano e alle previsioni generali di messa in sicurezza dell'area.

La messa in sicurezza rispetto ad eventi con tempo di ritorno di 200 anni potrà essere conseguita anche tramite adeguati sistemi di autosicurezza, nel rispetto delle seguenti condizioni:

- dimostrazioni dell'assenza o dell'eliminazione di pericolo per le persone e i beni;
- dimostrazione che l'intervento non determina aumento delle pericolosità a monte e a valle;

4.5 Consorzio di bonifica

Il consorzio di bonifica interessato dall'intervento in esame è il Consorzio di Bonifica Osa Albegna. Nella successiva progettazione verranno rispettate tutte le specifiche poste dal Consorzio sui corsi d'acqua di propria competenza, in particolare in materia di fasce di rispetto, franchi, e piste per l'accesso e la manutenzione.

5. IDROLOGIA

5.1 Definizione dei bacini idrografici

La verifica idraulica del manufatto, sia in condizioni di stato di fatto che di progetto, deve prendere origine dalla definizione del bacino idrografico del corso d'acqua attraversato, chiuso in corrispondenza del manufatto, e delle caratteristiche geomorfologiche dello stesso.

Qualora per i corsi d'acqua di interesse si possa individuare una perimetrazione ufficiale del bacino effettuata nell'ambito del PAI, ci si è attenuti a tale dato; in caso contrario il bacino idrografico è stato tracciato utilizzando come cartografia di base la Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000.

Per i bacini in studio sono state definite tutte le grandezze geomorfologiche caratteristiche necessarie per le successive fasi della progettazione, con particolare riferimento alla superficie del bacino S (misurata in kmq), alla lunghezza dell'asta L (misurata in km), al tempo di corrivazione t_c (misurato in ore) e al coefficiente di afflusso ϕ .

Il **tempo di corrivazione** di un punto del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta nel punto possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato. Tra tutti i tempi di corrivazione possibili, nelle applicazioni riveste particolare interesse il valore massimo che viene denominato tempo di corrivazione del bacino t_c . Il tempo t_c è quello necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Nell'individuazione del punto più remoto del bacino (idraulicamente più lontano) e nel calcolo della sua distanza effettiva dalla sezione di chiusura deve essere considerata, ovviamente, non solo la distanza planimetrica, che ne è la proiezione sul piano orizzontale di rappresentazione, ma anche la quota del punto stesso. In altri termini, a parità di distanza planimetrica deve essere considerato il punto di quota massima.

La definizione di tempo di corrivazione permette di spiegare perché la piena si verifica proprio se l'evento meteorico ha una durata almeno pari al tempo di corrivazione, dato che in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale. Il concetto di tempo di corrivazione permette anche di giustificare perché nei piccoli bacini, aventi superficie dell'ordine di qualche decina di kmq, sono sufficienti piogge brevi (della durata di qualche ora) per determinare un evento di piena.

Per il calcolo del tempo di corrivazione di un bacino esistono in letteratura diverse formulazioni; una delle più frequentemente usate in Italia è quella proposta da Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{med} - H_0}} \quad (5.1)$$

in cui t_c è espresso in ore, A in km^2 , L è la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua, a partire dallo spartiacque, espressa in km, e H_m è l'altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, espressa in m s.l.m. Tuttavia questa formula non è applicabile ai bacini di interesse in quanto essa è valida solamente per bacini idrografici con superficie A variabile fra i 170 e i 70000 km^2 .

Esistono in letteratura altre formule per il calcolo del tempo di corrivazione di un bacino a seconda dell'estensione e della pendenza media.

Spesso in questo tratto sono state utilizzate altre formule come quella di Kirpich per i casi di aste fluviale piccole che non sono presenti nel reticolo di AITo poiché tale formula si adatta bene per bacini piccoli e rurali come sono i piccoli bacini in questa zona.

Il **coefficiente di afflusso ϕ** rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso idrico e il volume totale di pioggia caduta sul bacino e pertanto è sempre compreso nell'intervallo $0 \div 1$; esso tiene quindi conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione che intercorre tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia.

La stima del valore appropriato del coefficiente di deflusso richiede la conoscenza del tipo di suolo e del suo uso, integrata ove possibile da dati e osservazioni sperimentali su eventi di piena nella regione idrologica di interesse. Per i bacini in esame si è fatto riferimento alla "Carta delle classi di uso del suolo" redatta nell'ambito del PAI, individuando per ciascuno dei bacini di interesse le classi di uso del suolo prevalenti; a ciascuna classe di uso del suolo è stato poi attribuito un valore del fattore di trattenuta del terreno come indicato dalla letteratura scientifica e di seguito riportato:

- classe 1a – Zone urbanizzate ($\phi=0.6$);
- classe 1b – Zone estrattive, discariche e cantieri ($\phi=0.6$);
- classe 2a – Seminativi ($\phi=0.3$);
- classe 2d – Vigneti, frutteti e frutti minori, oliveti ($\phi=0.3$);
- classe 2e – Prati stabili ($\phi=0.3$);
- classe 3a – Boschi ($\phi=0.2$);
- classe 3c – Brughiere e cespuglieti ($\phi=0.2$);

il valore del coefficiente d'afflusso ϕ per i bacini idrografici di interesse è stato stimato come media pesata secondo la relazione seguente:

$$\phi = \frac{\sum S_i \cdot \phi_i}{S_{tot}} \quad (5.2)$$

dove S_i è la porzione di bacino ricadente in una singola classe di uso del suolo caratterizzata da un valore del coefficiente d'afflusso pari a ϕ_i e S_{tot} è la superficie totale del bacino.

Tabella 5.1: Caratteristiche geomorfologiche dei corsi d'acqua di interesse

<i>Opera</i>	<i>Corso d'acqua</i>	<i>Progressiva di progetto</i>	<i>Tipo</i>	<i>Area</i>	<i>L</i>	<i>i</i>	<i>H_{max}</i>	<i>H_{min}</i>	<i>H_{media}</i>	<i>φ</i>
	<i>Nome del fosso</i>	<i>[km]</i>		<i>[kmq]</i>	<i>[km]</i>	<i>[%]</i>	<i>[m slm]</i>	<i>[m slm]</i>	<i>[m slm]</i>	<i>Tr=200</i>
TB05	Fosso del Melone	3+802	P	25.76	8.4	0.02	250	6	74.52	0.8
TB07	Fosso San Floriano	3+957	P	22.08	8.7	0.02	243	6	78.04	0.8
VI01	Nuovo Allacciante di Acque alte	7+586	S	14.24	4.5	0.02	130	4	27.26	0.8
TB18	Affluente Canale della Bassa n.1	7+725	M	8.2	4.58	0.01	45	3	27	0.8
TB19	Fosso Manzina	8+145	M	1.94	2.14	0.01	107	11	29.09	0.8
TB21	Fosso della Carige	8+716	S	4.8	2.7	0.02	59	40	29	0.8
TB22	Fosso del centro A	9+285	M	0.15	0.56	0.01	17.5	9.6	12	0.8
TB27	Fosso del centro E1	9+623	M	0.22	1.19	0.01	20.6	10.5	14	0.8
TB29	Fosso del centro C	10+250	M	0.05	0.795	0.01	22.7	15.17	20	0.8
VI02	Fosso Madonna Nicola	10+649	S	16.32	4	0.02	91	9	41.03	0.8
TB30	Affluente fosso Madonna Nicola	11+176	M	0.14	0.72	0.01	27	17	22	0.8
TB32	Fosso del Pelagone	11+899	S	8.96	2.9	0.02	313	9	102.98	0.8
TB33	Fosso Poggio Tristo	12+458	M	0.17	0.53	0.01	30	19.55	25	0.8
TB35	Affluente fosso Poggio Tristo	12+766	S	1.08	1.6	0.02	80	19.7	55	0.8
TB36	Affluente fosso Chiarone	13+600	M	1.84	2.45	0.01	85	18.97	54	0.8
VI03	Fosso Chiarone	13+818	P	25.87	10.4	0.01	414	22	144.72	0.8

A favore di sicurezza, i coefficienti di afflusso ϕ sono stati fissati pari a 0.8 per eventi con tempi di ritorno di 100 e 200 anni, mentre pari a 0.70 per tempi inferiori, mentre i dati pluviometrici del bacino sono stati recuperati dal database di Alto sia per le piogge con durata inferiore all'ora sia per quelle con durata maggiore.

5.2 Calcolo delle portate di riferimento

In questo studio ci si è avvalsi dell'utilizzo del software AITo messo a disposizione della Regione Toscana.

Con il modello AITo la stima indiretta della portata di piena per assegnato tempo di ritorno viene effettuata mediante l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi a partire da uno ietogramma sintetico, ad intensità costante, ottenuto dalla curva di possibilità climatica di pari tempo di ritorno e ragguagliata alla superficie del bacino, dalla quale viene ricavata l'altezza totale di precipitazione per ciascuna durata prescelta. La portata al colmo per assegnato tempo di ritorno viene quindi ottenuta, sulla base del metodo dell'evento critico, individuando la portata di pioggia efficace che massimizza il valore di colmo dell'onda di piena fornito dal modello dello di trasformazione. Il modello afflussi-deflussi è stato tarato su 66 eventi significativi relativi a 16 bacini della Toscana. La trasformazione da pioggia reale a pioggia netta è stata effettuata ipotizzando una perdita iniziale completa i_a e una perdita successiva schematizzata con una velocità K_s di infiltrazione costante a saturazione.

Per il ragguaglio delle piogge all'area è stata adoperata l'espressione di Eagleson, opportunamente modificata per adattarla alle situazioni in esame.

Il modello di trasferimento afflussi-deflussi adottato è quello di Nash caratterizzato dal parametro di forma n e da quello di scala k ; la taratura è stata fatta minimizzando lo scarto tra le portate calcolate e quelle registrate per gli eventi considerati in questo studio.

Il software permette, grazie alla presenza nel suo database di numerosi dati idrologici e idraulici quali:

- Lunghezza dell'asta (ogni fiume/fosso viene suddiviso in un numero finito di tratti);
- Area del bacino a monte di ogni singolo tratto dell'asta;
- Quota minima del bacino (in metri) della relativa sezione terminale del tratto in questione;
- Quota massima;
- Quota media;
- Pendenza media del bacino;
- Perdita iniziale (in mm) relativa alle piogge (per un fissato T_r);
- Alcuni parametri dell'idrogramma di Nash (quali la forma e la scala);
- Tempo di ritardo caratteristico del bacino;
- Coefficienti di possibilità climatica (per tempi di pioggia minori di un'ora e tempi maggiori);

- Carte della regione Toscana riguardo l'uso del suolo;
- Dati pluviometri di tutte le stazioni;
- Durata critica delle piogge;
- Tempo di picco dell'idrogramma unitario di Nash;
- Intensità di precipitazione per l'utilizzo dello ietogramma Chicago

di determinare, in base al tempo di ritorno, le portate al colmo di piena e gli ideogrammi di piena in numerevoli punti della rete idrografica toscana.

Per il seguente studio AITo ha permesso quindi di determinare le portate al colmo di piena per vari tempi di ritorno (in particolare si è preso tempi di ritorno decennali, cinquantennali, centennali, duecentennali) e quando necessario anche gli idrogrammi di piena.

Per riscontrare però l'esattezza dei valori forniti da AITo, si è eseguita anche una stima degli stessi valori al colmo con i metodi di stima regionale denominati MG, che è descritto nel paragrafo 5.3.

Nel caso in cui non sia possibile applicare tali metodi (come per esempio per i bacini con un'estensione inferiore a 1 Km²), si prevede l'utilizzo di formule razionali, quali la formula di Kirpich, oltre che quella di Giandotti.

In tabella 4.1 sono riportati le portate di piena al colmo ottenute tramite l'utilizzo di AITo per i vari fossi e fiumi che sono presenti nel database.

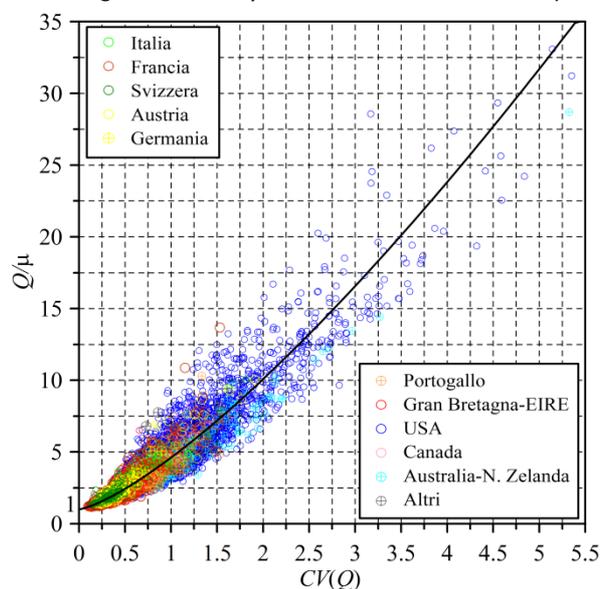
Tabella 4.1

Nome Bacino	Lunghezza (m)	Q10	Q50	Q100	Q200
Fosso del Melone	8400.00	84.97	133.08	155.28	177.37
Fosso San Floriano	8663.00	94.25	146.04	170.22	195.97
Broto dei Ceppi/ Allacciante A.Alte	4537.00	59.52	82.29	95.02	108.26
Fosso della Carige	2697.00	35.51	48.17	55.74	63.50
Fosso Madonna Nicola	3995.00	53.83	73.13	84.52	96.36
Fosso del Pelagone	2988.14	43.75	64.74	74.98	85.87
Fosso Chiarone	10400.00	98.95	154.35	185.55	218.81

5.3 Modello di regionalizzazione MG

Il modello MG è stato ricavato attraverso l'analisi di un campione numerosissimo di serie storiche delle portate al colmo di piena situate dapprima in Italia quindi in diverse aree geografiche del mondo. La base di dati utilizzata nella ricerca prende in considerazione circa 12.000 stazioni situate in paesi appartenenti ai cinque continenti per un totale di circa 460.000 anni di osservazione, con bacini di area variabile da pochi ettari a milioni di chilometri quadrati. Indicando con Q_{max} , μ e CV rispettivamente il massimo, la media e il coefficiente di variazione della generica serie storica dei massimi annuali delle portate istantanee, al modello MG si è giunti esaminando anzitutto la dispersione dei valori Q_{max}/μ in funzione di CV (figura seguente):

Figura 5.1: Dispersione dei valori Q_{max}/μ nel piano $(CV, Q/\mu)$



Ipotizzando che la curva interpolare di tali punti abbia forma monomia, per essa si è ricavata, con il metodo dei minimi quadrati, l'espressione:

$$\frac{Q_{max}}{\mu} = 1 + kCV^{1.33} \quad (4.3)$$

con $k \sim 3.61$.

Successivamente, dopo aver verificato che ai valori di Q_{max}/μ forniti da tale curva, corrisponde un tempo di ritorno compreso tra 65 e 70 anni, si è ipotizzato che il quantile della variabile Q/μ corrispondente al generico tempo di ritorno T possa essere espresso da una funzione simile alla relazione sopra riportata nella quale il parametro k risulta funzione di T :

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + k(T) \cdot CV^{1.33} \quad (5.4)$$

La funzione di $k(T)$ è stata quindi ricavata attraverso l'analisi della frequenza della variabile normalizzata Y :

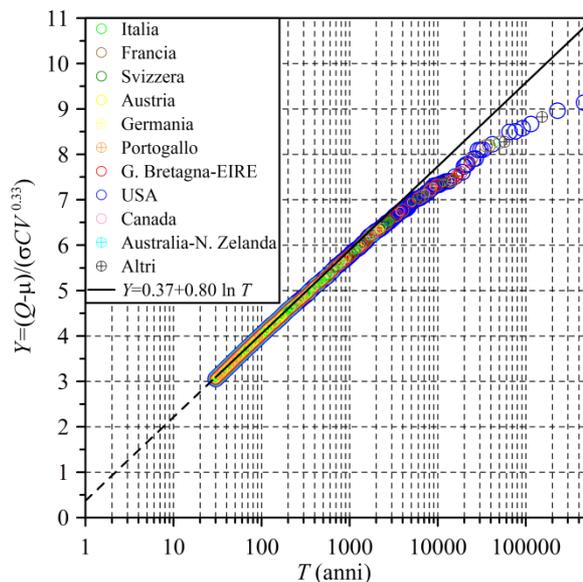
$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}} = \frac{Q - \mu}{\sigma CV^{0.33}} \quad (5.5)$$

Le elaborazioni sopra richiamate hanno fornito la seguente espressione del modello MG:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + (0.37 + 0.80 \ln T) CV^{1.33} \quad (5.6)$$

dove Q è la portata di piena per assegnato tempo di ritorno T , μ e CV sono rispettivamente la media e il coefficiente di variazione della generica serie storica dei massimi annuali delle portate istantanee.

Figura 5.2: Frequenze empiriche di non superamento dei valori massimi della variabile Y e funzione interpolante



Il grafico mostra il buon adattamento della funzione interpolante al set dei dati considerato per tempi di ritorno compresi tra 30 anni (pari circa alla dimensione media dei campioni impiegati) e 4'000 anni.

Recenti studi di altri autori (Valerio Milano, Ugo Moisello) hanno confermato la validità del modello MG sul territorio italiano; in particolare è stata compiuta un'analisi approfondita per la Regione Toscana, che ha mostrato l'opportunità di applicare i metodi di regionalizzazione e che, tra questi, il modello MG ha fornito i risultati più affidabili (si veda al proposito l'articolo "Sulla stima delle portate di piena di elevato tempo di ritorno in Toscana e la distribuzione MG", pubblicato sulla rivista L'acqua n. 1/2009).

L'applicazione del modello richiede la conoscenza dei parametri $\mu(Q)$ e $CV(Q)$, che in siti strumentati può essere condotta con il metodo dei momenti, attraverso il calcolo della media e dello scarto quadratico medio del campione di dati.

In sezioni fluviali non strumentate, la stima dei parametri $\mu(Q)$ e $CV(Q)$ del modello, dipendendo essi dalla specificità delle caratteristiche geomorfoclimatiche della regione a cui appartengono, deve necessariamente essere condotta attraverso procedure di natura statistica rivolte a regioni omogenee e quindi necessariamente a scala spaziale ridotta.

Per la stima di $\mu(Q)$ è stata impiegata una relazione monomia che esprime il legame che intercorre tra l'area del bacino S e la media $\mu(Q)$ delle portate annue al colmo di piena. Tale relazione è stata tarata sulla base dati utilizzata da Valerio Milano per l'analisi regionale sul territorio della regione Toscana, considerando i soli bacini con superficie inferiore a 1000 kmq, per tener conto del range di analisi del presente studio. I bacini considerati sono compresi tra 0,61 e 939 kmq.

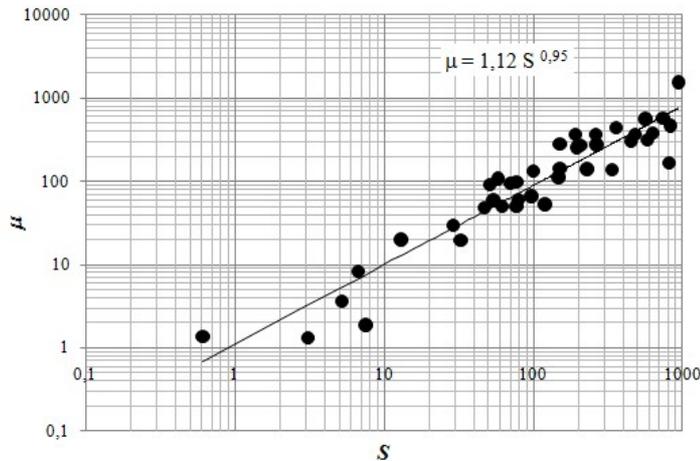
E' noto infatti che il contributo di piena per unità di area del bacino μ/S in regioni idrologicamente omogenee è esprimibile tramite una funzione monomia della superficie del bacino:

$$\mu = \alpha S^\beta \quad (5.7)$$

con $\alpha = 1,12$ e $\beta = 0,95$.

La figura seguente mostra la relazione monomia utilizzata.

Figura 5.3: andamento della media $\mu(Q)$ in funzione della superficie drenata



Per la stima di CV sono state analizzate diverse formule parametriche di letteratura, tra cui quelle stimate da Canuti e Moisello per il territorio della Liguria e della Toscana e quelle proposte da Natale e Fenaroli per i piccoli bacini italiani.

In considerazione delle dimensioni dei bacini indagati si è ritenuto opportuno utilizzare le formule di Natale e Fenaroli: per i bacini Liguri e Toscani, fino al Cecina, propongono per il coefficiente di variazione il valore 0,789; per i bacini centro meridionali, a sud del Cecina, propongono la formula seguente:

$$CV = 0,77 - 1,22 \cdot h_m \quad (5.8)$$

in cui h_m (in mm) è la media dell'altezza di pioggia annua ragguagliata all'area.

Per i piccoli bacini a Nord del Cecina è stato quindi adottato il valore 0,789, a Sud è stato cautelativamente adottato il valore 0,77, trascurando il fattore riduttivo dipendente dalle piogge. Per i bacini con superficie superiore a 100 kmq il coefficiente di variazione è stato stimato tramite similitudine idrologica con bacini toscani prossimi all'area di indagine, per i quali si disponeva delle serie storiche delle portate al colmo di piena.

5.4 **Formule razionali usate per la determinazione della portata al colmo al variare del tempo di corrivazione**

In questo studio molti tombini drenano l'acque meteoriche di bacini estremamente piccoli, inferiori al chilometro quadrato, o si sono presentate delle situazioni in cui non era possibile utilizzare il software AITo.

In questi casi si è dovuti ricorrere ad alcune formule razionali che qui riportiamo:

- Giandotti (si ottengono spesso valori elevati): $T_C = \frac{4\sqrt{S}+1,5L}{0,8\sqrt{H}}$

Dove T_c è espresso in ore, S (superficie) in Kmq , \bar{H} l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura del bacino in metri e L è la lunghezza in Km del più lungo percorso idraulico del bacino

- Kirpich (per bacini rurali e di piccole dimensioni): $T_C = 0.066 \frac{L^{0,77}}{i^{0,385}}$

Dove T_c è espresso in ore, L (Lunghezza) in Km ed i è la pendenza del bacino, pari al rapporto tra l'altezza massima del punto più alto del bacino stesso rispetto alla sezione di chiusura e la lunghezza del percorso idraulico relativo a tale punto.

<i>Opera</i>	<i>Corso d'acqua</i>	<i>Progressiva di progetto</i>	<i>Tipo</i>	<i>Area</i>	<i>L</i>	<i>i</i>	<i>Tc</i>
	<i>Nome del fosso</i>	<i>[km]</i>		<i>[kmq]</i>	<i>[km]</i>	<i>[%]</i>	<i>[ore]</i>
TB05	Fosso del Melone	3+802	P	25.76	8.4	0.02	-
TB07	Fosso San Floriano	3+957	P	22.08	8.7	0.02	-
VI01	Nuovo Allacciante di Acque alte	7+586	S	14.24	4.5	0.02	-
TB18	Affluente Canale della Bassa n.1	7+725	M	8.2	4.58	0.01	0.29
TB19	Fosso Manzina	8+145	M	1.94	2.14	0.01	0.6
TB21	Fosso della Carige	8+716	S	4.8	2.7	0.02	-
TB22	Fosso del centro A	9+285	M	0.15	0.56	0.01	0.2
TB27	Fosso del centro E1	9+623	M	0.22	1.19	0.01	0.4
TB29	Fosso del centro C	10+250	M	0.05	0.795	0.01	0.3
VI02	Fosso Madonna Nicola	10+649	S	16.32	4	0.02	-
TB30	Affluente fosso Madonna Nicola	11+176	M	0.14	0.72	0.01	0.25
TB32	Fosso del Pelagone	11+899	S	8.96	2.9	0.02	-
TB33	Fosso Poggio Tristo	12+458	M	0.17	0.53	0.01	0.3
TB35	Affluente fosso Poggio Tristo	12+766	S	1.08	1.6	0.02	0.5
TB36	Affluente fosso Chiarone	13+600	M	1.84	2.45	0.01	-
VI03	Fosso Chiarone	13+818	P	25.87	10.4	0.01	-

5.4.1 Determinazione delle portate al colmo per i bacini minori

Per determinare le portate al colmo si utilizza il metodo cinematico considerando l'evento pluviometrico con un Tempo di corrivazione pari al tempo di pioggia.

Da un'analisi della cartografia DTM a 10000 e DTM a 2000 si determina la superficie del bacino e la lunghezza dell'asta del fosso.

La portata massima al colmo per un determinato evento è la seguente:

$$Q_{MAX} = 0,278 \frac{\Phi h S}{T_C}$$

Essendo h l'altezza di pioggia ragguagliata sul bacino di durata T pari al tempo di corrivazione. La superficie è espressa in Km², h in mm di pioggia e Tc in ore e Q in mc/s.

Attraverso l'uso delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSP), che come noto, esprimono il legame esistente tra l'altezza di pioggia h e la sua durata t_p , per assegnato tempo di ritorno T_r , secondo la relazione:

$$h = a_0 T_r^{m_0} \cdot t_p^{n_0} \quad (5.9)$$

dove a_0 , m_0 , n_0 sono parametri che vengono stimati a partire dalle elaborazioni di serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata assegnata è possibile determinare l'altezza di pioggia per un determinato Tempo di Ritorno.

La metodologia statistica maggiormente utilizzata per la definizione delle LSP utilizza come informazione idrologica di base i massimi annuali delle precipitazioni di diversa durata.

I precedenti dati pluviometri sono stati estrapolati dal database del software AITo per le piogge di durata inferiore a un'ora e per durate superiori per tutti quei bacini prossimi ai bacini inseriti in AITo.

In tabella 5.4.1.1 sono presenti i dati per i bacini minori:

Nome	Lungh. (Km)	S.Bacino (Km ²)	H_min (m.)	H_massimo	Hmedia(m)
Aff.Bassa 1	4.580	8.2	3	45	27
Manzina	2.140	1.94	11	107	29.09
Fosso centro A	0.56	0.15	9.6	17.5	12
Fosso centro E1	1.190	0.22	10.5	20.6	14
Fosso centro C	0.795	0.05	15.17	22.7	20
Aff.Madonna Nicola	0.72	0.14	17	27	22
Fosso Poggio Tristo	0.53	0.17	19.55	30	25
Affte. Poggio Tristo	1.6	1.08	19.7	80	55
Aff. Chiarone	2.450	1.84	18.97	85	54

Per tutti i bacini i dati di possibilità climatica sono i seguenti:

Per tempi di pioggia inferiori ad 1 ora, AITo fornisce i seguenti valori:

a1	n1	m1
31.68	0.25	0.24

Per tempi di pioggia superiori ad 1 ora, i dati sono i seguenti:

a	n	m
34.35	0.43	0.18

5.5 Confronto tra le portate determinate con AITo e con il metodo MG

I risultati ricavati dall'applicazione del modello AITo sono poi stati confrontati, per un maggior conforto, con le stime ottenute tramite il modello probabilistico MG, particolarmente indicato per la stima delle portate con elevato tempo di ritorno.

I dati pluviometrici necessari per la calibrazione dei parametri $\mu(Q)$ e $CV(Q)$ del modello MG sono riferiti alla stazione pluviometrica di Orbetello, l'unica stazione della zona che presenta un numero considerevole di dati storici.

Nelle tabelle successive sono riportate le portate al colmo calcolate con AITo e con il metodo MG per vari tempi di ritorno oltre ai parametri necessari per la calibrazione del modello MG.

Tabella 4. 1 – Portate decennali determinate con AITo e metodo MG

Nome Bacino	Q10 AITo	ϕ	$\mu(h)$	$\sigma(h)$	$\mu(Q)$	$\sigma(Q)$	CV(Q)	K(10)	Q10 MG
Fosso del Melone	84.97	0.80	67.64	32.29	35.83	42.15	0.85	1.30	95.34
Fosso San Floriano	94.25	0.80	67.64	32.29	38.09	44.07	0.86	1.30	102.74
Broto dei Ceppi	59.52	0.80	67.64	32.29	19.35	26.84	0.72	1.30	45.12
Fosso della Carige	35.51	0.80	67.64	32.29	11.01	17.76	0.62	1.30	22.99
Fosso Madonna Nicola	53.83	0.80	67.64	32.29	16.31	23.68	0.69	1.30	36.74
Fosso del Pelagone	43.75	0.80	67.64	32.29	19.03	26.52	0.72	1.30	44.23
Fosso Chiarone	98.95	0.80	67.64	32.29	47.11	51.49	0.91	1.30	133.39

Tabella 4. 2 - Portate cinquantennale determinate con AITo e metodo MG

Nome Bacino	Q50 AITo	ϕ	$\mu(h)$	$\sigma(h)$	$\mu(Q)$	$\sigma(Q)$	CV(Q)	K(50)	Q50 MG
Fosso del Melone	133.08	0.80	67.64	32.29	35.83	42.15	0.85	2.59	138.92
Fosso San Floriano	146.04	0.80	67.64	32.29	38.09	44.07	0.86	2.59	150.09
Broto dei Ceppi	82.29	0.80	67.64	32.29	19.35	26.84	0.72	2.59	63.99
Fosso della Carige	48.17	0.80	67.64	32.29	11.01	17.76	0.62	2.59	31.76
Fosso Madonna Nicola	73.13	0.80	67.64	32.29	16.31	23.68	0.69	2.59	51.71
Fosso del Pelagone	64.74	0.80	67.64	32.29	19.03	26.52	0.72	2.59	62.68
Fosso Chiarone	154.35	0.80	67.64	32.29	47.11	51.49	0.91	2.59	196.58

Tabella 4. 3 - Portate centennali determinate con AITo e metodo MG

Nome Bacino	Q100 AITo	ϕ	$\mu(h)$	$\sigma(h)$	$\mu(Q)$	$\sigma(Q)$	CV(Q)	K(100)	Q100 MG
Fosso del Melone	155.28	0.80	67.64	32.29	35.83	42.15	0.85	3.13	155.91
Fosso San Floriano	170.22	0.80	67.64	32.29	38.09	44.07	0.86	3.13	168.54
Broto dei Ceppi	95.02	0.80	67.64	32.29	19.35	26.84	0.72	3.13	71.34
Fosso della Carige	55.74	0.80	67.64	32.29	11.01	17.76	0.62	3.13	35.18
Fosso Madonna Nicola	84.52	0.80	67.64	32.29	16.31	23.68	0.69	3.13	57.54
Fosso del Pelagone	74.98	0.80	67.64	32.29	19.03	26.52	0.72	3.13	69.87
Fosso Chiarone	185.55	0.80	67.64	32.29	47.11	51.49	0.91	3.13	221.21

Tabella 4. 4 - Portate duecentennali determinate con AITo e metodo MG

Nome Bacino	Q200 AITo	ϕ	$\mu(h)$	$\sigma(h)$	$\mu(Q)$	$\sigma(Q)$	CV(Q)	K(200)	Q200 MG
Fosso del Melone	177.37	0.80	67.64	32.29	35.83	42.15	0.85	3.68	172.25
Fosso San Floriano	195.97	0.80	67.64	32.29	38.09	44.07	0.86	3.68	186.30
Broto dei Ceppi	108.26	0.80	67.64	32.29	19.35	26.84	0.72	3.68	78.42
Fosso della Carige	63.50	0.80	67.64	32.29	11.01	17.76	0.62	3.68	38.47
Fosso Madonna Nicola	96.36	0.80	67.64	32.29	16.31	23.68	0.69	3.68	63.15
Fosso del Pelagone	85.87	0.80	67.64	32.29	19.03	26.52	0.72	3.68	76.79
Fosso Chiarone	218.81	0.80	67.64	32.29	47.11	51.49	0.91	3.68	244.91

Dall'analisi dei risultati si evidenzia come i valori determinati con il modello AITo fornisca valori di portata più alti rispetto al modello MG in quasi tutti i casi studiati.

In conclusione, per le successive modellazioni idrauliche, sono stati utilizzati i seguenti metodi:

nei corsi d'acqua per i quali il modello AITo fornisce valori di portata calcolati in bacini chiusi all'A12 si utilizzeranno tali valori ufficiali;

per tutti gli altri corsi d'acqua sono stati utilizzati i valori di portata duecentennale stimati con il metodo cinematico;

Le portate considerate per le modellazioni idrauliche sono riassunte nella tabella seguente.

Opera	Corso d'acqua	Progr [km]	MODELLO ALTO				MODELLO MG				MODELLO CINEMATICO				Portata di progetto
			Q10	Q50	Q100	Q200	Q10	Q50	Q100	Q200	Q10	Q50	Q100	Q200	Tr=200
TB06	Fosso del Melone	3+802	84.97	133.08	155.28	177.37	95.34	138.92	155.91	172.25	-	-	-	-	177.37
TB08	Fosso San Floriano	3+957	94.25	146.04	170.22	195.97	102.74	150.09	168.54	186.30	-	-	-	-	111.54*
VI01	Broto di Val Ceppi	7+586	59.52	82.29	95.02	108.26	45.12	63.99	71.34	78.42	-	-	-	-	108.26
TB18	Affluente Canale della Bassa n.1	7+725	-	-	-	-	-	-	-	-	3.12	4.59	6.26	7.39	7.39
TB06	Fosso Manzina	8+145	15.52	20.73	23.49	26.61	-	-	-	-	-	-	-	-	26.61
TB21	Fosso della Carige	8+716	35.51	48.17	55.74	63.50	22.99	31.76	35.18	38.47	-	-	-	-	63.50
TB22	Fosso del centro A	9+285	-	-	-	-	-	-	-	-	3.52	4.71	6.16	6.98	6.98
TB27	Fosso del centro E1	9+623	-	-	-	-	-	-	-	-	3.48	4.65	6.08	6.9	6.9
TB29	Fosso del centro C	10+250	-	-	-	-	-	-	-	-	0.93	1.25	1.63	1.85	1.85
VI02	Fosso Madonna Nicola	10+649	53.83	73.13	84.52	96.36	36.74	51.71	57.54	63.15	-	-	-	-	96.36
TB30	Affluente fosso Madonna Nicola	11+176	-	-	-	-	-	-	-	-	2.9	3.87	5.06	5.73	5.73
TB32	Fosso del Pelagone	11+899	43.75	64.74	74.98	85.87	44.23	62.68	69.87	76.79	-	-	-	-	85.87
TB33	Fosso Poggio Tristo	12+458	-	-	-	-	-	-	-	-	3.17	4.24	5.54	6.29	6.29
TB35	Affluente fosso Poggio Tristo	12+766	-	-	-	-	-	-	-	-	15.05	20.12	28.06	31.79	31.79
TB36	Affluente fosso Chiarone	13+600	-	-	-	-	-	-	-	-	15.84	21.47	24.4	27.81	27.81
VI03	Fosso Chiarone	13+818	98.95	154.35	185.55	218.81	133.39	196.58	221.21	244.91	-	-	-	-	218.81

6. IDRAULICA

6.1 Criteri di compatibilità e indirizzi per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti

Gli aspetti idraulici connessi alla realizzazione dei ponti sono disciplinati dal D.M. dei LL.PP. 4 maggio 1990 e dalla Circolare dello stesso Ministero n. 34233 del 25/2/1991, riportate al capitolo 4.

I ponti che attraversano un corso d'acqua interferiscono con le condizioni di deflusso se le pile sono collocate in alveo e se le spalle o i rilevati di accesso causano un restringimento dell'alveo stesso.

I criteri di compatibilità e gli indirizzi per la progettazione e la verifica dei ponti sono quindi finalizzati ad un migliore inserimento dell'opera all'interno del corso d'acqua.

Nel caso di opere di attraversamento esistenti le prescrizioni e gli indirizzi individuati sono rivolti a garantire:

- che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti alterazioni delle condizioni di rischio idraulico;
- che siano valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera, in rapporto alla sicurezza della stessa.

Nel caso di opere per le quali non sia soddisfatta la verifica idraulica di compatibilità, verranno indicate le eventuali condizioni di esercizio transitorio della struttura, sino alla realizzazione degli interventi di adeguamento, e i criteri di progettazione degli interventi correttivi necessari.

6.1.1 Indirizzi progettuali

Di seguito sono elencati i criteri di compatibilità che assumono carattere di prescrizioni per i ponti esistenti.

Portata di piena di progetto. Il tempo di ritorno della piena di progetto per le verifiche idrauliche del ponte deve essere non inferiore a 100 anni, come prescritto dalla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 34233 del 1991, e comunque in accordo alle prescrizioni dell'Autorità di bacino competente.

Per i corsi d'acqua di piccole dimensioni, possono essere assunti tempi di ritorno inferiori ai 100 anni; in tali situazioni, da valutarsi caso per caso anche in relazione ad eventuali prescrizioni sul singolo corso d'acqua, è comunque necessario verificare che le opere non comportino un aggravamento delle condizioni di rischio idraulico sul territorio circostante per la piena di 200 anni.

Portata di piena di progetto per opere provvisionali. Il tempo di ritorno per il quale calcolare la portata di progetto è legato alla scelta del rischio idraulico da associare ad una determinata opera idraulica; per opere provvisionali si assume lo stesso valore di rischio considerato per le opere definitive di progetto, scalandolo dalla vita utile di queste ultime a quella relativa alle opere provvisionali. Definito il rischio idrologico R , funzione del tempo di ritorno, R_0 è il suo valore per le opere definitive:

$$R(T) = R_0$$
$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^{N_0} \quad (6.1)$$

dove N_0 e N sono la vita utile, rispettivamente dell'opera di progetto e dell'opera provvisoria, espressa in anni; T_0 e T sono il tempo di ritorno, rispettivamente per il calcolo della portata per l'opera di progetto e per l'opera provvisoria, espresso in anni.

Di conseguenza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = R_0 \rightarrow T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R_0}} \quad (6.2)$$

Posizionamento del ponte rispetto all'alveo. Deve essere considerato l'orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) rispetto all'alveo e verificato che le interazioni tra le opere e la corrente non diano luogo a fenomeni incompatibili con l'assetto morfologico dell'alveo o la stabilità dell'opera.

Effetti idraulici indotti dal ponte. Gli elementi strutturali del ponte e i relativi rilevati di accesso non devono comportare effetti negativi sulle modalità di deflusso in piena del corso d'acqua; in particolare il profilo idrico di rigurgito eventualmente indotto dall'insieme delle opere di attraversamento deve essere compatibile con l'assetto difensivo presente e non deve comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante. Va inoltre verificata la compatibilità dell'opera, e delle eventuali sistemazioni idrauliche connesse, con gli effetti indotti da possibili ostruzioni delle luci ad opera di corpi flottanti trasportati dalla piena ovvero di deposito anomalo di materiale derivante dal trasporto solido, soprattutto nel caso possano realizzarsi a monte invasi temporanei di dimensione significativa.

Condizioni di sicurezza idraulica del ponte e delle opere collegate. Il manufatto e le opere connesse devono essere sottoposti a verifica della stabilità strutturale rispetto ai seguenti aspetti:

- scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile o delle spalle;
- urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
- scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;

- spinta idrodinamica per effetto del sovralzo indotto dalla struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto di ostruzione delle luci.

6.1.2 Condizioni di esercizio transitorio

Nei casi in cui la verifica di compatibilità idraulica dei ponti esistenti non è adeguata rispetto alle prescrizioni di cui al paragrafo 6.1.1, si definiscono le condizioni di esercizio transitorio dell'opera, valide fino alla realizzazione degli interventi di adeguamento.

Tali condizioni devono contenere:

- la definizione del limite di completa funzionalità idraulica dell'opera, rappresentato dal tempo di ritorno della portata che defluisce in alveo in condizioni di sicurezza;
- la programmazione degli interventi periodici di manutenzione dell'opera e dell'alveo del corso d'acqua in corrispondenza del ponte, necessari per mantenere la massima capacità di deflusso, comprensivi dell'indicazione dei soggetti responsabili;
- la definizione degli scenari di piena probabili per le portate superiori a quelle per cui l'opera è compatibile, con particolare riferimento alle piene con tempo di ritorno di 200 e 500 anni; nell'ambito di tali scenari devono essere evidenziati in specifico i centri abitati e le infrastrutture circostanti coinvolte;
- la definizione dei tempi medi di preannuncio della piena (tempo di corrivazione del corso d'acqua) e dei tempi medi di crescita dell'onda di piena.

6.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento

Nei casi in cui la verifica idraulica dei ponti esistenti non sia adeguata rispetto alle prescrizioni viste al paragrafo 6.1.1, il progetto di adeguamento deve contenere gli interventi correttivi necessari a rimuovere gli elementi di incompatibilità presenti.

La soluzione di intervento deve essere definita in funzione del grado di inadeguatezza riscontrato e delle caratteristiche della struttura esistente.

Il progetto di adeguamento dell'opera esistente tratta separatamente gli interventi per il conseguimento di condizioni di sicurezza dell'opera (quali le opere di protezione delle fondazioni dallo scalzamento) da quelli per il miglioramento delle condizioni di deflusso del corso d'acqua e per la riduzione degli effetti di innalzamento del profilo idrico.

Nei casi in cui problemi di incompatibilità siano determinati dalle condizioni di scalzamento massimo non compatibili con la stabilità delle fondazioni, è comunque preferibile una

soluzione di intervento diretto sulle fondazioni stesse per il conseguimento dei parametri di sicurezza necessari.

Solo in casi eccezionali, previa accurata verifica idraulica, sono possibili le seguenti soluzioni alternative volte alla stabilizzazione delle quote del fondo alveo, quali ad esempio:

- la realizzazione di una soglia (o platea) di fondo a valle delle fondazioni, estesa per tutta la larghezza dell'alveo;
- la realizzazione di una coronella di protezione a monte delle pile (ad esempio con pali di piccolo diametro, palancole o diaframmi);
- la realizzazione attorno alla pila di una protezione flessibile in materiale lapideo, di granulometria, tale da non essere soggetta a trasporto da parte della corrente.

A questa norma generale ed agli indirizzi sopra riportati si aggiungono circolari o indicazioni degli enti territoriali, fra le quali si ricorda la Direttiva 4, allegato alle Norme di Attuazione del PAI dell'Autorità di bacino del Po.

6.2 **Rilievi topografici**

La simulazione del comportamento idraulico dei corsi d'acqua in studio nelle vicinanze dell'attraversamento autostradale implica la realizzazione di rilievi topografici per un tratto di lunghezza significativa, in funzione delle caratteristiche morfologiche del corso d'acqua (dimensioni, pendenza, grado di naturalità, tortuosità, ecc...), della tipologia dell'opera viaria principale (viadotto o tombino) e della eventuale presenza di altri manufatti di attraversamento minori (tombini e sottopassi di strade secondarie o di rampe autostradali) posti a breve distanza dal manufatto dell'A12, che abbiano una qualche influenza sul deflusso idrico.

Sono state quindi condotte diverse campagne di rilievi topografici finalizzate all'acquisizione dei dati necessari alla modellazione idraulica dei corsi d'acqua di interesse.

Si dispone quindi della seguente documentazione:

- Rilievo fotogrammetrico generale in scala 1:5.000;
- Rilievo fotogrammetrico di dettaglio in scala 1:1.000;
- Rilievo celeri metrico in scala 1:500 della fascia occupata dall'autostrada;
- Sezioni idrauliche dei corsi d'acqua interferiti dal progetto autostradale;
- Rilievo di tutte le opere d'arte esistenti e relative schede monografiche.

Sulla base di tali informazioni topografiche ciascun corso d'acqua di interesse viene digitalizzato e successivamente modellato mediante il codice di calcolo Hec-RAS descritto al paragrafo seguente.

6.3 **Modellazione idraulica**

Per i corsi d'acqua d'interesse viene implementato un modello monodimensionale o quasi-bidimensionale attraverso il codice di calcolo Hec-Ras_per simulare il deflusso, in condizioni di moto permanente e/o vario, di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento autostradale, sia in condizioni di stato di fatto che in condizioni di progetto.

Laddove disponibili, sono stati utilizzati i valori di portata indicati dal PAI, stante il loro carattere di ufficialità; in assenza di tali valori ufficiali le portate di riferimento per le modellazioni idrauliche sono state calcolate con le metodologie viste al paragrafo precedente.

I tiranti idrici risultanti dalla simulazione idraulica vengono incrociati attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Hec-Georas con un modello digitale del terreno costruito per ogni corso d'acqua sulla base delle informazioni topografiche provenienti dai rilievi effettuati, determinando così le aree di allagamento nel tratto investigato.

6.3.1 *Generalità*

La valutazione del comportamento idraulico di un corso d'acqua e, più in particolare, dei rischi di esondazione indotti da piene di assegnato periodo di ritorno è, sempre più frequentemente, effettuata con l'ausilio di modelli matematici, che costituiscono un valido supporto per la valutazione ed il tracciamento dei profili di corrente (valori del tirante idrico h e della velocità di deflusso v in ogni sezione trasversale).

Relativamente al caso in esame, mediante la modellazione matematica si potrà valutare il rigurgito provocato dai manufatti di attraversamento autostradale nei tratti a monte, il pericolo di cedimento delle pile o delle spalle di un ponte a causa dello scalzamento delle fondazioni dovuto a fenomeni di erosione, il pericolo di lesioni o distruzione dell'impalcato di un ponte causato dalla spinta dinamica della corrente, amplificata, in molti casi, dalla parziale o totale occlusione della sezione di passaggio dovuta al materiale solido trasportato dalla corrente.

Nell'implementare un modello di simulazione idraulica si cerca in generale di riprodurre le reali condizioni di deflusso in alveo, introducendo eventuali semplificazioni a vantaggio di una maggiore agilità di computazione solo laddove esse consentano di ottenere comunque risultati globalmente attinenti alla realtà.

In particolare, in tutti quei casi in cui il deflusso della piena di progetto avviene all'interno delle aree golenali senza dar luogo a significativi fenomeni di esondazione, si potrà utilizzare un modello in moto permanente; invece, nei casi in cui il tratto di corso d'acqua da modellare sia caratterizzato da sensibili fenomeni di laminazione, è necessario effettuare simulazioni in moto vario, in modo da tenere conto, nel calcolo della portata che realmente transita nella sezione di interesse, anche delle variazioni dei volumi idrici che si sono avute lungo il tratto. Infine, nel caso di canali artificiali caratterizzati da sezioni regolari e senza particolari singolarità, si potrà prevedere anche una simulazione in moto uniforme.

I modelli idraulici sono programmi di calcolo che, tramite la risoluzione delle equazioni differenziali di De Saint-Venant, consentono di determinare i profili di corrente sia in condizioni di moto vario che di moto permanente. I modelli possono simulare il flusso monodimensionale e quasi-bidimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei, in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali; è possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- presenza di casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenze).

Si riportano di seguito alcuni richiami teorici sul moto vario delle correnti a superficie libera e sui metodi di risoluzione delle equazioni che le descrivono.

Il moto di una corrente idrica a superficie libera, nella quale non siano presenti significative componenti trasversali di moto, è descritto matematicamente dalle equazioni di continuità e del moto, note come equazioni di De Saint-Venant monodimensionali.

Nelle ipotesi di fluido omogeneo ed incompressibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} = 0 \quad (6.3)$$

dove:

- A: area della sezione bagnata [m²];
- χ : coefficiente di scabrezza di Chezy [m^{1/2}s⁻¹];
- g: accelerazione di gravità [m²/s];
- h: altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale [m];
- Q: portata [m³/s];
- R: raggio idraulico [m];
- α : coefficiente di ragguglio della quantità di moto, solitamente pari a 1;

Per il calcolo delle resistenza d'attrito si possono utilizzare due diverse formulazioni, l'espressione di Strickler e quella di Chezy, ed è possibile tener conto di ogni variazione della scabrezza all'interno delle sezioni trasversali, nelle golene o lungo l'alveo.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\chi^2 \cdot A \cdot R} \quad (6.4)$$

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{M^2 \cdot A \cdot R^{4/3}} \quad (6.5)$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a 1/n, con n pari al coefficiente di Manning.

Le caratteristiche specifiche dei materiali d'alveo e della copertura vegetazionale si possono valutare sulla base delle indicazioni fornite in letteratura.

I modelli idraulici risolvono le equazioni generali di De Saint Venant trasformandole in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo differente a seconda del modello utilizzato.

Per la risoluzione delle equazioni alla base del modello è sempre necessario introdurre delle condizioni iniziali e delle condizioni al contorno.

Le condizioni iniziali vengono generalmente specificate dall'utente imponendo in particolari punti del reticolo modellato valori noti di portata o livello, o di altre grandezze significative.

Le condizioni al contorno vengono, invece, imposte nelle sezioni estreme del reticolo; quelle generalmente utilizzate sono:

- valore costante del livello idrico o della portata;
- variazione nel tempo del livello idrico o della portata;
- relazioni fra le due variabili h (livello) e Q (portata), ad es. scala di deflusso per una sezione dell'alveo.

6.3.2 Il codice di calcolo Hec-Ras

Il codice di calcolo HEC-RAS del U.S. Army Corps of Engineers consente di determinare il profilo idraulico, lungo un determinato tratto fluviale o canale artificiale, in condizioni di moto stazionario e gradualmente variato. Possono essere analizzate condizioni di moto subcritiche, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto. Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti non solo in diversi tratti del corso d'acqua, ma anche all'interno della stessa sezione, ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale. Esso consente di modellare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua, pur rimanendo in ambito monodimensionale, indicando differenti lunghezze del tratto che separa due sezioni adiacenti per la golena in sponda sinistra, la golena in sponda destra e il canale principale.

Le ipotesi caratterizzanti il codice di calcolo sono:

- il moto della corrente è permanente e gradualmente variato;
- il deflusso della corrente è monodimensionale: le componenti della velocità nelle direzioni diverse da quella principale della corrente non vengono considerate; le equazioni utilizzate assumono che il carico totale è lo stesso per tutti i punti appartenenti ad una generica sezione;
- la pendenza del fondo alveo è limitata (inferiore a 1:10);
- la cadente è assunta costante tra due sezioni adiacenti;
- la geometria delle sezioni idrauliche è fissa.

Il programma di calcolo opera integrando le equazioni generali del moto secondo il metodo denominato nella letteratura anglosassone "Standard Step Method". Il processo di

calcolo si sviluppa a seconda delle caratteristiche della corrente, lenta o veloce, dalla sezione estrema di valle o dalla sezione estrema di monte, dove vengono assegnate dall'utente le condizioni al contorno, e procede verso l'altro estremo.

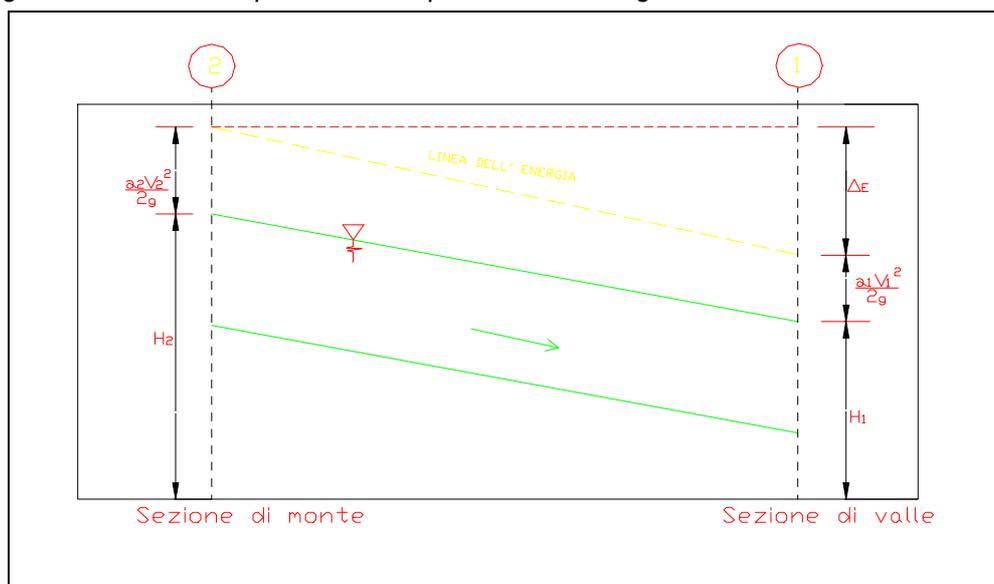
In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

L'equazione differenziale fondamentale del moto permanente, viene risolta nella seguente forma:

$$H_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta E \quad (6.6)$$

dove (vedi Figura 6.1):

Figura 6.1: Grandezze presenti nell'equazione dell'energia.



- H_1, H_2 : quote assolute della superficie della corrente alle sezioni 1 e 2;
- v_1, v_2 : velocità medie della corrente (portata totale/area totale bagnata);
- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- ΔE : rappresenta la perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma delle perdite distribuite lungo il tratto d'alveo compreso tra le due sezioni e le eventuali perdite dovute alla contrazione o alla espansione della corrente. L'espressione che permette il calcolo della perdita di carico risulta:

$$\Delta E = L \cdot J + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (6.7)$$

dove:

L : lunghezza del tratto d'alveo in esame;

J : cadente piezometrica;

C : coefficiente che tiene conto dei fenomeni di contrazione ed espansione della corrente.

La distanza L tra due successive sezioni viene valutata con la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{gs} Q_{gs} + L_c Q_c + L_{gd} Q_{gd}}{Q_{gs} + Q_c + Q_{gd}} \quad (6.8)$$

dove:

L_{gs}, L_{gd}, L_c: distanza percorsa dalla corrente rispettivamente in golena sinistra, destra e nel canale principale;

Q_{gs}, Q_{gd}, Q_c: portate rispettivamente defluite alla sezione terminale in golena sinistra, destra e nel canale principale.

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$J = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2 \quad (6.9)$$

essendo:

Q₁, Q₂ : portata transitata rispettivamente alla sezione 1 e alla sezione 2;

k₁, k₂ : capacità di deflusso (conveyance) totale rispettivamente associata alla sezione 1 e alla sezione 2.

La capacità di deflusso è calcolabile attraverso la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (6.10)$$

essendo:

n : coefficiente di Manning;

A : area bagnata;

R : raggio idraulico.

La capacità di deflusso complessiva di una determinata sezione è data dalla somma delle capacità di deflusso delle due golene e del canale principale. Ciascuna parte con cui si è

idealmente suddivisa la sezione idraulica è infatti caratterizzata, una volta noto o ipotizzato il tirante idrico, da una determinata area bagnata e raggio idraulico; da qui la possibilità di applicare la (6.10) per calcolare la capacità di deflusso per la golena in sponda destra, sinistra e per il canale principale.

Il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis) viene calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\alpha = \left(\frac{k_{gs}^3}{A_{gs}^2} + \frac{k_c^3}{A_c^2} + \frac{k_{gd}^3}{A_{gd}^2} \right) \frac{A_t^2}{k_t^3} \quad (6.11)$$

dove:

A_t, A_{gs}, A_{gd}, A_c : rispettivamente area totale bagnata della sezione, area bagnata in golena destra, in golena sinistra e nel canale principale;

k_t, k_{gs}, k_{gd}, k_c : rispettivamente capacità di deflusso della sezione nel suo complesso, per la golena sinistra, la golena destra e per il canale principale.

Il coefficiente C viene introdotto per tenere conto delle perdite energetiche dovute ai fenomeni di espansione o di contrazione della corrente. Esso viene definito dall'utente, sezione per sezione, in funzione delle caratteristiche del fenomeno di transizione. I valori tipici di tale coefficiente vengono indicati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1: Valori tipici del coefficiente C .

Descrizione	Coefficiente di contrazione	Coefficiente di espansione
Nessuna perdita per contrazione o espansione	0.0	0.0
Transizione graduale	0.1	0.3
Ponti	0.3	0.5
Transizioni molto brusche	0.6	0.8

La risoluzione delle equazioni (6.6) e (6.7) attraverso un procedimento iterativo permette di determinare l'andamento del profilo idrico in moto permanente una volta assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni ai limiti del problema. Il processo di risoluzione è volto essenzialmente ad individuare quel tirante idrico (nella sezione in cui esso non risulta già noto o calcolato in precedenza) che permette di verificare il bilancio energetico, espresso dalla (6.6), a meno di una tolleranza prefissata e ritenuta soddisfacente dall'utente. Per i dettagli computazionali si rinvia alla documentazione del codice di calcolo.

Nei casi in cui si verifica il passaggio attraverso lo stato critico, l'equazione dell'energia (6.6) non può essere applicata in quanto la transizione tra moto subcritico e moto supercritico e viceversa non rispetta le ipotesi di moto gradualmente variato. Ciò può, ad esempio, verificarsi in seguito a significativi cambi di pendenza o alla presenza di forti restringimenti della sezione idraulica. In questi casi il codice di calcolo permette di risolvere il problema utilizzando o delle formule empiriche oppure l'equazione del momento.

In particolare l'equazione del momento può essere applicata, nel codice di calcolo HEC-RAS in tre differenti situazioni:

- presenza di un risalto idraulico;
- condizioni di deflusso attraverso un ponte senza che si generi un processo di moto in pressione;
- immissione di una corrente in un'altra corrente.

Senza entrare nei particolari, per i quali si rimanda alla letteratura specializzata, è qui il caso solo di riportare l'equazione del momento applicata ad una determinata massa d'acqua compresa tra due sezioni distinte 1 e 2:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (6.12)$$

dove (vedi Figura 6.2):

P_i : forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;

W_x : forza peso proiettata nella direzione del moto;

F_f : forza legata agli attriti;

Q : portata;

ρ : densità dell'acqua;

ΔV_x : variazione di velocità nella direzione del moto.

- le perdite che si generano proprio nel processo di deflusso attraverso la struttura. In funzione delle condizioni di deflusso che vengono a crearsi, si applicano metodi di calcolo differenti per valutare le perdite di carico e quindi l'andamento del profilo idraulico nell'intorno della struttura.

Il codice di calcolo permette di risolvere i problemi relativi al deflusso delle acque attraverso i tombini. La risoluzione di tali problemi si fonda sull'approccio teorico proposto nella letteratura specializzata (vedi ad esempio "Open Channel Hydraulics", V.T.Chow).

Il tipo di deflusso attraverso un tombino può essere catalogato come deflusso con sezione di controllo presso l'imbocco (in seguito "inlet control") o con sezione di controllo presso l'uscita ("outlet control").

Nel caso di "inlet control" la capacità del tombino dipende dal carico idraulico alla sezione di approccio, dalla geometria della sezione di ingresso, dal tipo di imbocco. La scabrezza del tombino, la sua lunghezza e pendenza, le condizioni idrauliche del ricettore di valle non sono elementi determinanti in grado di influenzare la capacità di deflusso.

Nel caso di "outlet control" gli elementi determinanti per fissare la capacità idraulica del tombino sono, oltre a quelli caratteristici del caso precedente, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza del tombino e le caratteristiche idrauliche del ricettore di valle.

Il codice di calcolo risolve generalmente il problema calcolando, per la portata fissata dall'utente, il tirante idrico nella sezione di approccio al tombino utilizzando sia le equazioni adatte ai casi di "inlet control" sia quelle per i casi di "outlet control". Si assume quindi che la soluzione è quella cui è associato il massimo tirante idrico.

Nei casi di "inlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato schematizzando il moto della corrente come quello che si genera sotto una paratoia a battente. Nei casi di "outlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato a partire dal tirante idrico alla sezione di sbocco del tombino e considerando le perdite energetiche concentrate e distribuite che si determinano nel processo di deflusso.

6.3.3 Risultati delle modellazioni condotte

Per tutti i corsi d'acqua le modellazioni sono state effettuate per il tempo di ritorno di riferimento di 200 anni, in accordo con le prescrizioni dell'Autorità di bacino competente.

Per ciascun corso d'acqua vengono restituite due schede in formato A3 ("Schede identificative delle interferenze e degli interventi di sistemazione") che riassumono le analisi idrauliche effettuate in condizioni di stato di fatto, la prima scheda, e di progetto, la

seconda scheda, modellando il manufatto di attraversamento autostradale così come rilevato dalle campagne di rilievo topografico. Esse riportano:

- **planimetria degli allagamenti** (scala variabile), su cui vengono riportate le aree di allagamento derivanti dalla modellazione Hec-ras per il tempo di ritorno di riferimento di 200 anni;
- **profilo longitudinale**, costituito da un diagramma in cui vengono riportati l'andamento longitudinale del fondo alveo e delle sponde destra e sinistra del tratto di corso d'acqua modellato e il profilo di corrente ricavato dalle modellazioni;
- sezione trasversale del **ponte autostradale**, derivante dal rilievo topografico, su cui viene indicato il livello idrico relativo alla portata duecentennale;
- indicazione della **portata** duecentennale utilizzata per la modellazione.

6.3.4 Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo

Il restringimento dovuto alla presenza delle pile e/o delle spalle di un ponte in alveo di un corso d'acqua può dar luogo ad un rigurgito di cui bisogna tenere conto in fase di progettazione del manufatto di attraversamento e delle opere eventualmente necessarie al fine di garantire le adeguate condizioni di sicurezza (ad esempio, ripristino del franco idraulico).

Per il calcolo del sovrizzo a monte del restringimento è necessario classificare il deflusso in alveo in funzione delle caratteristiche assunte dalla corrente al passaggio fra le pile del ponte:

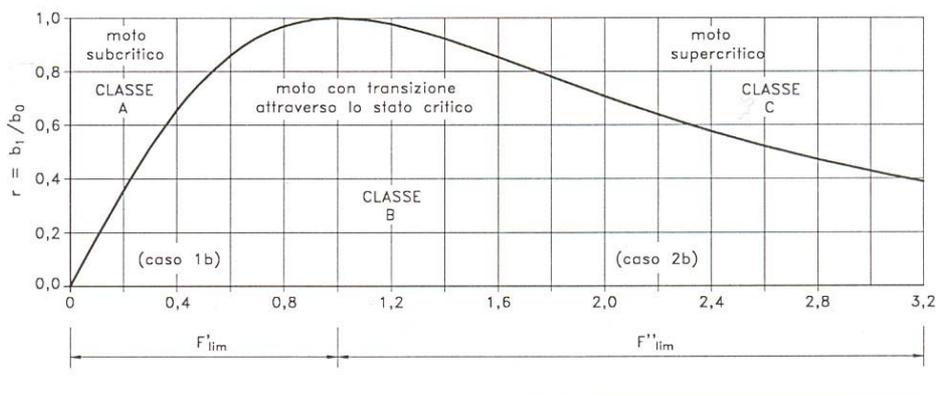
CLASSE A: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente lenta e rimane lenta al passaggio attraverso la sezione ristretta, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto;

CLASSE B: il deflusso attraverso la sezione ristretta avviene con transizione, da corrente lenta a veloce o viceversa, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto; il passaggio attraverso la sezione ristretta, invece, avviene in condizioni di stato critico con formazione di un risalto idraulico localizzato a valle del manufatto nel primo caso e a monte nel secondo caso.

È da sottolineare che il passaggio da una corrente lenta a una veloce dovuto ad un forte restringimento può comportare la necessità di proteggere l'alveo contro possibili fenomeni erosivi o di scalzamento delle pile.

CLASSE C: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente veloce e rimane veloce al passaggio attraverso la sezione ristretta, in corrispondenza della quale si registra un innalzamento del pelo libero.

Figura 6.3: Classificazione dei modi di deflusso attraverso un canale rettangolare



Tale suddivisione in classi è ben evidenziata dal diagramma di Figura 6.3 nella quale è rappresentato il valore limite del numero di Froude $F = v/\sqrt{g \cdot y}$ in funzione del rapporto di restringimento $r = b_1/b_2$ (b_1 e b_2 rispettivamente larghezza della sezione ristretta e della sezione a valle del manufatto; per sezioni naturali di forma irregolare la larghezza b viene calcolata come rapporto tra l'area bagnata e il tirante idrico) secondo la relazione (6.13):

$$r^2 = 27 \cdot \frac{F^2}{(2 + F^2)^3} \tag{6.13}$$

Numerose formule di origine sperimentale sono state proposte per determinare il sovralzo Δy rispetto all'altezza y propria del moto indisturbato.

Nel seguito, le sezioni a monte e a valle del manufatto verranno indicate rispettivamente con i pedici 0 e 2 , mentre la sezione ristretta verrà indicata con il pedice 1 .

Per i moti di **classe A** le formule d'uso più frequente sono le seguenti:

1. Formula di Yarnell

$$\frac{\Delta y}{y_2} = \frac{y_0 - y_2}{y_2} = K_Y \cdot (K_Y - 0.6 + 5 \cdot F_2^2) \cdot [1 - r + 15 \cdot (1 - r)^4] \cdot F_2^2 \tag{6.14}$$

dove le grandezze hanno il significato già visto e K_Y è un coefficiente di forma delle pile del ponte come da Figura 6.4.

Figura 6.4: Coefficienti di forma delle pile dei ponti.

forma della pila	K_Y
	1,25
	1,05
	1,05
	0,95
	0,90

Nell'ipotesi che la corrente investa l'asse della pila con un angolo α diverso da 0, i valori di Δy calcolati con la (6.14) devono essere moltiplicati per un coefficiente pari a 1.3 per $\alpha=10^\circ$ e a 2.3 per $\alpha=20^\circ$.

2. Formula di Rehbock

$$\Delta y = K_R \cdot (1 - r) \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad (6.15)$$

dove K_R è un coefficiente di forma pari a 1 per pile a rostri arrotondati e 2 per pile a spigoli vivi.

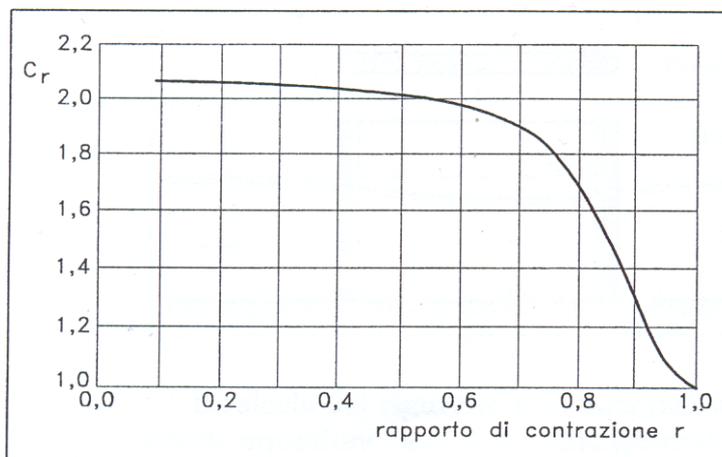
3. Formula di Nagler

$$Q = K_N \cdot b_1 \cdot \sqrt{2g} \left(y_2 - \theta \cdot \frac{v_2^2}{2g} \right) \cdot \sqrt{\Delta y + C_r \cdot \frac{v_2^2}{2g}} \quad (6.16)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- θ : coefficiente legato alla turbolenza, ordinariamente assunto pari a 0.3;
- C_r : coefficiente funzione del rapporto di restringimento r (vedi Figura 6.5);
- K_N : coefficiente di forma della pila funzione del rapporto di restringimento r , dell'angolo α formato dalla corrente con l'asse della pila e dalla forma della pila (vedi Tabella 6.2).

Figura 6.5: Coefficiente C_r della formula di Nagler.



4. Formula di Aubuisson

$$Q = K_A \cdot b_1 \cdot y_2 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta y + v_0^2} \quad (6.17)$$

dove K_A è un coefficiente di forma dipendente principalmente dal rapporto di restringimento r e dalla forma e dall'orientamento delle pile (valori di K_A in Tabella 6.2).

Tabella 6.2: Valori dei coefficienti K_N e K_A da usarsi nelle formule di Nagler e di Aubuisson per pile parallele alla corrente.

Tipo di pila	Rapporto di restringimento r									
	0.90		0.80		0.70		0.60		0.50	
	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A
fronte e retro a spigolo vivo	0.91	0.96	0.87	1.02	0.86	1.02	0.87	1.00	0.89	0.97
fronte e retro semicirculari	0.94	0.99	0.92	1.13	0.95	1.20	1.03	1.26	1.11	1.31
fronte e retro triangolari con angolo al vertice di 90°	0.94		0.94		0.92					
coppia di cilindri con o senza setto di collegamento	0.91		0.89		0.88					
con fronte e retro lenticolari	0.95	1.00	0.94	1.14	0.97	1.22				

Nel caso in cui il deflusso attraverso il ponte sia di **classe B**, il moto avviene con transizione, passando nella sezione ristretta in condizioni critiche. Le condizioni idrometriche di monte sono ricavabili istituendo il bilancio energetico tra la sezione 0 a monte e la sezione ristretta 1, ove si realizza l'altezza critica.

Nel caso di correnti lente la profondità y_0 a monte della sezione ristretta si può calcolare con la (6.18):

$$y_0 = K \cdot \sqrt{\frac{Q^2}{g \cdot b_0^2 \cdot F_{lim}^2}} \quad (6.18)$$

dove le grandezze hanno il significato già visto e K è un coefficiente di forma che assume i seguenti valori:

- 1.135 pile con fronti squadrati;
- 1.085 pile con fronti triangolari;
- 1.050 pile con fronti semicircolari;
- 1.030÷1.020 contrazione laterale ben accompagnata.

Nel caso in cui il deflusso attraverso il ponte sia di **classe C**, il massimo dell'elevazione si ha in corrispondenza della sezione ristretta ed è inferiore (o al massimo uguale) all'altezza critica.

6.4 *Analisi dei risultati*

In questo capitolo vengono descritte le simulazioni eseguite tramite Hec-Ras riguardante lo stato attuale e lo stato di progetto di tutti i corsi d'acqua interferiti dal progetto autostradale.

6.4.1 *Fosso del Melone e Fosso San Floriano*

Analizzate le caratteristiche idromorfologiche di questi due corsi d'acqua, visto che confluiscono a valle dell'Aurelia formando un unico canale e che a monte sono collegati attraverso un canale artificiale, si è ritenuto opportuno modellare entrambi i fossi in un unico scenario.

Il modello idraulico quindi prevede che il S. Floriano confluisca completamente nel Melone a monte dell'SS1 (attraverso il canale in terra) poiché il tombino attuale del S. Floriano è di dimensioni (1.2 x 4m) del tutto insufficienti al deflusso della portata duecentennale. Per la determinazione della portata di progetto del fosso San Floriano, si è fatto riferimento allo studio "Recupero funzionale a scopi multipli del lago di San Floriano ad uso primario irriguo in Comune di Capalbio", messo a disposizione dal Consorzio di bonifica Osa Albegna. Pertanto è stata assunta come portata di progetto il valore dell'idrogramma di piena con tempo di ritorno duecento anni all'uscita del lago pari a 111 mc/s.

Per il fosso Melone è stata invece assunta come portata di progetto quella ottenuta dall'applicazione del modello AITo pari a 177.54 mc/s.

La simulazione è stata svolta in moto vario per entrambi gli scenari, assumendo come condizione al contorno di monte l'idrogramma di piena duecentennale e come condizione di valle l'altezza di moto uniforme.

ANTE OPERAM

I risultati della simulazione idraulica dello stato attuale mostrano che entrambi i tombini sono insufficienti al transito della portata duecentennale ed il piano stradale risulta tracimato con un tirante idrico superiore a 0.5 m.

POST OPERAM

Nella configurazione di progetto l'autostrada passerà in variante rispetto alla SS1 Aurelia. E' prevista la realizzazione di due nuovi viadotti, entrambi ad unica luce di circa 23 m, posti a monte dell'Aurelia. Il fosso San Floriano subirà una inalveazione per un breve tratto a monte della nuova opera di attraversamento. La livelletta di progetto del fosso Melone è pari a 11.57 m slm, mentre quella del S. Floriano è 11.37 m slm.

Le modellazioni condotte mostrano le due opere verificate con un franco idraulico di 0.27 m per il fosso Melone (tirante idrico a monte dell'opera pari a 9.43 m slm) e 0.22 m per il fosso San Floriano (tirante idrico a monte dell'opera pari a 9.48 m slm). Questi valori di franco garantiscono la sicurezza idraulica del corpo autostradale tenendo conto dell'influenza dei tombini dell'Aurelia esistente che impediscono il regolare deflusso della portata e creano un forte rigurgito verso monte. Inoltre, come già introdotto in premessa, il vincolo paesaggistico ha influito nella fase progettuale sulla definizione della livelletta, pertanto da un punto di vista idraulico si è dovuto trovare un giusto compromesso che coniugasse il minimo impatto ambientale della struttura alla sicurezza idraulica della stessa.

6.4.2 Broto di Val Ceppi/ Nuovo Allacciante di acque alte

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un ponticello a 3 luci per un totale complessivo di 10 m di lunghezza. Pochi metri a monte dell'opera il Fosso Barrucola si immette nel Broto di Val Ceppi che rappresenta il canale principale e che subito dopo aver oltrepassato l'Aurelia prende il nome di Nuovo Canale Allacciante di Acque Alte.

Nel tratto del canale subito a valle dell'Aurelia si trova un fosso sifonato che passa sotto il Canale Allacciante di Acque Alte per immettersi nel Canale della Bassa. Questo rappresenta un punto singolare che influenza molto il deflusso della portata nel canale.

Il corso d'acqua è stato studiato per un tratto di 1750 m, di cui 470 a monte del ponte ed ha mostrato un andamento altimetrico estremamente variabile con tratti rilevanti in contropendenza. La simulazione idraulica è stata condotta in moto permanente adottando una portata duecentennale pari a 108.26, ottenuta con l'applicazione del modello AITo.

ANTE OPERAM

I risultato della simulazione idraulica indica che l'opera non è verificata rispetto alla portata con tempo di ritorno pari a 200 anni. Il piano stradale risulta sormontato con un tirante idrico superiore ad 1 m.

POST OPERAM

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo ponte a luce unica pari a 17.40 m. A causa del nuovo ingombro planimetrico del corpo autostradale è prevista l'inalveazione del canale Botro di Val dei Ceppi nel tratto a monte del ponte. La quota della livelletta autostradale è stata innalzata di circa 2 metri rispetto a quella dell'attuale Aurelia, il massimo possibile tenuto conto della valutazione di impatto ambientale e dei raccordi altimetrici. Queste scelte progettuali hanno determinato un miglioramento del profilo idraulico nella configurazione di progetto, la nuova opera infatti non risulta in pressione.

6.4.3 *Affluente Canale della Bassa n.1*

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $4.92 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

ANTE OPERAM

Il tombino esistente ha dimensioni 2,34 m x 1,65 m. I risultati della modellazione idraulica mostrano che l'opera è insufficiente al transito della portata duecentennale e risulta in pressione.

POST OPERAM

In progetto si prevede l'ampliamento dell'opera (2.5x2m) e la ricalibratura dell'alveo per un tratto di 40m a cavallo dell'autostrada. Questo intervento consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte dell'opera, che risulta però ancora in pressione. La differenza tra la livelletta stradale ed il valore del tirante idrico a monte dell'autostrada è di circa 2.10 m.

6.4.4 Fosso Manzina

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $4.92 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

Il tombino esistente ha dimensioni $2,4 \times 1,60 \text{ m}$. I risultati della modellazione idraulica mostrano che l'opera è insufficiente al transito della portata duecentennale e risulta tracimato.

POST OPERAM

Nello scenario di progetto è stato previsto un ampliamento dell'opera, che sarà 4 m di larghezza e 2.10 m di altezza. Le nuove dimensioni consentiranno di abbassare il valore del tirante idrico a monte del tombino. I risultati della modellazione idraulica indicano un funzionamento in pressione. In questo caso la differenza tra la livelletta stradale ed il valore del tirante idrico a monte dell'autostrada è di circa 1.09 m .

6.4.5 Fosso della Carige

L'attuale situazione vede l'attraversamento della S.S. Aurelia è costituito da un tombino in calcestruzzo rettangolare di $4,5 \text{ metri}$ di base e 2 metri di altezza.

Le sezioni a monte dell'attraversamento sono in terra con pendenza $1:1$ (in sponda sinistra idraulica) e $3:2$ (in sponda destra) tranne un tratto curvilineo di lunghezza di 25 metri circa che risulta rivestito in calcestruzzo (pendenze $1:1$). A valle del tombino le sezioni sono in terra, con fondo irregolare avente larghezza media di $4,5 \text{ metri}$ e sponde inerbite con pendenza $3:2$.

La simulazione idraulica è stata condotta in moto permanente utilizzando una portata di progetto pari a $63.50 \text{ m}^3/\text{s}$ ottenuta attraverso il modello AITo.

ANTE OPERAM

Il profilo idraulico relativo allo stato attuale mostra la tracimazione del piano stradale dell'Aurelia con un tirante di 0.4 m .

POST OPERAM

Nella fase di progetto è prevista la realizzazione di un nuovo ponticello di 9 m di luce. Inoltre è prevista la riprofilatura del corso d'acqua ed il rivestimento delle sezioni per un tratto significativo a cavallo dell'autostrada.

L'ampliamento dell'opera determina una diminuzione del tirante idrico in prossimità dell'autostrada, ottenendo un miglioramento del profilo idraulico. L'opera non risulta in pressione.

6.4.6 Fosso del Centro A

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $6.98 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

I risultati della modellazione idraulica dello scenario dello stato attuale di questo attraversamento mostrano che il tombino (1.10x1.45m) è insufficiente al transito della portata duecentennale e risulta tracimato.

POST OPERAM

In progetto si prevede un'opera di dimensioni 1.10x1.6m e la ricalibratura dell'alveo per un tratto significativo a cavallo dell'autostrada. Questo intervento consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte dell'opera, che risulta però in pressione. La differenza tra la livelletta stradale ed il valore del tirante idrico a monte dell'autostrada è di circa 0.46 m.

6.4.7 Fosso del Centro E1

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata

corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $3.48 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento nello scenario attuale è costituito da due tombini circolari in calcestruzzo aventi diametro $D=1000 \text{ mm}$ con pendenza longitudinale nulla.

Nella configurazione il piano stradale risulta sormontato con un tirante idrico di 0.05 m .

POST OPERAM

Nello scenario di progetto è stato previsto un ampliamento dell'opera, che diventerà $4 \times 1 \text{ m}$. A valle dell'autostrada è prevista la realizzazione di un nuovo tombino posto al di sotto del futuro svincolo di Capalbio con le seguenti dimensioni: $3,50 \text{ m}$ di larghezza e $1,50 \text{ m}$ di altezza. La nuova configurazione di progetto consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte del tombino autostradale. Per quest'ultimo i risultati della modellazione idraulica indicano un funzionamento a pelo libero con un franco di 0.27 m .

6.4.8 Fosso del Centro C

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $1.85 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento nello scenario attuale è costituito da un tombino circolare in calcestruzzo di diametro $D=850 \text{ mm}$, con pendenza interna negativa. I risultati della modellazione idraulica dello scenario dello stato attuale di questo attraversamento mostrano che il tombino è insufficiente al transito della portata duecentennale ed il piano stradale risulta trascinato.

POST OPERAM

In progetto si prevede l'ampliamento dell'opera e la ricalibratura dell'alveo per un tratto di significativo a cavallo dell'autostrada. Questo intervento consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte dell'opera, che risulta verificata con un valore di franco idraulico pari a

0.14 m. La differenza tra la livelletta stradale ed il valore del tirante idrico a monte dell'autostrada è di circa 1.00 m.

6.4.9 Fosso Madonna Nicola

L'opera esistente è un ponticello a tre campate per una larghezza complessiva di circa 16 metri.

Le sezioni a monte e a valle del ponte sono in terra e hanno larghezza media al fondo di 6 metri e sponde con pendenza di 3:2, con un'altezza media variabile tra 2 e 2,5 m. Il corso d'acqua è stato studiato per una lunghezza complessiva di 440 m, di cui 140 m a monte del ponte. La pendenza media del fondo dell'alveo è dello 0.4% tranne in un tratto di circa 20 metri a valle del ponte che è in leggera contropendenza.

La portata di progetto è stata ottenuta mediante l'applicazione del modello AITo ed è pari a 96.36 m³/s.

ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia, non è verificato rispetto alla portata con tempo di ritorno pari a 200 anni. Il piano stradale risulta trascinato con un tirante idrico superiore a 0.54 m.

POST OPERAM

In progetto l'attuale ponte di 3 campate viene demolito per realizzare un nuovo viadotto a campata unica con luce netta pari a 17.40 m. La quota della livelletta autostradale è stata innalzata di circa 2 metri rispetto a quella dell'attuale Aurelia, il massimo possibile tenuto conto della valutazione di impatto ambientale e dei raccordi altimetrici. Queste scelte progettuali hanno determinato un miglioramento del profilo idraulico nella configurazione di progetto, anche se la nuova opera risulta in pressione. La differenza tra la livelletta autostradale ed il valore del tirante idrico a monte dell'autostrada è di circa 0.97 m.

6.4.10 Affluente fosso Madonna Nicola

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 5.73 m³/s, ed

imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

I risultati della modellazione idraulica dello scenario dello stato attuale di questo attraversamento mostrano che il tombino è sufficiente al transito della portata duecentennale.

POST OPERAM

In progetto si prevede il prolungamento dell'opera e la ricalibratura dell'alveo per un tratto significativo a cavallo dell'autostrada. Questo intervento consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte dell'opera, che risulta verificata con un franco idraulico pari a 0.98 m.

6.4.11 Fosso Pelagone

Il corso d'acqua è stato studiato per una lunghezza di 390 m, di cui 140 m a monte del tombino ed evidenzia un andamento altimetrico regolare, con una pendenza media dell'alveo dello 1% senza evidenti tratti in contropendenza.

La simulazione è stata condotta in moto permanente utilizzando una portata di progetto pari a 85.87 m³/s, ottenuta mediante l'utilizzo del modello AITo.

ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia, un tombino scatolare 3.5 x 2.4 m, non è verificato rispetto alla portata con tempo di ritorno pari a 200 anni ed il piano stradale risulta tracinato.

POST OPERAM

In progetto l'attuale ponte di 3 campate viene demolito per realizzare un nuovo ponticello a campata unica con luce netta pari a 15 m, inoltre è stata prevista una regolarizzazione e protezione dell'alveo per un tratto di circa 40m a cavallo dell'autostrada. Queste scelte progettuali hanno determinato un miglioramento del profilo idraulico nella configurazione di

progetto, l'opera risulta quindi sufficiente al transito della portata di progetto con un franco idraulico pari a 0.46 m.

6.4.12 Fosso Poggio Tristo

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $6.28 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

I risultati della modellazione idraulica dello scenario dello stato attuale indicano che il tombino esistente, di dimensioni, 1.10 x 2.94 m, è sufficiente al transito della portata duecentennale.

POST OPERAM

In progetto si prevede il prolungamento dell'opera con le stesse dimensioni di quella esistente e la ricalibratura dell'alveo per un tratto significativo a cavallo dell'autostrada. Questo intervento consente di abbassare il valore del tirante idrico a monte dell'opera, che risulta verificata con un franco idraulico pari a 0.32 m.

6.4.13 Fosso Affluente Poggio Tristo

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, studiando un tratto di canale a cavallo dell'Aurelia pari a 340m.

Attualmente a monte dell'Aurelia non esiste una vera incisione dell'affluente del fosso Poggio Tristo, ma il bacino viene abitualmente arato in modo che le acque drenino verso la strada provinciale 75, che svolge una vera e propria funzione di canale di convogliamento delle acque. In occasione di fenomeni di pioggia intensa la portata attraversa il sottovia di Pescia

Fiorentina e sfruttando la pendenza della strada viene invitata ad entrare all'interno di un canale rivestito che la convoglia verso il fosso Poggio Tristo attraverso un tombino scatolare.

ANTE OPERAM

Vista la complessità del deflusso delle acque di questo corso d'acqua, si è ritenuto opportuno dividere le portate in ingresso ai rispettivi fossi in base alla portata, chiamando (1) il fosso di guardia a monte dell'Aurelia e (2) la portata tracimata dal fosso stesso la quale, attraverso il sottovia ed il canale rivestito, si immette nell'affluente del Poggio Tristo.

Tutti i dati sono riportati nella seguente tabella:

Tr (anni)	Q tot (mc/s)	Qi(1)	Qi(2)	Livello (1)	Livello (2)
10	15.06	10.54	4.52	21.50	20.19
50	20.12	14.08	6.04	22.02	20.62
100	28.06	17.54	10.52	22.68	21.17
200	31.79	19.57	12.22	23.09	21.40

I livelli nel secondo fosso sono influenzati dal livello idraulico del pelo libero nel punto di immissione dei due fossi.

Il deflusso della portata Q200 non risulta mai contenuto nell'alveo sia a monte che a valle dell'attraversamento, dove si presenta con un livello del pelo libero di 23,09 m slm, non creando però nessuna tracimazione sull'Aurelia.

POST OPERAM

Attualmente la SS1 non risulta mai tracimata, ma come possibile configurazione di progetto si è pensato di creare un sistema di convogliamento delle acque a monte autostrada che incanali tutta la portata all'interno del fosso senza che possa arrivare al sottopassaggio della SP75. A favore di sicurezza si è comunque deciso di mantenere il canale rivestito a valle dell'attuale Aurelia, in modo tale che se anche una frazione della portata defluisse lungo la strada provinciale, questa sarebbe convogliata nel canale laterale come avviene tutt'oggi.

La configurazione di progetto sopra descritta è stata simulata ed il risultato ottenuto indica che i nuovi tombini in progetto sono sufficienti e presentano franchi idraulici superiori al metro.

Per un'analisi più approfondita dell'intervento di progetto si rimanda all'elaborato IDR005.

6.4.14 Affluente Fosso Chiarone

La simulazione idraulica è stata condotta in moto permanente adottando una portata duecentennale pari a 27.81, ottenuta con l'applicazione del modello AITo.

ANTE OPERAM

I risultati della modellazione idraulica dello scenario dello stato attuale di questo attraversamento mostrano che il tombino è sufficiente al transito della portata duecentennale con un franco idraulico pari a 1.60 m.

POST OPERAM

In progetto l'autostrada attraverserà il corso d'acqua più a valle dell'attuale Aurelia. La nuova opera, di dimensioni 4x4m, sarà sufficiente al transito della portata di progetto con un franco idraulico pari a 1.04 e non interferirà con quella esistente dell'Aurelia posta più a monte.

6.4.15 Fosso Chiarone

Il fosso Chiarone delimita il confine regionale tra il Lazio e la Toscana, pertanto la sua sponda destra ricade nell'ambito di competenza dell'Autorità di bacino Ombrone e del Consorzio di bonifica Osa Albegna, mentre la sponda sinistra in quella dell'Autorità dei bacini regionali del Lazio e del Consorzio di bonifica Maremma etrusca.

Vista la particolarità del corso d'acqua, si è ritenuto opportuno applicare entrambe le metodologie per il calcolo della portata duecentennale proposte dalle due autorità di bacino e, a favore di sicurezza, di sviluppare il modello idraulico con la maggiore delle due. Dai calcoli effettuati la portata duecentennale maggiore viene restituita dal modello AITo della Regione Toscana, pari a 218.81 m³/s, contro i 184.25 m³/s stimati con il metodo proposto dall'AdB Regionali del Lazio.

Il corso d'acqua è stato studiato per una lunghezza di 825 m, di cui 90 m a monte del viadotto e mostra un andamento abbastanza regolare con una pendenza media di 1%.

ANTE OPERAM

Attualmente l'attraversamento dell'Aurelia avviene tramite un viadotto a tre campate con una luce complessiva di 80 m. La simulazione dello scenario attuale mostra che l'opera di attraversamento dell'attuale Aurelia è sufficiente a far transitare la portata di progetto con un franco di 4.92 m.

POST OPERAM

In progetto l'autostrada attraverserà il corso d'acqua più a valle dell'attuale Aurelia. Sarà realizzato un nuovo viadotto a 3 campate per una luce complessiva di 61 m (le pile non ricadranno in alveo). L'opera di progetto garantirà al transito della portata duecentennale con un franco idraulico pari a 2.19 m e non interferirà con quella esistente dell'Aurelia posta più a monte.

7. FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE

7.1 Vulnerabilità idraulica dei ponti per fenomeni erosivi

Le procedure di valutazione della vulnerabilità idraulica dei manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua hanno come obiettivo la determinazione delle caratteristiche della corrente e dell'alveo in corrispondenza del manufatto.

In particolare, nella valutazione della stabilità di un ponte è essenziale determinare la posizione del fondo alveo rispetto alla base delle pile di fondazione, ovvero rispetto alle condizioni iniziali del fondo.

L'evoluzione altimetrica temporale del fondo alveo è dovuta principalmente alla sovrapposizione di tre fenomeni fra loro indipendenti che si sviluppano, per altro, su scale spazio-temporali molto diverse:

- *abbassamento dell'alveo* per un'estensione significativa a monte e a valle del ponte, dovuta a variazioni globali del profilo del corso d'acqua;
- *erosione generalizzata* in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, dovuta ad un aumento locale della velocità della corrente;
- *erosione localizzata* alla base delle pile e/o spalle del ponte, dovuta ad aumenti locali della velocità provocati dalla deviazione della corrente imposta dalle strutture in alveo.

7.1.1 Abbassamento d'alveo

Si tratta di un fenomeno di erosione estesa che coinvolge lunghi tratti del corso d'acqua, dell'ordine delle centinaia di volte la larghezza media dell'alveo, e si attua in tempi dell'ordine di diverse decine di anni.

Questo tipo di fenomeno erosivo comporta l'abbassamento progressivo dei livelli idrici medi in alveo, determinando una graduale riduzione della stabilità delle sponde, delle arginature e dei manufatti.

Si possono desumere indicazioni qualitative e quantitative di un abbassamento del fondo alveo sulla base dell'osservazione, in condizioni di magra del corso d'acqua, di eventuali fenomeni erosivi alla base di scogliere e argini a monte o a valle: la scopertura delle fondazioni di tali opere è, infatti, un indice evidente della tendenza ad abbassamento generalizzato, indipendente degli effetti del ponte sull'alveo. Un ulteriore indice di un fenomeno di erosione estesa è fornito dalla quota dell'acqua in corrispondenza del ponte,

in periodi di magra: un livello del pelo libero al di sotto della base della pila è normalmente un indice di abbassamento dell'alveo rispetto alla quota di costruzione.

L'abbassamento dell'alveo può essere, infine, studiato tramite il confronto dei rilievi delle sezioni trasversali, effettuati in periodi successivi, da reperire presso gli Enti Gestori del corso d'acqua, o tramite la comparazione di scale di deflusso o dei livelli di magra tracciate in anni successivi alla medesima sezione.

7.1.2 Erosione generalizzata

Per un'analisi di tale fenomeno si fa riferimento all'articolo "Sulla vulnerabilità idraulica dei ponti per erosione generalizzata" redatto dai Proff. Ingg. S. Franzetti e F. Ballio (D.I.I.A.R., Politecnico di Milano, 1997), di cui di seguito si riporta una sintesi.

Per la stima dell'erosione generalizzata si ritiene siano applicabili, almeno in prima approssimazione, i risultati ottenuti per i restringimenti d'alveo "lunghi"; si può allora esprimere la profondità di erosione in funzione della profondità d'acqua nella sezione ristretta e al di fuori di essa, nella forma:

$$\frac{h_p}{h_a} = \left(\frac{Q_p \cdot W_a}{Q_a \cdot W_p} \right)^{6/7} \quad \text{per } \frac{h_p}{h_a} > 1 \quad (7.1)$$

dove:

- h_p e h_a sono le profondità medie dell'acqua rispettivamente al ponte e nell'alveo a monte del ponte; $h_i = A_i/W_i$ essendo A_i le sezioni trasversali della corrente e W_i le larghezze sotto definite.
- W_p e W_a sono le larghezze in superficie della corrente al ponte e nell'alveo; in presenza di golene si consideri solo il filone principale; si noti che per il caso di ponte non perpendicolare alla corrente, W_p deve essere proiettato su tale sezione.
- Q_p e Q_a sono le portate d'acqua al ponte e nella parte centrale dell'alveo (escluse, cioè, le golene); i due valori di portata non coincidono necessariamente a causa della porzione di portata eventualmente transitante lungo le zone golenali e costretta a fluire nella sezione principale del ponte nel caso di ingombro parziale o totale delle golene da parte del ponte o del rilevato d'accesso.

Per $W_a \leq W_p$ si può porre $W_p = W_a$.

La relazione (7.1) può essere considerata valida sotto le seguenti ipotesi:

- la corrente che investe il ponte è lenta, e si mantiene lenta nel passaggio sotto al ponte;

- il passaggio sotto al ponte non avviene in pressione; in caso contrario la formula indicata non può essere utilizzata;
- la granulometria del materiale nella sezione del ponte è uguale a quella dell'alveo a monte e a valle. L'erosione calcolata tramite la (7.1) è evidentemente sovrastimata nel caso il ponte sia stato protetto con materiale di grande dimensione.

Le grandezze nella (7.1) devono essere valutate mediante le usuali metodologie dell'idraulica. In particolare l'altezza d'acqua h_a dovrebbe essere calcolata sulla base dei profili di rigurgito in corrispondenza della portata di piena di riferimento, o perlomeno come altezza di moto uniforme su detta portata. Per una valutazione di vulnerabilità di prima approssimazione si può assumere:

- h_a pari all'altezza media in corrispondenza degli argini a monte del ponte, facendo riferimento ad una piena con tempo di ritorno elevato, e sulle cui altezze d'acqua siano stati costruiti gli argini;
- h_p riferito alla medesima quota del pelo libero dell'acqua dell'altezza h_a (trascurando pertanto l'effetto di rigurgito);
- Q_a pari alla portata di moto uniforme di altezza h_a in un alveo rettangolare di larghezza W_a ;
- $Q_p = Q_a + f \cdot Q_g$, essendo Q_g la portata fluente nelle zone golenali, e $f \cdot Q_g$ la frazione di tale portata fluente sotto al ponte ($f=0 \div 1$);
- Q_g pari alla portata di moto uniforme nelle golene, per un'altezza $h_g = h_a - B$ in un alveo di larghezza W_g ;
- $1 - f$ pari al rapporto tra la superficie libera per il passaggio dell'acqua e la superficie totale a monte del ponte, entrambe valutate con riferimento solo all'area golenale.

Sotto tali assunzioni, e nell'ipotesi che le pendenze dell'alveo e della golena siano uguali, si ottiene:

$$\frac{h_p}{h_a} = \left(\frac{W_a}{W_p} \right)^{6/7} \cdot \left[1 + \frac{W_g \cdot f \cdot k_{sg}}{W_a \cdot k_{sa}} \left(\frac{h_a - B}{h_a} \right)^{5/3} \right]^{6/7} \quad \text{per } \frac{h_p}{h_a} > 1 \quad (7.2)$$

dove k_{sg} e k_{sa} sono i coefficienti di scabrezza di Strickler rispettivamente per la zona golenale e per l'alveo.

La relazione (7.1), e di conseguenza la (7.2), derivano da un modello concettuale semplificato, ponendo nel tratto d'alveo a monte del ponte la condizione di incipiente movimento del solido di fondo, che risulta essere la condizione di massimo scavo nella

sezione ristretta del ponte. Il modello prevede, in condizioni di portata solida da monte non nulla, un minore scavo al ponte.

Le (7.1)-(7.2) in generale non sono applicabili alle correnti veloci che rimangono tali nel passaggio al ponte.

Una volta stimata la profondità media dell'acqua h_p al ponte a seguito del processo erosivo è possibile stimare la profondità dello scavo di contrazione prodotto dall'erosione mediante la seguente formula:

$$e_c = h_p - h_0 \quad (7.3)$$

Dove h_0 è il tirante idrico in corrispondenza del ponte prima dell'inizio del processo di erosione.

I valori di scavo ottenuti dalla (7.3) rappresentano valori medi sulla sezione.

La metodologia di calcolo indicata può essere applicata unicamente per alveo in materiale sciolto incoerente. Non esistono modelli consolidati di calcolo per il caso di materiali coesivi; per fondo in roccia o protezioni di fondo in corrispondenza del ponte la quota del fondo alveo deve essere considerata fissa, o comunque diversamente verificata.

7.1.3 Erosione localizzata

La presenza di un ostacolo immerso in una corrente fluida, quale una pila od una spalla di un ponte, provoca una distorsione localizzata del campo di moto, con generazione di vortici di vario tipo. In alvei a fondo mobile ciò comporta quasi sempre l'instaurarsi di un fenomeno erosivo localizzato intorno all'ostacolo stesso che, se la corrente si mantiene inalterata, si sviluppa nel tempo fino al raggiungimento di una situazione di equilibrio. Nel caso di corsi d'acqua naturali tale condizione di equilibrio si modifica dinamicamente in funzione delle variazioni di portata e del tirante idrico.

Anche in condizioni di moto permanente il fenomeno si configura diversamente, a seconda delle caratteristiche idrodinamiche della corrente. Più precisamente possono individuarsi tre situazioni differenti:

- se la velocità della corrente indisturbata v_0 è molto inferiore a quella che provoca la movimentazione del materiale di fondo nella corrente indisturbata v_{cr} (orientativamente $v_0 < 0.5 v_{cr}$) non ha luogo alcun fenomeno erosivo localizzato;
- se la velocità della corrente è superiore a detto valore ma inferiore a quella che provoca la movimentazione generalizzata del materiale di fondo ($0.5 v_{cr} < v_0 < v_{cr}$), ha luogo un'erosione solo localizzata attorno all'ostacolo, mentre il letto del corso

d'acqua ad una certa distanza da esso si mantiene fisso. Tale tipo di erosione localizzata è detta di "acque chiare" appunto perché da luogo solo ad una redistribuzione del materiale intorno all'ostacolo, con formazione di una buca intorno ad esso e di una duna a valle dello stesso. L'equilibrio viene raggiunto asintoticamente, in quanto non vi è alcun apporto di materiale solido proveniente da monte;

- se la velocità della corrente supera quella che provoca la movimentazione generalizzata del materiale di fondo, l'erosione localizzata si sovrappone ad un fenomeno di trasporto solido generalizzato. Gli apporti di materiale provenienti da monte riducono in parte l'entità dell'erosione localizzata e l'equilibrio che si raggiunge è di tipo dinamico, quando si raggiunge il bilancio tra materiale proveniente da monte e trasportato a valle.

In genere la situazione più critica ha luogo quando la velocità della corrente è all'incirca uguale ad v_{cr} In questo caso infatti l'erosione localizzata è intensa ed il ripascimento da monte ancora nullo. Inoltre, tale velocità è in generale associata a stati di morbida o di piena ordinaria, e pertanto può mantenersi effettivamente nel corso d'acqua per un periodo sufficientemente lungo da consentire all'erosione di svilupparsi completamente. Utilizzando i risultati di indagini sperimentali svolte, alcuni Autori (Breusers, Nicollet e Shen, 1977), fornirono una funzione che può essere utilizzata in fase di progetto per prevedere, con discreta approssimazione, lo scalzamento massimo che può verificarsi alla base delle pile di ponti. Tale funzione assume la seguente espressione:

$$\frac{d_s}{b} = f_1\left(\frac{v_0}{v_{cr}}\right) \cdot 2 \tanh\left(\frac{h_0}{b}\right) \cdot f_2(forma) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{b}\right) \quad (7.4)$$

dove:

- d_s = profondità massima dell'erosione
- v_0 = velocità della corrente indisturbata
- v_{cr} = velocità critica di inizio del trasporto solido
- b = larghezza della pila
- h_0 = profondità della corrente indisturbata
- L = lunghezza della pila
- α = angolo di attacco della pila
- f_1 = Funzione della velocità della corrente

$$f_1 = 0 \quad \text{per } v_0/v_{cr} < 0.5$$

$$f_1 = 2 \cdot \frac{v}{v_{cr}} - 1 \quad \text{per } 0.5 < v_0/v_{cr} < 1$$

- $f_1 = 1$ per $v_0/v_{cr} > 1$
- f_2 = Funzione di forma della sezione della pila
- $f_2 = 1.0$ per pile circolari e arrotondate
- $f_2 = 0.75$ per pile profilate idrodinamicamente
- $f_2 = 1.3$ per pile rettangolari
- f_3 = Funzione dell'angolo di attacco della pila

Normalmente si assume, in fase di progetto, $v_0 = v_{cr}$ per porsi nella situazione più gravosa dal punto di vista dell'erosione.

Come mostra l'espressione sopra riportata l'erosione massima dipende, tra l'altro, anche dalla profondità della corrente h_0 . Pile di ugual forma, dimensione ed angolo di attacco subiscono pertanto erosioni maggiori se sono posizionate nell'alveo di magra rispetto a quelle situate in zona golenale.

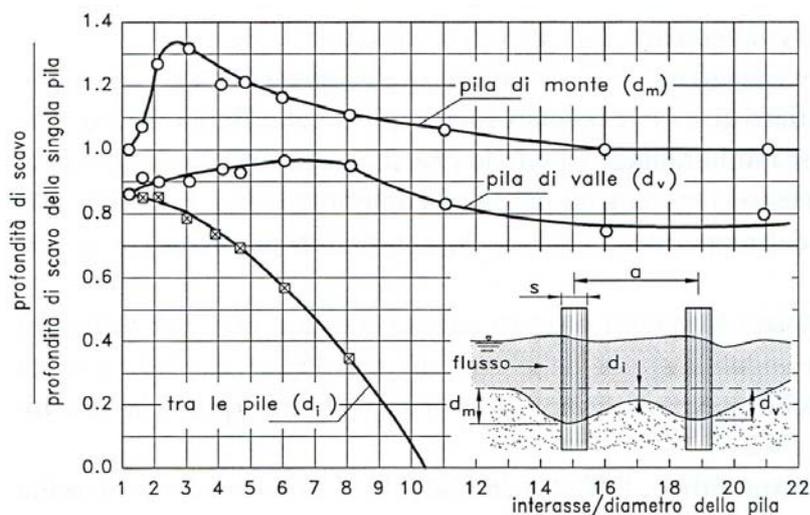
Nei casi in cui il singolo appoggio dell'impalcato autostradale non sia costituito da un'unica pila di lunghezza pari all'impalcato stesso, ma da due o più pile allineate, è necessario valutare l'influenza che la pila più a monte può esercitare sui fenomeni di scalzamento delle pile di valle.

La valutazione dell'interferenza nei fenomeni erosivi per pile disposte a breve distanza deriva principalmente da prove effettuate su modelli fisici, attraverso i quali sono stati ricavati alcuni grafici che consentono di valutare l'influenza dei principali parametri geometrici (interasse tra le pile, angolo di attacco della coppia di pile rispetto alla corrente) sull'entità dello scavo.

Le esperienze condotte in campo scientifico sul complesso fenomeno dell'interferenza delle erosioni di una coppia di pile cilindriche hanno permesso di valutare, per diversi casi, come varia la massima profondità di scalzamento della pila di monte e di quella di valle in rapporto alla profondità di scavo della pila singola di pari diametro.

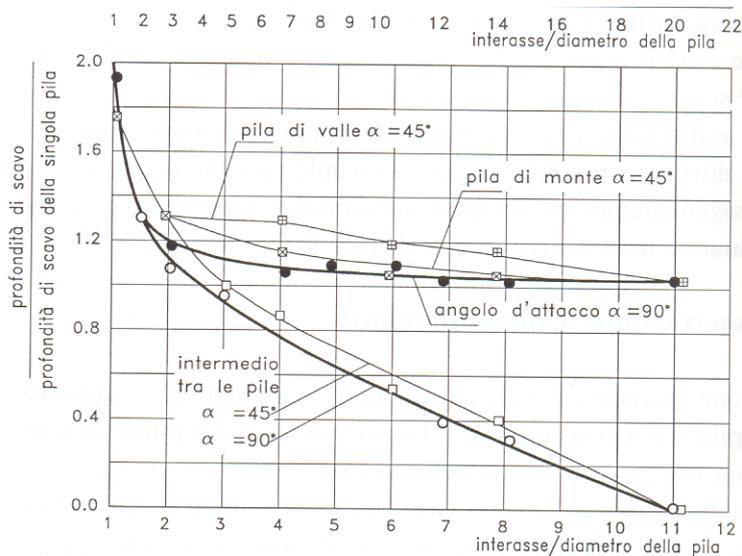
In particolare, nel caso di due pile allineate (angolo di attacco 0°) il grafico di Figura 7.1 evidenzia, al variare del rapporto "*interasse-diametro pila*", quale sia lo scavo sulle due pile (separatamente pila di monte e pila di valle) in rapporto a quello che si avrebbe per la singola pila. Si nota come lo scalzamento della pila di monte si incrementa fino ad un massimo di ca. 1.35 volte in corrispondenza del rapporto "*interasse-diametro pila*" $\approx 2.5 \div 3.0$, mentre per la pila di valle lo scalzamento si riduce leggermente rispetto al caso di pila singola.

Figura 7.1: Profondità di scavo per due pile allineate in funzione dell'interasse ($\alpha=0^\circ$).



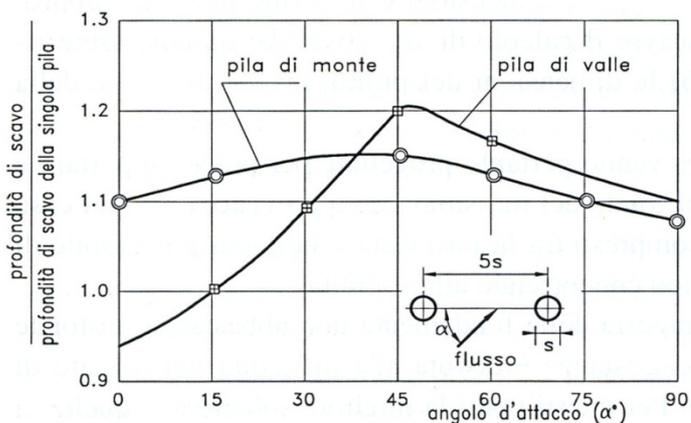
La Figura 7.2 mostra, invece, i risultati delle prove sperimentali ottenuti ancora con due pile allineate, per differenti rapporti "interasse-diametro pile", ma con angoli di attacco delle correnti $\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$.

Figura 7.2: Profondità di scavo per due pile allineate in funzione dell'interasse ($\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$).



Volendo valutare, infine, l'effetto dell'angolo di attacco sulla profondità di scavo sono stati effettuati una serie di prove sperimentali variando l'angolo di attacco della coppia di pile ma tenendo costante il loro interasse ad un valore pari a 5 volte il diametro.

Figura 7.3: Effetto dell'angolo di attacco α sulla profondità di scavo di due pile con interasse pari a cinque volte il loro diametro.



In questo caso, si nota che i valori massimi dei rapporti tra gli scalzamenti reali e quelli di riferimento (pila singola) si verificano in corrispondenza di un angolo di attacco pari a 45° .

I risultati esposti illustrano casi relativamente semplici di appoggi costituiti da una coppia di pile allineate a sezione circolare costante, ma nella pratica ingegneristica possono presentarsi casi notevolmente più complessi (pile a sezione non circolare variamente orientate rispetto alla corrente, appoggi costituiti da più di due pile allineate...) per i quali le formule e i diagrammi visti non possono a rigore essere utilizzati. In questi casi la stima dello scavo al piede delle pile può essere effettuata o introducendo delle ipotesi semplificative (per es: assumere pari a zero un angolo di attacco di pochi gradi), che conducono però a risultati che possono discostarsi anche significativamente dal reale valore dello scavo, o mediante analisi su modello fisico a scala ridotta appositamente realizzato per il caso in esame, al fine di ottenere risultati maggiormente attendibili.

7.2 Determinazione della spinta della corrente sulle pile in alveo

Il valore del sovrizzo prodotto da una pila da ponte in alveo può determinare una spinta non trascurabile.

Detta R la spinta esercitata dalla corrente sulla pila e note le condizioni idrodinamiche subito a monte e a valle della sezione di attraversamento, al suo calcolo si provvede con l'applicazione del teorema della quantità di moto al volume delimitato dalle predette sezioni:

$$R = S_m - S_v \tag{7.5}$$

essendo la spinta totale:

$$S = \gamma \cdot A \cdot y_b + \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot A} \quad (7.6)$$

da calcolarsi per la sezione di monte e per quella di valle; y_b rappresenta la profondità del baricentro dell'area nelle sezioni individuate, mentre gli altri simboli assumono il consueto significato.

La spinta S si può ritenere la risultante di un'azione distribuita in modo uniforme lungo la pila.

7.3 *Fenomeni di trasporto solido*

I fenomeni di deposito e di erosione ad opera della corrente svolgono generalmente un ruolo fondamentale nella modellazione degli alvei dei corsi d'acqua. A causa della complessità di tali fenomeni naturali, tuttavia, la descrizione e la trattazione della dinamica morfologica dei torrenti è inficiata da numerose incertezze ed indeterminazioni.

La complessità e la varietà dei fenomeni fisici coinvolti rende ancora lontana una loro completa comprensione, tuttavia l'interpretazione, anche se approssimativa dal punto di vista quantitativo, dei fenomeni di trasporto solido può fornire indicazioni utili su cui basare la scelta degli interventi da progettare ed il loro dimensionamento.

In particolare, si devono valutare alcune grandezze caratteristiche del fenomeno di trasporto solido: il diametro massimo del materiale movimentabile, la velocità critica di movimentazione del materiale e la capacità di trasporto solido; tali grandezze vanno calcolate in corrispondenza della piena di riferimento e della portata di modellamento (vedi paragrafo 7.3.4). Si deve inoltre valutare la produzione di materiale solido a scala di bacino dovuta all'erosione dei versanti.

Lo studio del trasporto solido viene in genere effettuato in base alla teoria di Shields, per determinare le condizioni di incipiente movimento, e alla teoria di Meyer-Peter e Müller per quanto riguarda la valutazione della portata solida; per la stima del materiale solido prodotto dal bacino, invece, verranno sinteticamente descritti alcuni metodi di tipo empirico.

Si vuole infine sottolineare che le metodologie utilizzate per la determinazione dei caratteri del trasporto solido discendono, in generale, dall'analisi dei risultati di prove sperimentali di laboratorio che si riferiscono a situazioni necessariamente schematizzate. Applicando tali metodologie a situazioni reali e più complesse si incorre quindi in errori ed incertezze

difficilmente quantificabili di cui bisogna però tenere conto attraverso un'analisi critica dei risultati ottenuti.

7.3.1 L'erosione dei bacini idrografici

L'apporto di materiale solido proveniente dal bacino che arriva al corso d'acqua è notevolmente variabile in relazione alla diversa erodibilità dei bacini idrografici, funzione delle caratteristiche morfologiche, della copertura vegetale, del regime delle precipitazioni, ecc.

La produzione di sedimenti è dovuta sia all'azione erosiva delle acque che ruscellano sulla superficie dei versanti (*erosione superficiale*) sia ai fenomeni di movimento di massa come le frane e gli scivolamenti di colate detritiche lungo gli impluvi con elevata pendenza (*erosione di volume*).

L'erodibilità di un bacino viene in genere caratterizzata attraverso l'indice di produzione specifica media annua, che rappresenta il valore medio annuo del volume di materiale solido eroso per unità di superficie del bacino, calcolato su un periodo di tempo sufficientemente lungo (qualche decina d'anni) da consentire di ottenere una stima ragionevolmente affidabile. Stime particolarmente attendibili di tale indice si possono avere ricorrendo alla misura dell'interrimento subito nel tempo da serbatoi naturali o artificiali.

In assenza di misure, la valutazione della produzione di sedimenti di un determinato bacino idrografico può essere effettuata con uno dei metodi empirici proposti in letteratura. Tra questi la formula più nota e diffusa è la cosiddetta ULSE (Universal Soil Loss Equation), proposta da Wischmeier e Smith.

Il metodo ULSE, ideato e tarato su particelle agrarie, viene normalmente utilizzato anche per la stima della produzione di sedimenti in bacini idrografici a scala di versante. Il volume di erosione superficiale annuo W prodotto dall'unità di area viene valutato come:

$$W = RKLSCP \quad (7.7)$$

in cui il fattore RK , prodotto tra l'indice idrologico R e l'indice pedologico K , rappresenta l'erosione che si ha da una particella standard di riferimento, con lunghezza, pendenza e tipo di coltura assegnate. I rimanenti fattori tengono conto delle differenze tra le caratteristiche del versante esaminato e della particella standard; in particolare, L ed S compendiano rispettivamente l'effetto della lunghezza e della pendenza del versante, C tiene conto del tipo di coltura e P del tipo di lavorazione del terreno. Per la valutazione dei parametri esistono relazioni empiriche o tabelle per le quali si rimanda alla letteratura specializzata.

Il metodo USLE, come visto, fornisce il volume di materiale solido distaccatosi dai versanti; tale volume differisce però da quella transitato nella generica sezione del corso d'acqua, per effetto dei fenomeni di accumulo dei sedimenti e di ritardo nel loro trasporto che si verificano lungo la rete idrografica. Il metodo risulta però in ogni caso un utile strumento per la stima, anche di larga massima, sulla maggiore o minore suscettività al dissesto dei versanti, consentendo di individuare le zone maggiormente vulnerabili di un bacino idrografico.

Meno diffuso è il metodo di Gavrilovic, che presenta il vantaggio di essere stato derivato in base a dati relativi a bacini idrografici, anziché a particelle agrarie. Secondo tale metodo il volume di sedimenti erosi che transitano attraverso la sezione di chiusura di un bacino durante un anno è calcolabile mediante l'espressione:

$$G = W \cdot r \quad (7.8)$$

in cui W è la produzione annua di sedimenti dai versanti e r è un coefficiente di ritenzione che tiene conto dei fenomeni di accumulo dei sedimenti nella rete idrografica. Per la valutazione di W ed r sono fornite relazioni empiriche per le quali si rimanda alla letteratura specializzata.

7.3.2 Condizione di incipiente movimento

L'inizio del moto delle particelle costitutive dell'alveo di un corso d'acqua può essere definito studiando l'equilibrio tra le forze che favoriscono la mobilitazione delle particelle e quelle che tendono ad opporsi a questo movimento. La relazione di equilibrio può essere scritta nella forma seguente:

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (7.9)$$

dove τ_0 è lo sforzo tangenziale alla parete, γ e γ_s sono rispettivamente il peso specifico del materiale solido e dell'acqua, d è il diametro caratteristico del materiale costituente il fondo alveo.

Sostituendo nella (7.9) l'espressione $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$, si ottiene:

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \quad (7.10)$$

dove $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ rappresenta il peso specifico in acqua dei granuli, R è il valore assunto dal raggio idraulico, d è ancora il diametro caratteristico del materiale e i è la pendenza dell'alveo.

Indicando con τ_{cr} il valore che τ assume all'inizio del movimento della particella, Shields dimostrò sperimentalmente che tale grandezza è univocamente legata al numero di Reynolds Re_* relativo alla velocità d'attrito alla parete v_* espresso dalla (7.11), individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu} \tag{7.11}$$

Il diagramma di Shields (Figura 7.4) porta in ascisse tale parametro Re_* e in ordinate la variabile $\Theta = \tau$, definita come *parametro di mobilità di Shields*.

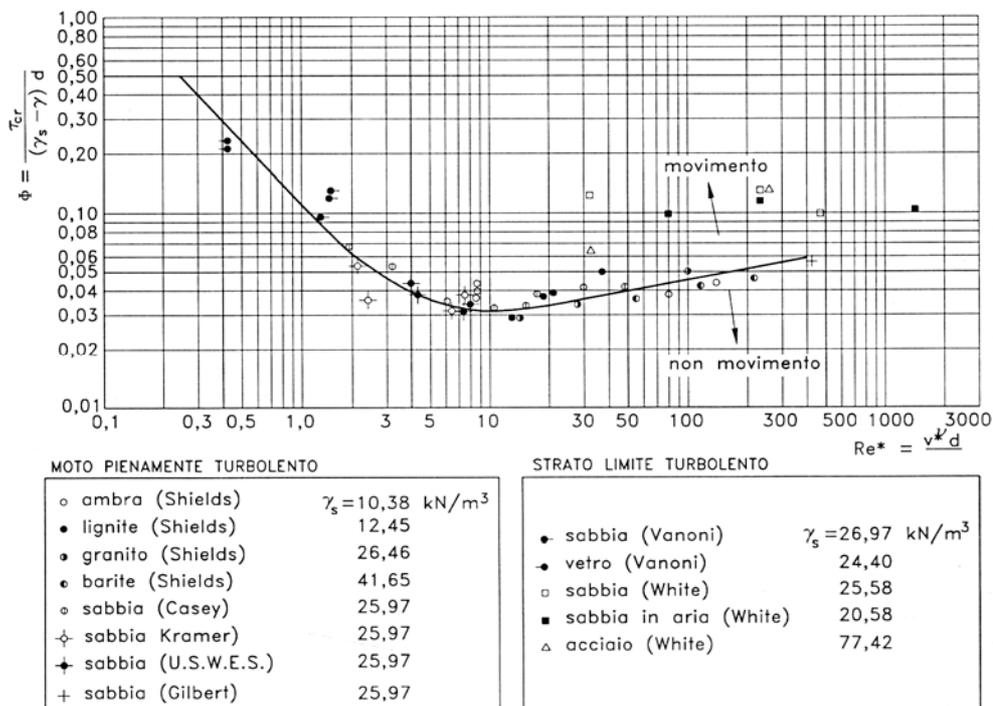
I punti che occupano la zona del diagramma al di sopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale.

In particolare, nel campo di moto caratterizzato da $Re_* \geq 200$, caratteristico delle condizioni di moto dei corsi d'acqua in studio, τ_{cr} assume valore praticamente costante e pari, secondo Shields, a 0.056.

La condizione di incipiente movimento è quindi definita dalla relazione:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056 \tag{7.12}$$

Figura 7.4: Abaco di Shields.



E' necessario inoltre tenere presente che la distribuzione degli sforzi sul fondo e sulle sponde, anche in condizioni di moto uniforme, non è costante, e che in generale lo sforzo tangenziale massimo è superiore al valore medio calcolato con la condizione di moto uniforme: $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$.

Il rapporto tra lo sforzo massimo e lo sforzo medio dipende sostanzialmente dalla forma della sezione e dal numero di Reynolds, anche se per valori di questo parametro sufficientemente grandi ($Re > 10^4 - 10^5$) la dipendenza dal numero di Reynolds diventa trascurabile.

7.3.3 Capacità di trasporto solido

La capacità di trasporto solido può essere calcolata con la formula di Meyer-Peter e Müller, ricavata in base ad un elevato numero di prove sperimentali.

Tale formula può essere espressa nelle variabili adimensionali Φ e Θ , che rappresentano rispettivamente la portata solida adimensionale ed il parametro di mobilità di Shields.

Posto:

$$\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}} \quad (7.13)$$

$$\Theta = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (7.14)$$

dove q_b rappresenta la portata solida per unità di larghezza dell'alveo e le altre grandezze hanno il significato già visto, la formula di Meyer-Peter e Müller assume la forma:

$$\Phi = 8 \cdot (\Theta - \Theta_{cr})^{1.5} \quad (7.15)$$

Riportando infine la formula nelle variabili dimensionali che caratterizzano il materiale, l'alveo e le condizioni di moto, si può scrivere:

$$q_b = 8 \cdot \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \Theta_{cr} \right)^{1.5} \quad (7.16)$$

Tale valore rappresenta la massima portata solida specifica trasportabile dalla corrente, coincidente con l'effettiva portata solida solo nel caso sia disponibile in alveo una sufficiente quantità di materiale.

Nota la quantità di materiale proveniente da monte, calcolata con le metodologie esposte al paragrafo 7.3.1, è possibile effettuare una valutazione quantitativa assoluta sulle condizioni dell'alveo. In particolare, si avrà erosione del fondo se la portata solida

proveniente da monte è minore della massima capacità di trasporto q_b dell'alveo, calcolata con la (7.16), deposito di materiale nel caso opposto.

7.3.4 Portata di modellamento

Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. Infatti tale portata non può essere quella di massima piena in quanto tale grandezza, se pur capace di modificare fortemente la conformazione dell'alveo, è troppo rara per essere significativa ai fini della morfologia fluviale; al contrario portate troppo piccole non comporterebbero alcuna modifica morfologica dell'alveo.

Va definito quindi un valore intermedio della portata, la cosiddetta *portata di modellamento*, che possa ritenersi rappresentativa ai fini dello studio del trasporto solido. Molto spesso, non avendo a disposizione un numero significativo di rilevamenti dell'andamento nel tempo delle portate liquide, la portata formativa o di modellamento viene assunta pari alla "portata ordinaria", a cui generalmente corrisponde un tempo di ritorno di un paio di anni.

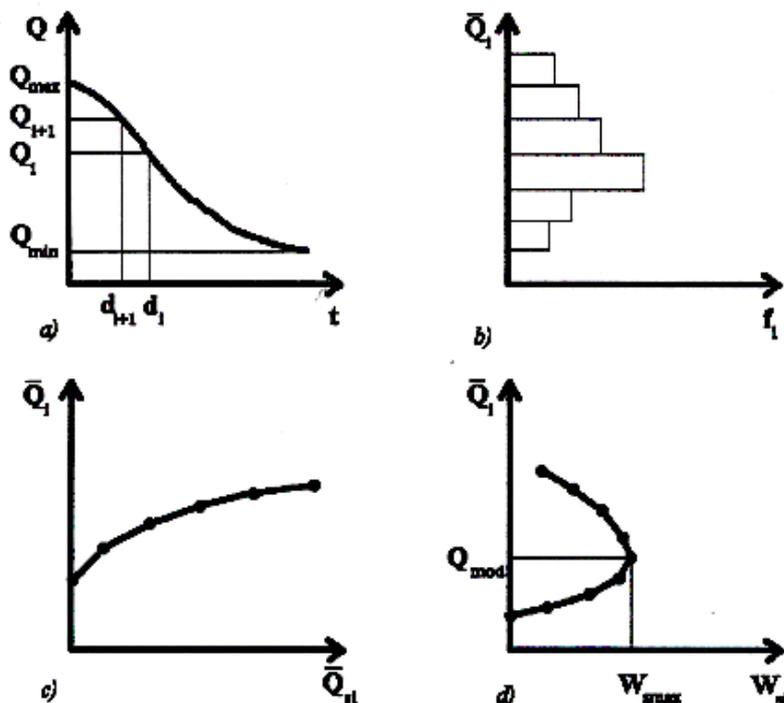
Per determinare tale grandezza in maniera maggiormente rigorosa, essa può essere definita come quel valore di portata che ha durata tale per cui nel corso dell'anno dà luogo al massimo volume di trasporto solido.

In tal caso la portata di modellamento può essere ricavata come segue:

1. costruzione della curva di durata della portata a partire dai dati riportati negli Annali Idrologici per le stazioni più prossime ai punti di interesse, come mostrato in Figura 7.5-a;
2. suddivisione del range di portate $Q_{max}-Q_{min}$ in n intervalli;
3. ad ogni intervallo si associa la portata media nello stesso: $\bar{Q}_i = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$;
4. ad ogni \bar{Q}_i si associa la relativa frequenza: $f_i = d_i(Q_i) - d_{i+1}(Q_{i+1})$;
5. si costruisce l'istogramma $f_i - \bar{Q}_i$ (Figura 7.5-b);
6. applicando una formula del trasporto solido (ad esempio quella di Mayer-Peter e Muller) si associa ad ogni portata media \bar{Q}_i il corrispondente valore di portata solida \bar{Q}_{si} (Figura 7.5-c);
7. per ogni valore di portata solida \bar{Q}_{si} si calcola il volume trasportato: $W_{si} = \bar{Q}_{si} \cdot f_i$;

8. costruito per punti il grafico $\bar{Q}_i - W_{si}$, il valore di Q tale per cui W_s è massimo rappresenta la portata di modellamento Q_{mod} (Figura 7.5-d).

Figura 7.5: Calcolo della portata di modellamento.



Una volta calcolata la portata di modellamento se ne può stimare il tempo di ritorno attraverso la distribuzione di probabilità di Gumbel.

La stima effettuata con la procedura esposta ha comunque un valore puramente indicativo, date le numerose incertezze insite nel fenomeno analizzato e nella schematizzazione utilizzata. Tale valutazione può servire tuttavia per verificare che le caratteristiche geometriche delle sezioni dell'alveo portino o meno ad una conformazione di equilibrio dinamico, verificando cioè che la capacità di deflusso dell'alveo sia dello stesso ordine di grandezza della portata di modellamento.

7.3.5 Velocità critica di movimentazione

La velocità critica di movimentazione rappresenta la minima velocità della corrente necessaria alla movimentazione di materiale di un determinato diametro. Al di sotto di tale

velocità della corrente tutto il materiale di diametro uguale o superiore al valore considerato si deposita.

Tale velocità può essere definita tramite la seguente relazione empirica:

$$v = 6 \cdot \sqrt{d} \quad (7.17)$$

Questa valutazione non permette di determinare la quantità di materiale movimentato, ma indica per quale valore di velocità vengono raggiunte e superate le condizioni di incipiente movimento per un granulo di diametro pari a d .

7.3.6 Diametro limite movimentabile

Il calcolo del diametro limite movimentabile viene effettuato in base alla teoria di Shields, dalla quale si ottiene che in condizioni di incipiente movimento il diametro mobilizzato è minore o uguale a

$$d_{\text{lim}} = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot 0.056} \quad (7.18)$$

Questo non significa che tutto il materiale di diametro inferiore al diametro limite in arrivo da monte può essere trasportato, dal momento che questo dipende anche dalla quantità di sedimenti in arrivo e dalla capacità di portata della corrente. Tale condizione indica semplicemente che nel corso d'acqua, per un materiale in arrivo da monte di granulometria $d < d_{\text{lim}}$ si verifica una portata solida non nulla.

7.3.7 Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici

Come visto nei paragrafi precedenti, la corrente idrica, con il movimento che determina nel materiale solido, può influire variamente sui caratteri dell'alveo con un'azione di modellamento caratterizzata da scavi e depositi diffusi o localizzati, formazione e successiva scomparsa di ondulazioni di fondo, cambiamenti di forma e dimensioni della sezione, cambiamenti dell'andamento planimetrico dell'alveo, alterazioni della granulometria del materiale d'alveo.

A loro volta le alterazioni dell'alveo, insieme al trasporto solido, influiscono sulla corrente idrica contribuendo a determinare alcuni caratteri, globali e puntuali, quali profili idrici e velocità medie, eventuale formazione di ondulazioni di grande entità sulla superficie libera, alterazione dei caratteri di agitazione turbolenta per la presenza di particelle solide sospese.

Le caratteristiche della corrente idrica, la natura e le caratteristiche delle forme di fondo e l'entità del trasporto solido sono quindi problematiche tra loro strettamente interconnesse.

Elemento fondamentale di reciproca influenza è l'insieme delle forze che si trasmettono tra corrente idrica e fondo mobile.

In particolare, nello studio del moto in alvei a fondo mobile le forze resistenti τ_0 vengono espresse come somma di un'aliquota risultante dagli sforzi tangenziali alla parete τ_0' , e di un'aliquota dovuta specificatamente alle forme di fondo τ_0'' ; si ha quindi $\tau_0 = \tau_0' + \tau_0''$.

Il primo termine viene solitamente espresso con le formule del moto uniforme, introducendo coefficienti di scabrezza proporzionali a un diametro caratteristico del materiale d'alveo; per il secondo termine, invece, si fa ricorso al concetto di resistenze localizzate e perdite di carico localizzate.

La formulazione più completa ed esauriente per descrivere il moto in alvei a fondo mobile è quella cosiddetta *a tre equazioni*, composta dalle equazioni di continuità e del moto per la fase liquida e dall'equazione di continuità per la fase solida, cui vanno aggiunte due equazioni esprimenti rispettivamente la pendenza d'attrito e la portata solida.

La soluzione di questo sistema di equazioni può essere di tipo *"accoppiato"* risolvendo cioè l'intero sistema nel suo complesso, oppure, come generalmente avviene, *"disaccoppiato"* risolvendo cioè, per ogni passo temporale, prima le sole equazioni scritte per la fase liquida, per il calcolo dei tiranti idrici e delle velocità, considerando la pendenza del fondo costante, e successivamente l'equazione di continuità della fase solida che determina la variazione di quota del fondo alveo.

I profili di corrente determinati attraverso la modellazione matematica, come descritto al paragrafo 6.3, si modificano quindi nel tempo in funzione delle caratteristiche del trasporto solido e principalmente dei fenomeni di modellamento d'alveo.

Lo studio delle dinamiche evolutive in atto nel corso d'acqua, e l'analisi dei tratti in erosione, ripascimento o in condizioni di equilibrio forniscono informazioni di primaria importanza nella progettazione di molte opere in alveo.

Una volta determinata una possibile nuova configurazione morfologica dell'alveo, funzione sia dei fenomeni di trasporto solido descritti sia dell'azione continua di modellamento della corrente, appare opportuno procedere nuovamente alla determinazione dei profili idrici (tiranti e velocità) al fine di verificare nella nuova condizione l'interazione tra la corrente idrica e il manufatto di attraversamento.

7.4 Analisi dell'interazione delle opere viarie con i corsi d'acqua di interesse

Come visto ai paragrafi precedenti, negli alvei cosiddetti "a fondo mobile", ossia potenzialmente interessati dal movimento del materiale incoerente costituente il fondo, è

di grande importanza lo studio delle interazioni tra il manufatto di attraversamento e l'alveo, al fine di individuare preventivamente l'instaurarsi di eventuali fenomeni erosivi, generali o localizzati, che possano pregiudicare la stabilità dell'opera.

Come detto l'evoluzione altimetrica temporale del fondo alveo è dovuta principalmente alla sovrapposizione di seguenti tre fenomeni fra loro indipendenti:

- *abbassamento dell'alveo* per un'estensione significativa a monte e a valle del ponte, dovuta a variazioni globali del profilo del corso d'acqua;
- *erosione generalizzata* in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, dovuta ad un aumento locale della velocità della corrente;
- *erosione localizzata* alla base delle pile e/o spalle del ponte, dovuta ad aumenti locali della velocità provocati dalla deviazione della corrente imposta dalle strutture in alveo.

Nell'ambito del presente progetto sono stati valutati gli effetti prodotti dall'erosione generalizzata e localizzata con particolare attenzione alle pile dei viadotti.

L'erosione localizzata al piede delle pile dei ponti è stata valutata, nelle condizioni di stato di fatto e di progetto, in corrispondenza di un tirante idrico in alveo con tempo di ritorno pari a 200 anni, applicando la formula (7.4) descritta in dettaglio al paragrafo 7.1.3.

Il calcolo dell'erosione è stato eseguito per tutte le pile, assumendo che l'entità presunta dello scavo in corrispondenza delle spalle dei manufatti, qualora in alveo, sia confrontabile con quella ricavata per le pile a parità di condizioni al contorno (caratteristiche della corrente, morfologia dell'alveo...).

Anche l'erosione generalizzata, calcolata mediante la (7.3), si riferisce alla piena duecentennale.

Infine, noti i valori atteso per lo scavo d_s al piede di una pila del viadotto e il valore e_c , bisogna verificare che il bordo superiore del plinto di fondazione sia posto ad una profondità maggiore di $d_s + e_c$ rispetto al fondo alveo. Nel caso che il plinto venisse scoperto per una eventuale erosione, infatti, le sue maggiori dimensioni e la forma più tozza approfondirebbero ulteriormente lo scavo, riducendo la stabilità della pila e dell'intero manufatto di attraversamento.

La tabella seguente riporta i corsi d'acqua ed i rispettivi viadotti con pile in alveo per i quali viene effettuata l'analisi dei fenomeni idrodinamici e morfologici indotti dall'interazione della corrente con le opere viarie.

Tabella 7.1: Elenco dei viadotti

Croso d'acqua	Tipo	Progressiva A12	Luce tot	Pilastri
Fosso del Melone	Princ	3+802	22.20	-
Fosso San Floriano	Princ	3+957	22.20	-
Broto dei Ceppi/ Allacciante A.Alte	Sec	7+586	17.40	-
Fosso della Carige	Sec	8+716	8.00	-
Fosso Madonna Nicola	Sec	10+649	17.40	-
Fosso del Pelagone	Sec	11+899	17.40	-
Fosso Chiarone	Princ	13+818	61.00	3.00

7.4.1 Erosioni dei fossi

Nella tabella 7.2 viene riportato il valore delle erosioni totali (calcolati come erosione localizzata sommata all'erosione generalizzata) in base a dati granulometrici rilevati nelle zone dei relativi fossi.

Nome Bacino	Z riferimento	Scalz. Sx	Scalz. Dx	D50	Pier 1
Fosso del Melone	6.9 m slm	3.51	2.61	0.21 mm	no
Fosso San Floriano	5.7 m slm	3.57	3.01	0.19 mm	no
Canale della Bassa/Broto dei Ceppi	2.75 m slm	1.51	2.80	0.16 mm	no
Fosso Madonna Nicola	8.26 m slm	3.34	3.61	0.01 mm	no
Fosso del Pelagone	-	2.57	2.49	0.25 mm	no
Fosso Chiarone	17.80 m slm	1.17	0.11	0.30 mm	2.03

7.5 Interventi di sistemazione idraulica

7.5.1 Criteri progettuali

Gli interventi di sistemazione idraulica possono essere definiti come quel complesso di misure atte ad evitare o minimizzare i problemi di stabilità dell'alveo e delle strutture poste in esso. Le possibili soluzioni progettuali constano di numerose tipologie di interventi.

Al fine di definire meglio la vasta gamma delle applicazioni pratiche, è possibile proporre una schematizzazione degli interventi di sistemazione idraulica, utile per chiarire la loro funzione specifica. Una macro suddivisione degli interventi di sistemazione può essere la seguente:

- 1 Misure idrauliche;
- 2 Misure strutturali.

Le misure idrauliche hanno la finalità di modificare il regime della corrente o di contrastare le forze erosive. Esse possono dunque essere suddivise in due sotto gruppi:

- 1a) interventi finalizzati alla modifica del regime del moto;
- 1b) interventi finalizzati all'incremento delle forze che contrastano l'azione erosiva.

Gli interventi ricompresi nella classe 1a, sono costituiti da quelle strutture atte a modificare le condizioni della corrente al fine di ridurre gli effetti indesiderati sulle strutture. Vengono classificati in base alla disposizione rispetto al flusso idrico e possono essere realizzati attraverso differenti tipologie di materiali. Alcuni esempi possono essere le traverse e i pennelli.

La classe 1b si differenzia in quanto tali interventi tendono a contrastare l'azione erosiva della corrente. Essi non variano secondo la specifica funzione ma solamente in base al materiale utilizzato. Esempi classici sono i rivestimenti rigidi e flessibili. I primi sono tipicamente impermeabili e non si adattano alle variazioni morfologiche, mentre i secondi hanno una maggiore capacità di adattamento. Gli interventi di questo tipo devono essere valutati accuratamente e in funzione della loro specifica utilità. Ad esempio, il rivestimento delle sponde può essere previsto per contrastare l'erosione associata alla migrazione dei meandri, oppure per proteggere l'alveo in prossimità dell'attraversamento. Questa categoria d'intervento comprende svariate tipologie di sistemazioni come i gabbioni, i materassi e le scogliere.

Le misure strutturali apportano modifiche sostanziali alle strutture, quali fondazioni e pile. Tipicamente questi interventi vengono utilizzati quando la struttura in esame si trova in condizioni critiche. L'aumento del diametro del fusto delle pile e il consolidamento delle fondazioni rappresentano le soluzioni maggiormente adottate.

La suddivisione sopra esposta è alquanto schematica e non esaurisce il complesso di soluzioni che rientrano nell'ambito degli interventi di sistemazione idraulica. Nello sviluppo delle strutture in ampliamento si è quindi tenuto conto di altri criteri progettuali quali la ricerca di un angolo non superiore ai 20 gradi tra l'orientazione delle spalle e delle pile e la direzione della corrente, e la riduzione ove possibile (nuove strutture) del numero di pile in alveo nonché l'arretramento delle spalle.

Oltre gli interventi diretti sopra elencati, è spesso opportuno, per la migliore gestione delle strutture in alveo, l'adozione di un piano di monitoraggio delle sistemazioni, sia con cadenza periodica che in concomitanza degli eventi critici. Parallelamente al monitoraggio, devono essere pianificati interventi di ispezione su tutta l'area di esondazione in modo da chiudere tempestivamente l'infrastruttura in caso di necessità.

Sostanzialmente, essendo il progetto in argomento relativo ad un ampliamento alla terza corsia, gli interventi proposti saranno finalizzati a contrastare l'azione erosiva della corrente, quindi saranno privilegiate le misure classificate al punto 1b. All'interno di tale categoria, la scelta dell'intervento dovrà essere valutata accuratamente, sulla base di

elementi fondamentali per la stabilità dell'opera e per l'interazione di essa con l'alveo. Tali elementi possono essere così riassunti: fenomeni erosivi, caratteristiche dell'alveo, disponibilità dei materiali e costi.

In base a questi presupposti, per definire al meglio le sistemazioni idrauliche è fondamentale conoscere il fenomeno fisico responsabile dell'erosione. Tale fenomeno consiste nella rimozione del materiale di fondo in seguito ad incrementi locali della velocità e della turbolenza innescata dalla presenza di ostacoli in alveo quali pile e spalle. Nell'intorno delle pile si verifica, infatti, la formazione di un vortice ad asse verticale, conformato a ferro di cavallo, che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la struttura fino alla linea di separazione del vortice.

Gli interventi proposti sono generalmente finalizzati a contrastare l'azione erosiva della corrente. Ciò può essere ottenuto essenzialmente in tre modi: il primo consiste nel porre la fondazione ad una quota inferiore rispetto all'altezza di massima escavazione calcolata; il secondo metodo, applicabile con migliori risultati ai ponti esistenti, consiste nel proteggere la zona dove si forma il vortice a ferro di cavallo responsabile dei fenomeni di scalzamento; il terzo consiste nel prevenire la formazione del fenomeno erosivo attribuendo la giusta configurazione a pile e spalle. A tal proposito le applicazioni pratiche più comuni prevedono l'uso di pile appositamente sagomate in modo da ridurre la separazione di flusso e l'insorgere di turbolenza.

Con particolare riferimento ai ponti esistenti, si propongono le seguenti tipologie di intervento, finalizzate alla protezione delle fondazioni, delle sponde e del fondo alveo:

- scogliere in materiale sciolto;
- materassi metallici;
- gabbioni;
- posa di biostuoia in fibra vegetale successivamente inerbita mediante idrosemina a spessore;
- rivestimento in c.a. del fondo e delle sponde, gettato in opera o realizzato con lastre prefabbricate.

In prevalenza sono state utilizzate, come tipologie di sistemazione idraulica, le scogliere in massi sciolti e il consolidamento e rinverdimento tramite biostuoia, al fine di limitare l'impatto delle opere sull'ambiente e sul paesaggio. Unicamente laddove particolari esigenze tecniche rendessero impossibile o poco conveniente l'adozione di tali tipologie, sono state adottate altre modalità di sistemazione idraulica specifiche per i casi in esame.

7.5.2 Tipologie d'intervento

L'inserimento di nuovi manufatti di attraversamento (ponti, ponticelli, tombini), sui corsi d'acqua principali, secondari e minori, possono implicare interventi di sistemazione e raccordo all'alveo originario a monte o a valle o da entrambi i lati dell'infrastruttura.

Le opere sono progettate per garantire la sicurezza sia del territorio circostante che dell'infrastruttura. In alcuni casi le condizioni morfologiche del corso d'acqua e del territorio, del tracciato plano-altimetrico e delle fondazioni delle strutture hanno reso necessario l'inserimento di sistemazioni idrauliche che garantiscano il livello di sicurezza dovuto.

Tali interventi di sistemazione si possono riassumere in quattro tipologie principali:

- A. ricalibratura dell'alveo e sistemazione del fondo e delle sponde mediante scogliera in massi di cava di opportuna pezzatura eventualmente rinverdita (se necessario cementata);
- B. ricalibratura dell'alveo e rivestimento di fondo e sponde mediante gabbioni e/o materassi eventualmente rinverditi;
- C. ricalibratura dell'alveo e sistemazione del fondo con pietrame sciolto e delle sponde con paramenti in terra rinforzata rinverdita;
- D. risezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina;
- E. ricalibratura della sezione e rivestimento del canale (fondo e sponde) in calcestruzzo.

Le sistemazioni descritte si rendono necessarie per mettere in sicurezza le aste interferite ed evitare fenomeni di instabilità, locale o diffusa, delle sponde o del fondo soprattutto in quelle aree in cui, a seguito degli interventi in progetto, l'equilibrio dell'asta è stato alterato e le strutture aggiunte hanno modificato il regime dei deflussi in caso di piena.

Nella tabella seguente si riassumono tutte le opere idrauliche nel tratto in oggetto e le sistemazioni idrauliche che si sono adottate caso per caso, con riferimento alla classificazione sopra riportata

Lotto	Progressiva A12 [km]	Corso d'acqua	Sezione	Estensione longitudinale [m]	Estensione trasversale [m]	Altezza media alveo	Dimensione manufatto [m]	Estensione [m]
5A	3+802	Fosso del Melone	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	95 10	6.0 6.0	3.00	Nuovo ponte	
5A	3+957	Fosso San Floriano	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	215 10	6.0 6.0	2.50	Nuovo ponte	
5A	7+586	Nuovo Allacciantedi Acque Alte	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	145 200	4.0 4.0	2.50	Nuovo ponte	
5A	7+725	Affluente Canale della Bassa n.1	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	40 10	1.3 1.3	1.50	2.5 X 2	18
5A	8+145	Fosso Manzina	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO D	40 32	4.00	1.50	3.5 X 2	35
5A	8+716	Fosso della Carige	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	60 60	5 5	2.20	8 X 2.70	35
5A	9+285	Fosso del centro A	SEZIONE TIPO A	30	0.50	0.50	1.10 X 1.50	20
5A	9+623	Fosso del centro E1	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	40 40	3.50 2.50	1.50	2 X DN1000 4.00 X 1,00 3.50 x 1.50 2,00 x 1.50	6 34 33 7
5A	10+250	Fosso del centro C	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	40 10	2.25	0.60	DN1000	32
5A	10+649	Fosso Madonna Nicola	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	70 10	2.5 2.5	3.00	Nuovo ponte	
5A	11+176	Affluente fosso Madonna Nicola	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	20 10	1.00 1.00	0.75	1.50 X 3.00	25
5A	11+899	Fosso del Pelagone	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	40 10	2.0 2.0	2.50	8.00 X 4.00	35
5A	12+458	Fosso Poggio Tristo	SEZIONE TIPO A SEZIONE TIPO C	50 10	1.3 1.3	1.50	1.50 X 3.00	17
5A	12+766	Affluente fosso Poggio Tristo	SEZIONE TIPO A	30	2.5	1.50	()	()

Lotto	Progressiva A12 [km]	Corso d'acqua	Sezione	Estensione longitudinale [m]	Estensione trasversale [m]	Altezza media alveo	Dimensione manufatto [m]	Estensione [m]
			SEZIONE TIPO E	2100	2.5	1.50	()	()
			TOMBINO	8.40	3.00	3.50	3.50 x 3.00	8.40
			CANALE AD U	20.00	3.00	3.50	3.00X3.50	20.00
			TOMBINO	52.00	5.00	3.70	5.00x3.70	52.00
			CANALE AD U	16.00	5.00	4.15	5.00X4.15	16.00
5A	13+600	Affluente fosso Chiarone	SEZIONE TIPO A	60	0.8	1.50	4,00 X 4,00	36
			SEZIONE TIPO C	10	0.8			
5A	13+818	Fosso Chiarone	SEZIONE TIPO A	75	2.5	4.5	Nuovo ponte	
			SEZIONE TIPO D	30				