



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

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA
LOTTO 2

TRATTO: SAN PIETRO IN PALAZZI – SCARLINO
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	DIRETTORIO		FILE		DATA:	REVISIONE	
	codice commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo	FEBBRAIO 2011	n.	data
	12121201		IDR001	--	SCALA:	-	

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

RESPONSABILE DI COMMESSA Ing. Michele Parrella Ord. Ingg. Avellino N. 933 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	9
4.1 NORMATIVA COMUNITARIA	9
4.2 NORMATIVA NAZIONALE	9
4.3 NORMATIVA REGIONALE	12
4.4 AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE TOSCANA COSTA.....	12
4.5 STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE	14
4.6 CONSORZIO DI BONIFICA	16
5. IDROLOGIA	17
5.1 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	17
5.2 LE PRECIPITAZIONI INTENSE	21
5.2.1 Metodologia per la definizione delle LSPP.....	22
5.2.2 Il modello MG-pioggie	24
5.2.3 Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica a scala di bacino.....	28
5.2.4 Piogge di durata inferiore all'ora	31
5.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI RIFERIMENTO.....	33
5.3.1 Il modello cinematico.....	35
5.3.2 Modello di regionalizzazione MG	35
5.3.3 Le portate del Piano di bacino (PAI)	39
5.3.4 Modello di regionalizzazione AITo.....	41
5.3.5 Ulteriori approfondimenti.....	41
5.3.6 Analisi dei risultati	45
6. IDRAULICA	51
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	51
6.1.1 Indirizzi progettuali	51
6.1.2 Condizioni di esercizio transitorio.....	53
6.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento	53
6.2 RILIEVI TOPOGRAFICI	54
6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	55
6.3.1 Generalità.....	56
6.3.2 Il codice di calcolo Hec-Ras	58
6.3.3 Risultati delle modellazioni condotte	65

6.3.4	Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo	65
6.3.5	Funzionamento idraulico dei tombini.....	69
6.3.6	Analisi dei risultati	70
7.	FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE	87
7.1	VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI	87
7.1.1	Abbassamento d'alveo.....	87
7.1.2	Erosione generalizzata.....	88
7.1.3	Erosione localizzata	90
7.2	DETERMINAZIONE DELLA SPINTA DELLA CORRENTE SULLE PILE IN ALVEO	94
7.3	FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO	95
7.3.1	L'erosione dei bacini idrografici.....	96
7.3.2	Condizione di incipiente movimento.....	97
7.3.3	Capacità di trasporto solido.....	99
7.3.4	Portata di modellamento	100
7.3.5	Velocità critica di movimentazione.....	102
7.3.6	Diametro limite movimentabile	103
7.3.7	Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici.....	103
7.4	ANALISI DELL'INTERAZIONE DELLE OPERE VIARIE CON I CORSI D'ACQUA DI INTERESSE	104
7.4.1	Torrente Acquerta	106
7.4.2	Fiume Cecina	107
7.4.3	Fosso di Bolgheri	108
7.4.4	Fosso delle Rozze.....	108
7.4.5	Fiume Cornia.....	110
7.4.6	Fosso Val Querceta	111
7.4.7	Fosso Petraia	112
7.4.8	Fosso Val d'Ala	113
7.4.9	Fosso del Martellino	113
7.4.10	Fiume Pecora.....	114
7.5	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	115
7.5.1	Criteri progettuali.....	115
7.5.2	Tipologie d'intervento.....	118

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione degli interventi di realizzazione dell'autostrada A12 Rosignano - Civitavecchia, nel tratto compreso tra San Pietro in Palazzi e Scarlino, 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.

L'obiettivo raggiunto con la progettazione definitiva è la messa in sicurezza della sede autostradale e, come livello minimo, il mantenimento del grado di rischio attuale del territorio attraversato.

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 una 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

Il tratto autostradale in esame costituisce il prolungamento della A12 da Rosignano, attuale termine dell'autostrada A12, a Civitavecchia. In particolare il tratto di interesse (Lotto 2) è compreso tra lo svincolo di San Pietro in Palazzi e lo svincolo di Scarlino, e riprende l'attuale tracciato della SS1 Aurelia.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento ricade all'interno della Regione Toscana e più precisamente nelle Province di Livorno (fino al Fosso del Vado Coperto, progr. L2P5 0+652.94) e Grosseto.

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.

La Tabella 2.1 riporta per i corsi d'acqua in studio, la progressiva autostradale suddivisa per tratte (ciascuna progressiva è preceduta da un codice L2Px indicante il lotto – L2 – e il tratto autostradale – Px – con x variabile da 1 a 5) in base alla suddivisione dei tratti stradali, 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 fanno parte dell'Autorità di bacino Regionale Toscana Costa mentre i consorzi interessati sono Consorzio Colline livornesi (Fosso Vallin delle Conche e Fosso Vallin del Castano) e Consorzio di bonifica Alta Maremma.

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	Manufatto esistente
Fosso Vallin delle Conche	L2P1 0+200.00	M	TOMBINO $\Phi = 3100$ mm
Fosso Vallin del Castano	L2P1 1+175.72	M	TOMBINO 3.55x2.00 m
Torrente Acquerta	L2P1 1+884.68	P	VIADOTTO L = 63.00 m
Fiume Cecina	L2P1 2+577.48	P	VIADOTTO L = 110.00 m
Fosso Il Gorile	L2P1 2+857.95	P	TOMBINO $\Phi = 1800$ mm
Fosso della Vallescaia	L2P1 5+749.74	M	TOMBINO 4.00x2.40 m
Fosso del Paratino	L2P1 6+193.62	M	TOMBINO $\Phi = 1800$ mm
Fosso Le Basse	L2P1 6+798.50	P	TOMBINO $\Phi = 3500$ mm
Fosso Aione	L2P1 7+763.78	M	TOMBINO $\Phi = 2100$ mm
Fosso Delle Tane	L2P1 8+396.69	P	PONTE L = 33.00 m
Fosso Della Madonna	L2P1 9+107.50	P	PONTE L = 33.00 m
Fosso senza nome "A"	L2P1 9+898.75	P	TOMBINO $\Phi = 2000$ mm
Fosso dei Trogoli	L2P1 10+566.15	P	TOMBINO 4.71x3.10 m
Fosso del Bottico	L2P1 11+504.24	P	TOMBINO $\Phi = 1600$ mm
Fosso dei Sorbizi	L2P1 12+175.05	P	PONTE L = 33.00 m
Fosso del Livrone	L2P1 12+682.93	P	PONTE L = 33.00 m
Fosso Camilla	L2P1 13+488.72	P	PONTE L = 33.00 m
Fosso senza nome "B"	L2P1 15+447.38	S	TOMBINO $\Phi = 1500$ mm
Fosso senza nome "C"	L2P1 15+708.55	S	TOMBINO $\Phi = 1500$ mm

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	Manufatto esistente
Fosso di Bucone	L2P1 16+958.03	S	TOMBINO $\Phi = 2800$ mm
Fosso di Bolgheri	L2P1 17+738.58	P	VIADOTTO L = 105.00 m
Fossetto Sughericcio	L2P1 18+454.01	S	TOMBINO $\Phi = 1500$ mm
Fosso dei Daini	L2P1 18+904.83	S	VIADOTTO L = 521.00 m
Fosso ai Molini	L2P1 19+411.82	P	PONTE L = 15.00 m
Fosso della Carestia	L2P1 22+199.00	P	TOMBINO 5.15x4.03 m
Fosso dell'Acqua Calda	L2P1 22+809.50	P	VIADOTTO L = 467.00 m
Fosso della Casa Rossa	L2P1 23+849.97	S	TOMBINO 5.00x2.50 m
Broto ai Fichi	L2P1 25+693.32	M	TOMBINO 5.51x4.03 m
Fosso delle Rozze	L2P2 0+388.94	P	VIADOTTO L = 359.00 m
Fosso del Renaione	L2P3 0+001.58	P	TOMBINO 5.09x3.30 m
Fosso Val Di Gori	L2P3 0+216.67	P	PONTE L = 29.00 m
Broto Bufalone	L2P3 1+255.34	P	TOMBINO $\Phi = 5000$ mm
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	P	TOMBINO $\Phi = 5000$ mm
Aff 1 Fossa Calda	L2P3 6+736.12	S	TOMBINO 3.40x2.00 m
Aff 2 Fossa Calda	L2P3 7+101.15	S	TOMBINO $\Phi = 3500$ mm
Fossa Calda	L2P3 7+851.38	P	TOMBINO $\Phi = 4000$ mm
Fosso Verrocchio	L2P3 9+008.37	P	TOMBINO 3.20x2.80 m
Fosso Corniaccia Nord	L2P3 9+884.84	P	TOMBINO $\Phi = 3200$ mm
Fiume Cornia	L2P3 10+649.20	P	VIADOTTO L = 312.00 m
Fosso degli Affitti	L2P3 11+303.92	S	TOMBINO $\Phi = 2500$ mm
Fosso del Diavolo	L2P3 11+416.62	P	TOMBINO 6.00x3.00 m
Fosso Acqua Viva	L2P3 14+096.61	P	PONTE L = 319.00 m
Affluente Canale Allacciante Cervia	L2P3 15+256.60	S	TOMBINO $\Phi = 1800$ mm
Fosso Botrangolo	L2P3 15+585.24	P	TOMBINO 3.90x3.00 m
Fossaccia	L2P3 15+813.62	P	TOMBINO 3.00x2.00 m
Il Fossetto	L2P3 16+861.29	S	TOMBINO $\Phi = 1000$ mm
Fosso Corniaccia Sud	L2P3 16+983.70	P	PONTE L = 29.00 m
Fosso Senza Nome "D"	L2P3 18+566.41	P	TOMBINO $\Phi = 3900$ mm
Fosso Pazzino	L2P3 18+895.39	S	TOMBINO $\Phi = 4400$ mm
Fosso della Valnera	L2P3 19+281.91	P	PONTE L = 29.00 m
Fosso di Vignale	L2P3 19+891.20	S	TOMBINO $\Phi = 4000$ mm
Fosso San Pietro	L2P3 20+419.61	S	TOMBINO $\Phi = 5300$ mm
Fosso di Val Maggiore	L2P3 22+112.61	P	VIADOTTO L = 208.00 m
Fosso senza nome "E"	L2P3 22+888.87	M	TOMBINO $\Phi = 1600$ mm
Fosso dell'Olmo	L2P3 23+633.81	S	VIADOTTO L = 231.00 m
Fosso senza nome "F"	L2P3 24+086.88	M	PONTE L = 32.00 m
Fosso Val Querceta	L2P4 0+435.94	M	VIADOTTO L = 163.00 m
Fosso Petraia	L2P4 1+543.23	S	VIADOTTO L = 197.00 m
Fosso Val D'Ala	L2P4 2+381.91	M	VIADOTTO L = 131.00 m
Fosso del Martellino	L2P4 2+790.75	S	VIADOTTO L = 130.00 m
Fosso del Vado Coperto	L2P5 0+652.94	S	PONTE L = 32.00 m
Fosso senza nome "G"	L2P5 1+571.80	S	TOMBINO $\Phi = 900$ mm
Fosso senza nome "H"	L2P5 2+087.61	S	TOMBINO $\Phi = 1000$ mm
Fosso senza nome "I"	L2P5 3+038.02	S	TOMBINO $\Phi = 1000$ mm
Fosso senza nome "L"	L2P5 3+473.85	S	TOMBINO $\Phi = 3500$ mm
Fiume Pecora	L2P5 3+666.10	P	VIADOTTO L = 242.00 m
Fosso senza nome "M"	L2P5 5+127.45	M	TOMBINO $\Phi = 2000$ mm

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, per corsi d'acqua con bacini di estensione inferiore a 10kmq le portate sono state calcolate con il modello cinematico e con il modello di regionalizzazione MG (Maione et al. 2009), mentre per corsi d'acqua con bacini di estensione superiore a 10kmq è stato utilizzato il sistema di regionalizzazione AITo della Regione Toscana.
- 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, 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.

A maggior conferma dei risultati della modellazione condotta, viene inoltre effettuata una verifica del funzionamento idraulico del manufatto di attraversamento autostradale con le formule di letteratura riportate al paragrafo 6.3.4.

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...) 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).

DLgs 152/2006

Ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Tale Decreto legislativo disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Istituisce i distretti idrografici nei quali sarà istituita l'Autorità di bacino distrettuale, che va a sostituire la o le Autorità di bacino previste dalla legge n. 183/1989. In forza del recente d.lgs 8 novembre 2006, n. 284, nelle more della costituzione dei distretti idrografici di cui al Titolo II della Parte terza del d.lgs. 152/2006 e della revisione della relativa disciplina legislativa con un decreto legislativo correttivo, le autorità di bacino di cui alla legge 18 maggio 1989, n. 183, sono prorogate fino alla data di entrata in vigore del decreto correttivo che, ai sensi dell'articolo 1, comma 6, della legge n. 308 del 2004, definisca la relativa disciplina. Fino alla data di entrata in vigore del decreto legislativo correttivo di cui al comma 2-bis dell'articolo 170 del decreto legislativo 3 aprile

2006, n. 152, come inserito dal comma 3, sono fatti salvi gli atti posti in essere dalle Autorità di Bacino dal 30 aprile 2006.

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

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 Toscana Costa

Come visto, tutti i corsi d'acqua di interesse appartengono all'Autorità di bacino regionale Toscana Costa.

Si riporta pertanto una breve sintesi delle finalità del Piano di assetto idrogeologico (PAI) redatti dall'Autorità di bacino competente nell'area in esame.

Il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico del Bacino Toscana Costa è stato adottato per ciò che concerneva le misure di salvaguardia con delibera G.R. N.831 del 23 luglio 2001;

successivamente la delibera G.R. N.1330 del 20 dicembre 2004 adottava totalmente il PAI che con atto di delibera del Consiglio Regionale N.13 del 25 gennaio 2005 ne approvava i contenuti.

Il Piano di Bacino è strumento finalizzato a garantire il mantenimento e/o il ripristino di condizioni di equilibrio "naturale" e conseguentemente a definire le "condizioni di sicurezza" per la collettività che insiste sul Bacino. Tra i suoi obiettivi l'individuazione delle condizioni di "sostenibilità" in termini di disponibilità di risorse e di prevenzione dei rischi naturali, e la definizione delle azioni necessarie al loro raggiungimento e al loro mantenimento in termini di interventi strutturali (opere necessarie per il superamento delle criticità esistenti e per garantire efficacia al sistema strutturale esistente) e interventi non strutturali (regole d'uso del territorio).

La redazione del PAI regionale si colloca nell'ambito più generale della formazione del PdB; entrambi sono strumenti che dettano norme per un corretto uso del territorio in riferimento alla prevenzione dei rischi e alla disponibilità di risorse naturali.

Per ognuno dei Bacini regionali il PAI contiene:

1. Quadro conoscitivo di ciascun bacino.
2. Descrizione delle problematiche presenti, della loro origine e delle possibili evoluzioni ivi compresa la individuazione delle aree a pericolosità molto elevata e elevata distinte in pericolosità geomorfologica e pericolosità idraulica.
3. Definizione degli obiettivi del Piano stralcio in relazione agli obiettivi generali di Piano di Bacino
4. Indicazione delle strategie d'intervento e dei risultati attesi sia in riferimento alle condizioni che devono essere soddisfatte dal Piano nel suo complesso sia in relazione alle esigenze locali, ivi compreso indicazioni per la verifica e il superamento delle condizioni di criticità.
5. Definizione degli strumenti di Piano e delle procedure di attuazione ivi compreso limiti e condizioni d'uso del territorio in funzione della pericolosità e del rischio.
6. Valutazione ex-ante (verifica economico-finanziaria e di fattibilità organizzativa e procedurale) e criteri di monitoraggio.

Attraverso le Norme tecniche di Attuazione le strategie d'intervento del Piano vengono tradotte in regole operative per l'adeguamento dei diversi strumenti di pianificazione territoriale. Le norme contengono in particolare:

- vincoli per l'utilizzazione delle aree classificate a pericolosità elevata e molto elevata sia in relazione alla previsione di nuove destinazioni che in relazione ad interventi sull'edificato esistente;
- direttive per un corretto uso del territorio in funzione delle caratteristiche di "propensione al dissesto" ovvero di prevenzione della formazione di criticità e di mantenimento di "equilibri" in relazione alle caratteristiche geomorfologiche, idrauliche e idrogeologiche del territorio;
- procedure di modifica e adeguamento degli strumenti di pianificazione a scala regionale, provinciale e comunale.

4.5 **Strumenti di pianificazione territoriale**

Di seguito vengono indicati i principali strumenti di pianificazione presenti sul territorio, a scala regionale, necessari al fine di verificare la compatibilità degli interventi previsti con le prescrizioni da essi dettate, con riferimento alle province ed alle regioni in cui ricadono gli attraversamenti principali oggetto di studio.

Il **Piano di Indirizzo Territoriale (P.I.T.)** è l'atto di programmazione con il quale la Regione Toscana, in attuazione alla L.R. 16 gennaio 1995, n. 5 "Norme per il governo del territorio" ed in conformità con le indicazioni del programma regionale di sviluppo, stabilisce gli orientamenti per la pianificazione degli enti locali e definisce gli obiettivi operativi della propria politica territoriale.

Il Consiglio Regionale ha approvato il P.I.T. con Deliberazione n. 12 del 25 gennaio 2000, apportando precisazioni, modifiche ed integrazioni alla normativa del documento proposto dalla Giunta.

Con l'entrata in vigore della Legge Regionale del 3 gennaio 2005 n. 1, "Norme per il governo del territorio", è stato necessario adeguare il P.I.T. ai nuovi contenuti della legge. Di conseguenza, il nuovo P.I.T. è stato approvato dal Consiglio regionale il 24 luglio 2007 con delibera n. 72 e pubblicato sul BURT del 17 ottobre 2007 n. 42.

Il nuovo Piano si propone di essere non un semplice aggiornamento di quello precedente, ma un suo ripensamento complessivo, in qualche misura una nuova formulazione con obiettivi, strumenti e metodi diversi. Il P.I.T. aggiorna la classificazione dei corsi d'acqua. Nel dettaglio, per quanto di interesse all'art. 36 (statuto del territorio toscano – misure generali di salvaguardia, comma 3) si dice che: "*Gli strumenti della pianificazione territoriale e gli atti di governo del territorio a far data dalla pubblicazione sul BURT*

dell'avviso di adozione del piano, non devono prevedere nuove edificazioni, manufatti di qualsiasi natura o trasformazioni morfologiche negli alvei, nelle golene, sugli argini e nelle aree comprendenti le due fasce della larghezza di 10 m dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dei corsi d'acqua principali ai fini del corretto assetto idraulico individuati nel Quadro conoscitivo del presente piano come aggiornato dai piani di bacino vigenti e fermo restando il rispetto delle disposizioni in essi contenute". La prescrizione di cui al comma 3 non si riferisce alle opere idrauliche, alle opere di attraversamento del corso d'acqua, agli interventi trasversali di captazione e restituzione delle acque, nonché agli adeguamenti di infrastrutture esistenti senza avanzamento verso il corso d'acqua, a condizione che si attuino le precauzioni necessarie per la riduzione del rischio idraulico relativamente alla natura dell'intervento ed al contesto territoriale e si consenta comunque il miglioramento dell'accessibilità al corso d'acqua stesso. Sono fatte salve dalla prescrizione di cui al comma 3 le opere infrastrutturali che non prevedano l'attraversamento del corso d'acqua e che soddisfino le seguenti condizioni:

- a. non siano diversamente localizzabili;
- b. non interferiscano con esigenze di regimazione idraulica, di ampliamento e di manutenzione del corso d'acqua;
- c. non costituiscano ostacolo al deflusso delle acque in caso di esondazione per tempi di ritorno duecentennali;
- d. non siano in contrasto con le disposizioni di cui all'articolo 96 del regio decreto 523/1904.

Il **Piano di Tutela delle Acque** è lo strumento tecnico e programmatico attraverso cui realizzare gli obiettivi di tutela quali-quantitativa previsti dall'art. 121 del D.Lgs. 152/06. Costituisce uno specifico piano di settore ed è articolato secondo i contenuti elencati nel succitato articolo, nonché secondo le specifiche indicate nella parte B dell'Allegato 4 alla parte terza del D.Lgs. medesimo. Il piano consente alla regione di classificare le acque superficiali e sotterranee e fissa gli obiettivi e le misure di intervento per la riqualificazione delle acque superficiali e sotterranee classificate.

Il Consiglio Regionale della Toscana ha approvato il Piano di Tutela delle acque con Deliberazione n. 6 del 25 gennaio 2005. Il Piano di Tutela delle acque della regione Toscana è articolato in più Piani, uno per ogni bacino idrografico ricadenti nel territorio di competenza della regione stessa. Il Piano di Tutela di riferimento, per il progetto in esame, è quello denominato Bacino Toscana Costa.

4.6 Consorzio di bonifica

I consorzi di bonifica interessati dall'intervento in esame sono, come visto, il Consorzio di Colline Livornesi, competente sul Fosso Vallin delle Conche e sul Fosso Vallin del Castano, e il Consorzio di bonifica Alta Maremma, competente sul tutti gli altri corsi d'acqua consortili.

Nella progettazione si rispettano 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:

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

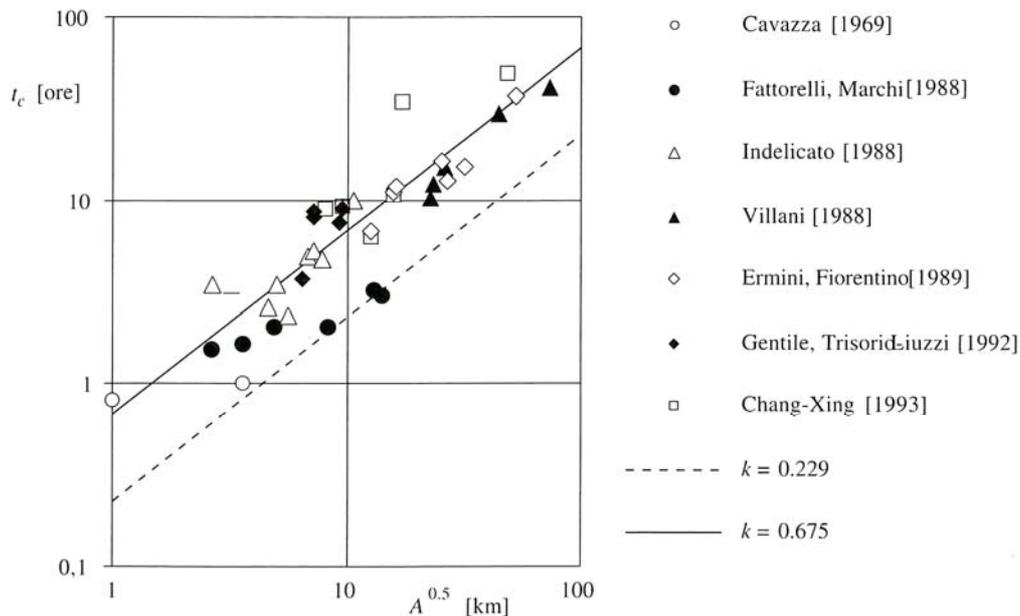
in cui t_c è espresso in ore, A in km^2 , L è la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua, a partire dallo spartiacque, espressa in km, e H_m è l'altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, espressa in m s.l.m. Tuttavia questa formula non è applicabile ai bacini di interesse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

Una formula pratica la cui applicazione risulta molto interessante, e che è stata utilizzata anche nel presente studio, è quella proposta da Vito Ferro (*La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, 2006) nella quale il tempo di corrivazione è funzione solamente della superficie del bacino:

$$t_c = k \cdot \sqrt{A} \quad (5.2)$$

La formula è stata validata su un numero sufficiente grande di bacini di superficie variabile tra 1 e 5500 km^2 , ed è funzione di un fattore k (compreso tra 0.19 e 0.29) che tiene conto delle velocità di trasferimento dell'onda di piena. Assumendo per k un valore 0.229, corrispondente ad un valore di velocità pari a 1.25 m/s (valore ritenuto usuale per le velocità), dalla Figura 5.1 si evince una sottostima dei valori del tempo di corrivazione; al complesso delle misure sperimentali può essere, invece, adatta la relazione assumendo per il parametro k un valore pari a 0.675.

Figura 5.1: Confronto tra la formula di Vito Ferro e i dati sperimentali



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 ritenuta 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:

$$\phi = \frac{\sum S_i \cdot \phi_i}{S_{tot}} \quad (5.3)$$

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.

Per molti dei corsi d'acqua di Tabella 2.1 l'Autorità di Bacino competente (AdB Toscana Costa) fornisce la perimetrazione ufficiale dei bacini idrografici chiusi alla foce e il corrispondente valore della superficie. Tali bacini risultano però chiusi alla foce, pertanto in questa sede è stato necessario ritracciare i bacini idrografici di interesse ponendo la sezione di chiusura in corrispondenza del manufatto di attraversamento autostradale. Tuttavia, trattandosi comunque di dati ufficiali, la perimetrazione dei bacini effettuata dall'AdB è stata assunta come base per le nuove elaborazioni grafiche.

Successivamente sono state calcolate le caratteristiche geomorfologiche descritte; i dati calcolati sono riportati in Tabella 5.1.

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

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	S [kmq]	tc [ore]	ϕ
Fosso Vallin delle Conche	L2P1 0+200.00	M	0.51	0.48	0.30
Fosso Vallin del Castano	L2P1 1+175.72	M	0.59	0.52	0.30
Torrente Acquerta	L2P1 1+884.68	P	13.29	2.46	-
Fiume Cecina	L2P1 2+577.48	P	883.13	20.06	-
Fosso il Gorile	L2P1 2+857.95	P	0.88	0.63	0.30
Fosso della Vallescaia	L2P1 5+749.74	M	0.72	0.57	0.29
Fosso del Paratino	L2P1 6+193.62	M	0.30	0.37	0.30
Fosso le Basse	L2P1 6+798.50	P	4.56	1.44	0.28
Fosso Aione	L2P1 7+763.78	M	0.55	0.50	0.30
Fosso delle Tane	L2P1 8+396.69	P	9.39	2.07	0.28
Fosso della Madonna	L2P1 9+107.50	P	13.89	2.52	-
Fosso senza nome "A"	L2P1 9+898.75	P	0.73	0.57	0.30
Fosso dei Trogoli	L2P1 10+566.15	P	3.87	1.33	0.30
Fosso del Bottico	L2P1 11+504.24	P	1.87	0.92	0.30
Fosso dei Sorbizi	L2P1 12+175.05	P	18.20	2.88	-
Fosso del Livrone	L2P1 12+682.93	P	7.36	1.83	0.27
Fosso Camilla	L2P1 13+488.72	P	18.78	2.93	-
Fosso senza nome "B"	L2P1 15+447.38	S	0.81	0.61	0.30
Fosso senza nome "C"	L2P1 15+708.55	S	0.88	0.63	0.30
Fosso di Bucone	L2P1 16+958.03	S	3.79	1.31	0.27
Fosso di Bolgheri	L2P1 17+738.58	P	45.27	4.54	-

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	S [kmq]	tc [ore]	ϕ
Fossetto Sughericcio	L2P1 18+275.24	S	0.89	0.64	0.30
Fosso dei Daini	L2P1 18+454.01	S	2.25	1.01	0.30
Fosso ai Molini	L2P1 19+411.82	P	12.54	2.39	-
Fosso della Carestia	L2P1 22+199.00	P	9.89	2.12	0.25
Fosso dell'Acqua Calda	L2P1 22+809.50	P	4.33	1.41	0.23
Fosso della Casa Rossa	L2P1 23+849.97	S	2.34	1.03	0.25
Broto ai Fichi	L2P1 25+693.32	M	3.23	1.21	0.25
Fosso delle Rozze	L2P2 0+388.94	P	19.86	3.01	-
Fosso del Renaione	L2P3 0+001.58	P	1.34	0.78	0.37
Fosso Val Di Gori	L2P3 0+216.67	P	3.20	1.21	0.30
Broto Bufalone	L2P3 1+255.34	P	4.83	1.48	0.24
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	P	16.75	2.76	-
Aff 1 Fossa Calda	L2P3 6+736.12	S	2.67	1.10	0.32
Aff 2 Fossa Calda	L2P3 7+101.15	S	2.08	0.97	0.33
Fossa Calda	L2P3 7+851.38	P	3.78	1.31	0.32
Fosso Verrocchio	L2P3 9+008.37	P	3.00	1.17	0.36
Fosso Corniaccia Nord	L2P3 9+884.84	P	7.40	1.84	0.35
Fiume Cornia	L2P3 10+649.20	P	354.25	12.70	-
Fosso degli Affitti	L2P3 11+303.92	S	1.03	0.69	0.30
Fosso del Diavolo	L2P3 11+416.62	P	10.81	2.22	0.30
Fosso Acqua Viva	L2P3 14+096.61	P	6.43	1.71	0.30
Aff. Canale Allacciante Cervia	L2P3 15+256.60	S	0.54	0.50	0.30
Fosso Botrangolo	L2P3 15+585.24	P	4.19	1.38	0.30
Fossaccia	L2P3 15+813.62	P	0.81	0.61	0.30
Il Fossetto	L2P3 16+861.29	S	0.56	0.50	0.30
Fosso Corniaccia Sud	L2P3 16+983.70	P	34.11	3.94	-
Fosso senza nome "D"	L2P3 18+566.41	P	0.32	0.38	0.30
Fosso Pazzino	L2P3 18+895.39	S	0.04	0.13	0.30
Fosso della Valnera	L2P3 19+281.91	P	4.40	1.42	0.27
Fosso di Vignale	L2P3 19+891.20	S	0.79	0.60	0.27
Fosso San Pietro	L2P3 20+419.61	S	1.34	0.78	0.21
Fosso di Val Maggiore	L2P3 22+112.61	P	6.48	1.72	0.23
Fosso senza nome "E"	L2P3 22+888.87	M	0.17	0.28	0.30
Fosso Dell'Olmo	L2P3 23+633.81	S	1.21	0.74	0.20
Fosso senza nome "F"	L2P3 24+086.88	M	0.20	0.30	0.20
Fosso Val Querceta	L2P4 0+435.94	M	0.30	0.37	0.20
Fosso Petraia	L2P4 1+543.23	S	7.49	1.85	0.20
Fosso Val D'Ala	L2P4 2+381.91	M	0.25	0.34	0.20
Fosso del Martellino	L2P4 2+790.75	S	0.41	0.43	0.20
Fosso del Vado Coperto	L2P5 0+652.94	S	3.46	1.26	0.20
Fosso senza nome "G"	L2P5 1+571.80	S	1.04	0.71	0.20
Fosso senza nome "H"	L2P5 2+087.61	S	0.59	0.52	0.25
Fosso senza nome "I"	L2P5 3+038.02	S	2.93	1.16	0.23
Fosso senza nome "L"	L2P5 3+473.85	S	1.74	0.89	0.26
Fiume Pecora	L2P5 3+666.10	P	123.22	7.49	-
Fosso senza nome "M"	L2P5 5+127.45	M	0.85	0.62	0.30

5.2 Le precipitazioni intense

Per stimare le portate di piena defluenti nei corsi d'acqua, in mancanza di osservazioni dirette di valori di portata, vengono utilizzati modelli di trasformazione afflussi-deflussi che

a partire da precipitazioni puntuali note forniscono il corrispondente andamento nel tempo delle portate. L'applicazione di tali modelli necessita quindi della conoscenza del regime delle precipitazioni di forte intensità nel territorio di interesse. Come è noto tale regime si sintetizza nelle cosiddette Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP).

L'Autorità di bacino Toscana Costa non fornisce alcuna metodologia specifica per la determinazione delle LSPP, pertanto in questa sede la stima dei parametri delle LSPP verrà effettuata applicando le metodologie riportate nella letteratura specialistica.

Di seguito viene quindi brevemente riportata la metodologia generalmente utilizzata per la definizione delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP), per il tempo di ritorno di riferimento ($T=200$ anni) e le modalità per il ragguglio all'area di tali valori.

5.2.1 Metodologia per la definizione delle LSPP

Le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP), come noto, esprimono il legame esistente tra l'altezza di pioggia h e la sua durata d , per assegnato tempo di ritorno T , secondo la relazione:

$$h = a_T \cdot d^n \quad (5.4)$$

dove a_T ed n sono parametri che vengono stimati a partire dalle elaborazioni di serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata assegnata.

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

Il primo passo per la determinazione delle LSPP consiste quindi nell'estrarre dalle serie storiche disponibili le massime altezze annue di pioggia di assegnata durata, in particolare le durate 1, 3, 6, 12, 24 ore in quanto dell'ordine del tempo critico dei bacini.

Per ogni attraversamento si dovranno quindi preventivamente individuare le stazioni pluviografiche ricadenti all'interno dell'area in esame, o adiacenti ad essa, fornite di pluviografo registratore, in funzione per un numero di anni significativo (in linea di massima maggiore di 20 anni), in grado di fornire dati di pioggia relativi alle precipitazioni di assegnata durata, nonché quelli relativi agli eventi estremi (piogge intense con durata inferiore a 60 minuti).

Le serie dei massimi annuali in assegnata durata così ottenute si possono considerare come campioni di dimensione N (con N pari al numero di anni di osservazione) di una variabile casuale e pertanto, attraverso le tecniche delle inferenze statistiche, si può

ricercare la funzione di probabilità più adatta ad interpretarli e stimarne i parametri. Nel caso in esame è stato utilizzato il modello MG-piogge descritto al paragrafo seguente.

Per il calcolo dei coefficienti a_T e n si utilizzerà quindi la seguente procedura:

1. *Calcolo delle statistiche della serie storica:*

Vengono calcolate la media (μ_d) e lo scarto quadratico medio (σ_d) della serie storica, per ogni durata di pioggia, e il valore medio del coefficiente di variazione CV sulle diverse durate di pioggia;

2. *Determinazione dei parametri della curva di possibilità climatica "media" (a_μ e n):*

Come visto, la curva di possibilità climatica lega l'altezza h , la durata d della pioggia e il tempo di ritorno T tramite l'espressione (5.4) valida anche per la LSPP "media":

$$\mu(h) = a_\mu \cdot d^n \quad (5.5)$$

o equivalentemente:

$$\log \mu = \log a_\mu + n \cdot \log d \quad (5.6)$$

Considerando quindi le 5 coppie di valori $[d, h_d]$ per $d = 1, 3, 6, 12, 24$ ore si calcolano le corrispondenti coppie $[\log d, \log \mu]$ e con il metodo dei minimi quadrati si individua la retta interpolante i punti sperimentali; tale retta ha per coefficiente angolare il parametro n e ordinata all'origine $\log a_\mu$, da cui si ricava il valore del parametro a_μ .

3. *Determinazione dei parametri della LSPP per il tempo di ritorno di riferimento ($T=200$ anni) con il modello MG-piogge:*

Il modello MG-piogge, descritto al paragrafo seguente, fornisce la formulazione del fattore di crescita $K(T)$ che permette di passare dalla LSPP "media" a quella relativa al tempo di ritorno d'interesse. Noto il valore del fattore di crescita per $T=200$ anni, calcolato con la (5.7), il corrispondente valore di a_T si ricava semplicemente dalla (5.8).

$$K(T) = 1 + (1.25 + 0.76 \cdot \ln T) \cdot CV_{medio}^{1.41} \quad (5.7)$$

$$a_T = a_\mu \cdot K(T) \quad (5.8)$$

Il parametro n resta invece invariante.

La tabella seguente riporta per le diverse stazioni pluviometriche considerate il bacino idrografico di appartenenza (a grande scala), la quota sul livello del mare cui è situato lo strumento, la numerosità del campione N e i valori dei parametri delle LSPP calcolati con la metodologia descritta per $T=200$ anni.

Tabella 5.2: Parametri delle LSPP per $T=200$ anni

Codice	Nome	Bacino	Quota	N	a - 200	n - 200
1420	S. Gimignano	Arno (Elsa)	374	56	53.97	0.264
1660	Volterra	Arno (Era)	476	68	81.38	0.258
1680	La Maddonna	Arno (Era)	607	20	54.80	0.255
1990	Casacce	Fine	50	41	77.17	0.259
2050	Vada	Minori Fine-Cecina	1	59	115.76	0.248
2070	Gerfalco	Cecina	732	13	59.30	0.336
2080	Anqua	Cecina	495	23	82.87	0.308
2110	Larderello	Cecina	400	64	68.83	0.282
2150	Ponteginori	Cecina	66	50	82.67	0.277
2160	Libbiano	Cecina	476	14	61.63	0.289
2170	Canneto	Cecina	293	24	58.06	0.322
2180	Sassa	Cecina	366	11	98.02	0.267
2200	Mocao	Cecina	197	26	60.06	0.255
2210	Miemo	Cecina	421	28	77.93	0.293
2260	Castelluccio	Minori Cecina-Cornia	108	34	125.34	0.284
2265	Renaione	Minori Cecina-Cornia	3	19	85.78	0.253
2270	Castagneto Carducci	Minori Cecina-Cornia	194	24	75.11	0.273
2278	Donoratico	Minori Cecina-Cornia	65	16	60.27	0.339
2280	Porcareccia	Minori Cecina-Cornia	14	22	74.32	0.260
2290	S. Carlo Solvay	Minori Cecina-Cornia	350	43	92.25	0.287
2320	Gorgo Leccia	Cornia	640	12	114.39	0.249
2330	Serrazzano Paese	Cecina	528	18	66.92	0.297
2350	Lago	Cornia	204	18	93.43	0.218
2370	Monterotondo	Cornia	515	32	88.69	0.283
2390	Molino del Balzone	Cornia	80	23	65.17	0.278
2400	S. Costanza	Cornia	470	20	63.94	0.342
2410	Suvereto	Cornia	112	50	86.58	0.256
2430	Venturina	Cornia	7	26	67.86	0.228
2460	Follonica	Minori Cornia-Pecora	5	34	87.14	0.232
2470	Massa Marittima (Azienda)	Pecora	371	23	69.09	0.322
2480	Montebamboli	Pecora	160	26	84.89	0.269
2490	Montioni	Pecora	167	12	52.92	0.308
2720	Chiusdino	Ombrone	564	47	66.58	0.337
2740	Cotorniano (Fattoria)	Ombrone	530	21	89.62	0.299

5.2.2 Il modello MG-pioggie

L'analisi di un grande numero di serie storiche dei valori massimi annuali delle portate di piena registrati in diversi paesi del mondo ha consentito di elaborare una espressione per la funzione di probabilità di tale variabile valida per elevati valori del tempo di ritorno T , espressione che si ritiene applicabile a qualsiasi corso d'acqua indipendentemente dalle caratteristiche climatiche e geomorfologiche della regione di appartenenza. E' stato provato che tale funzione, a cui è stato dato il nome di distribuzione MG (vedi paragrafo 5.3.2), consente di ottenere stime mediamente migliori di quelle dei modelli di uso corrente (Gumbel, Log normale, GEV, etc.).

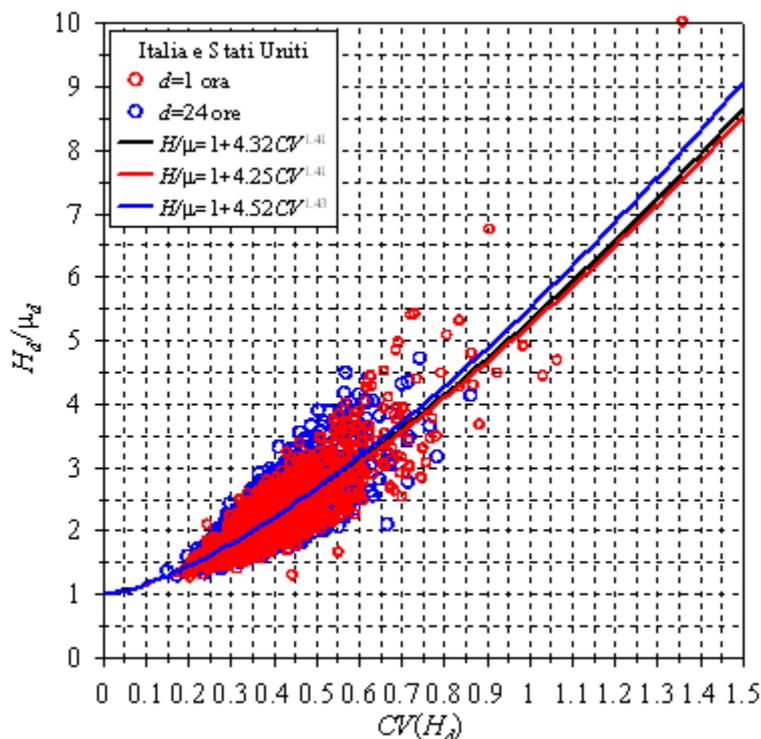
Gli interessanti risultati ottenuti nello studio di queste funzioni di probabilità, hanno indotto gli autori a svolgere una analoga ricerca per le piogge di breve durata e forte intensità. A questo fine è stata svolta una indagine preliminare per individuare le stazioni pluviografiche ubicate su corsi d'acqua appartenenti anche a paesi non italiani, caratterizzati dall'avere serie storiche sufficientemente lunghe delle variabili di interesse. Sono state così acquisite circa 10'000 serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione delle durate di 1 e 24 ore, situate nel territorio degli Stati d'Uniti d'America ed in Italia. La numerosità media del campione raccolto è pari a circa 60 anni. Seguendo la stessa metodologia che ha condotto alla costruzione della distribuzione MG per le portate di piena, si sono innanzitutto estratti per tutte le serie dei massimi annuali delle altezze di precipitazione delle durate di 1 e 24 ore il valore massimo \hat{H}_d delle serie H_d ; si è quindi passati a studiare la dispersione dei valori della variabile ridotta $H_d/\mu(d)$ (con μ_d pari alla media della distribuzione) in funzione del coefficiente di variazione $CV_d = \sigma(d)/h(d)$ delle serie, ottenendo la seguente espressione della curva interpolare (individuata con il metodo dei minimi quadrati) per l'insieme delle stazioni considerate nell'analisi:

$$\frac{H_d}{\mu_d} = 1 + 4,32CV_d^{1,41} \quad (5.9)$$

Durante la fase di acquisizione del campione di dati è stata verificata l'indipendenza, per ciascuna serie, degli eventi relativi ai massimi valori \hat{H}_d delle durate di 1 e 24 ore.

In Figura 5.2 sono riportati i valori sperimentali di \hat{H}_d/μ_d nel piano $(CV(H_d), H_d/\mu_d)$ e le funzioni interpolanti per Italia e Stati Uniti.

Figura 5.2: Dispersione dei valori \hat{H}_d/μ_d nel piano $(CV(H_d), H_d/\mu_d)$ e funzioni interpolanti (Italia e USA)



Per verificare l'indipendenza dell'espressione (5.5) dalle serie storiche utilizzate in fase di taratura e quindi dalle regioni di appartenenza dei corsi d'acqua, è stata ripetuta la procedura di calibrazione su sottocampioni casuali della variabile \hat{H}_d , ciascuno costituito da 300 valori, ottenendo curve interpolari sempre molto simili a quella ottenuta dal campione completo. Alle stesse conclusioni si è giunti anche vincolando in fase di estrazione la regione territoriale di appartenenza.

Inoltre l'indipendenza delle valutazioni effettuate dalla durata della precipitazione considerata è visibile dalla stessa Figura 5.2, in cui le funzioni interpolari ottenute dal campione completo e dai campioni relativi alle durate di 1 e 24 ore risultano in ottimo accordo tra loro nell'usuale campo di variazione dei valori di CV.

Si è potuto controllare che i punti appartenenti a tale curva hanno un tempo di ritorno di circa 60 anni. Si è quindi ipotizzato che la funzione di probabilità della variabile in questione abbia la stessa espressione analitica della (5.5) nella quale al posto della costante 4.32 va posto un coefficiente α funzione del tempo di ritorno, la cui espressione può essere individuata attraverso l'analisi della frequenza della variabile normalizzata:

$$y = \frac{H_d / \mu_d - 1}{CV_d^{1,41}} \quad (5.10)$$

Svolta tale analisi (Fig. 2) si è ricavata la seguente espressione di y(T):

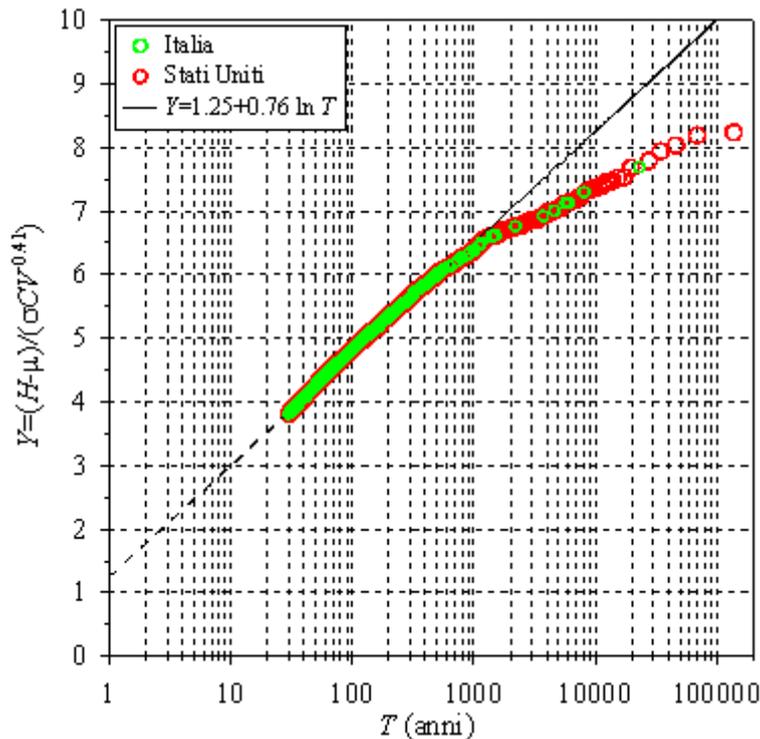
$$y = 1.25 + 0.76 \cdot \ln(T) \quad (5.11)$$

e da questa, la funzione di probabilità MG valida per i massimi annuali delle altezze di precipitazione di durate comprese tra 1 e 24 ore:

$$\frac{H_d}{\mu_d} = 1 + (1,25 + 0,76 \ln T) CV_d^{1,41} \quad (5.12)$$

valida per T > 30 anni.

Figura 5.3: Distribuzione di frequenza della variabile adimensionale Y



Come può vedersi dalla Figura 5.3, la (5.12) sino a valori di T=2000 anni è in ottimo accordo con i dati osservati della variabile adimensionale Y, in corrispondenza del quale assume il valore di 6,7. Il massimo valore osservato in tutte le serie storiche considerate per la variabile Y è pari a 8,2.

5.2.3 Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica a scala di bacino

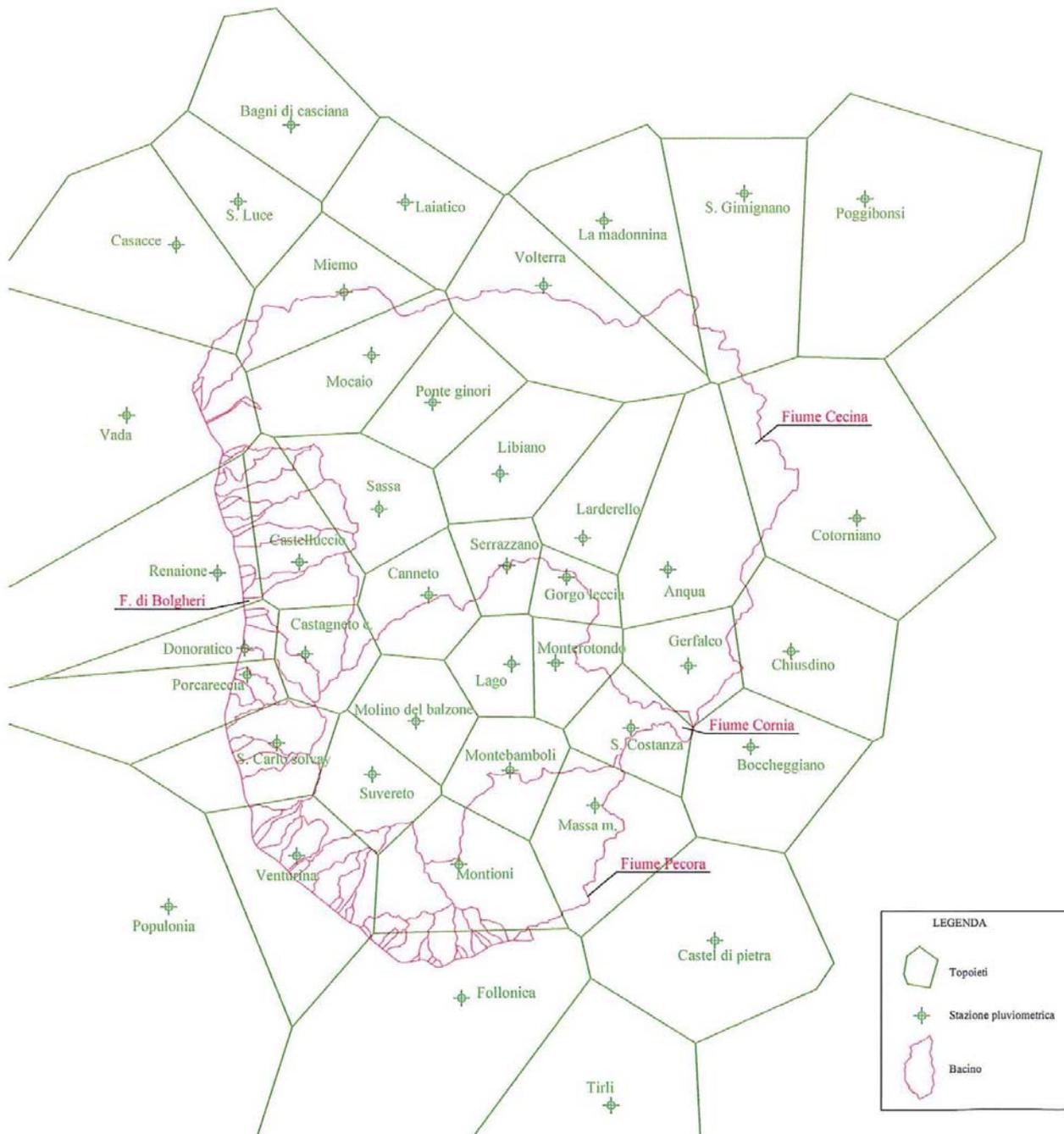
Le misure di precipitazione utilizzate per la determinazione delle LSPP si riferiscono al punto in cui è situato lo strumento, pertanto anche i valori di a ed n ricavati nei paragrafi precedenti hanno significato puntuale.

La pioggia di progetto, da introdurre nei modelli di trasformazione afflussi-deflussi per il calcolo delle portate, deve essere per contro riferibile all'intero bacino idrografico.

Ciò si ottiene mediante un'operazione di media pesate sulle aree di influenza di ciascun pluviometro, assumendo che ogni stazione pluviometrica sia rappresentativa del regime pluviometrico di una porzione di superficie circostante la stazione, che è sempre la stessa, quale che sia l'intervallo di tempo che si considera, e che non sempre ricade per intero nel bacino idrografico considerato. Queste aree di influenza vengono in genere calcolate con il metodo dei *poligoni di Thiessen* o *topoiet*.

Il metodo consiste nell'unire con segmenti tutte le stazioni tra loro contigue situate all'interno del bacino o nelle sue vicinanze, così da ottenere un reticolo a maglie triangolari, e nel tracciare poi le mediane ad ogni lato dei triangoli così individuati; le perpendicolari formano poligoni irregolari di cui le stazioni stanno approssimativamente al centro. Nel caso in esame per il tracciamento dei topoiet è stata utilizzata la "Spatial Analyst" del programma ArcView: i risultati ottenuti sono riportati in Figura 5.4.

Figura 5.4: Poligoni di Thiessen (topoiet) *(topoiet)*



Note le aree di influenza delle diverse stazioni pluviometriche considerate, e noti per ciascuna sezione di chiusura di interesse i pluviometri la cui area di influenza ricade tutta

o in parte all'interno del relativo bacino, il ragguglio all'area delle precipitazioni si effettua attraverso il calcolo della media pesata dei parametri a ed n delle LSPP.

Detta A_{ij} l'area di influenza dell' i -esima stazione di misura in funzione del bacino idrografico chiuso alla j -esima sezione, il suo peso p_{ij} viene calcolato mediante la formula:

$$p_{ij} = \frac{A_{ij}}{\sum_i A_{ij}} \quad (5.13)$$

I nuovi valori dei parametri a ed n pesati delle LSPP vengono calcolati, per le diverse sezioni di chiusura, mediante la formula:

$$a = \sum_i a_i \cdot p_{ij} \quad (5.14)$$

$$n = \sum_i n_i \cdot p_{ij} \quad (5.15)$$

dove il pedice i indica l' i -esima stazione di misura di cui le grandezze n_i (a_i) e p_i rappresentano rispettivamente i parametri delle LSPP e il peso.

La tabella seguente riporta per i corsi d'acqua di interesse i corrispondenti valori dei parametri delle LSPP due centennali raggugliati all'area con la metodologia descritta.

Tabella 5.3: Parametri delle LSPP per il singolo bacino per $T=200$ anni

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	a	n
Fosso Vallin delle Conche	L2P1 0+200.00	M	115.76	0.248
Fosso Vallin del Castano	L2P1 1+175.72	M	115.76	0.248
Torrente Acquerta	L2P1 1+884.68	P	98.65	0.260
Fiume Cecina	L2P1 2+577.48	P	75.66	0.285
Fosso il Gorile	L2P1 2+857.95	P	107.53	0.249
Fosso della Vallescaia	L2P1 5+749.74	M	115.76	0.248
Fosso del Paratino	L2P1 6+193.62	M	115.76	0.248
Fosso le Basse	L2P1 6+798.50	P	105.74	0.266
Fosso Aione	L2P1 7+763.78	M	85.78	0.253
Fosso delle Tane	L2P1 8+396.69	P	111.35	0.274
Fosso della Madonna	L2P1 9+107.50	P	111.28	0.275
Fosso senza nome "A"	L2P1 9+898.75	P	85.78	0.253
Fosso dei Trogoli	L2P1 10+566.15	P	99.48	0.264
Fosso del Bottico	L2P1 11+504.24	P	92.55	0.258
Fosso dei Sorbizi	L2P1 12+175.05	P	112.88	0.276
Fosso del Livrone	L2P1 12+682.93	P	116.05	0.277
Fosso Camilla	L2P1 13+488.72	P	117.91	0.279
Fosso senza nome "B"	L2P1 15+447.38	S	85.78	0.253
Fosso senza nome "C"	L2P1 15+708.55	S	85.78	0.253
Fosso di Bucone	L2P1 16+958.03	S	110.20	0.272
Fosso di Bolgheri	L2P1 17+738.58	P	96.07	0.281
Fossetto Sughericcio	L2P1 18+275.24	S	60.27	0.339
Fosso dei Daini	L2P1 18+454.01	S	60.27	0.339
Fosso ai Molini	L2P1 19+411.82	P	69.72	0.297

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	a	n
Fosso della Carestia	L2P1 22+199.00	P	73.81	0.278
Fosso dell'Acqua Calda	L2P1 22+809.50	P	74.32	0.260
Fosso della Casa Rossa	L2P1 23+849.97	S	74.32	0.260
Broto ai Fichi	L2P1 25+693.32	M	75.60	0.262
Fosso delle Rozze	L2P2 0+388.94	P	91.85	0.286
Fosso del Renaione	L2P3 0+001.58	P	92.25	0.287
Fosso Val Di Gori	L2P3 0+216.67	P	92.25	0.287
Broto Bufalone	L2P3 1+255.34	P	92.25	0.287
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	P	89.28	0.280
Aff 1 Fossa Calda	L2P3 6+736.12	S	67.86	0.228
Aff 2 Fossa Calda	L2P3 7+101.15	S	67.86	0.228
Fossa Calda	L2P3 7+851.38	P	67.86	0.228
Fosso Verrocchio	L2P3 9+008.37	P	67.86	0.228
Fosso Corniaccia Nord	L2P3 9+884.84	P	67.86	0.228
Fiume Cornia	L2P3 10+649.20	P	78.17	0.275
Fosso degli Affitti	L2P3 11+303.92	S	67.86	0.228
Fosso del Diavolo	L2P3 11+416.62	P	72.49	0.235
Fosso Acqua Viva	L2P3 14+096.61	P	67.86	0.228
Aff. Canale Allacciante Cervia	L2P3 15+256.60	S	67.86	0.228
Fosso Botrangolo	L2P3 15+585.24	P	67.86	0.228
Fossaccia	L2P3 15+813.62	P	67.86	0.228
Il Fossetto	L2P3 16+861.29	S	67.86	0.228
Fosso Corniaccia Sud	L2P3 16+983.70	P	57.83	0.288
Fosso senza nome "D"	L2P3 18+566.41	P	67.86	0.228
Fosso Pazzino	L2P3 18+895.39	S	87.14	0.232
Fosso della Valnera	L2P3 19+281.91	P	61.29	0.282
Fosso di Vignale	L2P3 19+891.20	S	81.58	0.244
Fosso San Pietro	L2P3 20+419.61	S	85.20	0.236
Fosso di Val Maggiore	L2P3 22+112.61	P	73.96	0.261
Fosso senza nome "E"	L2P3 22+888.87	M	87.14	0.232
Fosso Dell'Olmo	L2P3 23+633.81	S	87.14	0.232
Fosso senza nome "F"	L2P3 24+086.88	M	87.14	0.232
Fosso Val Querceta	L2P4 0+435.94	M	87.14	0.232
Fosso Petraia	L2P4 1+543.23	S	74.17	0.261
Fosso Val D'Ala	L2P4 2+381.91	M	87.14	0.232
Fosso del Martellino	L2P4 2+790.75	S	87.14	0.232
Fosso del Vado Coperto	L2P5 0+652.94	S	71.81	0.266
Fosso senza nome "G"	L2P5 1+571.80	S	87.14	0.232
Fosso senza nome "H"	L2P5 2+087.61	S	87.14	0.232
Fosso senza nome "I"	L2P5 3+038.02	S	64.48	0.282
Fosso senza nome "L"	L2P5 3+473.85	S	69.05	0.272
Fiume Pecora	L2P5 3+666.10	P	62.82	0.314
Fosso senza nome "M"	L2P5 5+127.45	M	86.34	0.234

5.2.4 Piogge di durata inferiore all'ora

Nel caso di piccoli bacini, in cui il tempo di corrivazione risulta inferiore all'ora, per il calcolo della portata di piena con modelli afflussi-deflussi è necessario far riferimento agli

eventi meteorici di breve durata, commisurati al tempo di risposta relativamente breve dei bacini.

Pertanto è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura (*Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione*, prof. S. Artina e altri 1997, ed. HOEPLI), estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti r_δ fra le altezze di pioggia di durata δ inferiori all'ora e l'altezza di pioggia oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità del presente studio si è quindi ritenuto legittimo fare riferimento ai dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove, su un campione di 17 anni di osservazioni sono stati calcolati i rapporti r_δ dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata h_δ , rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria h_1 . Per il tempo di ritorno di riferimento si è moltiplicata la precipitazione oraria della stazione di interesse per i coefficienti r_δ riportati in Tabella 5.4:

$$h_\delta = r_\delta \cdot h_1 = r_\delta \cdot (a \cdot 1^n) \quad (5.16)$$

ottenendo le altezze di pioggia nelle stazioni di interesse di assegnato tempo di ritorno per durate comprese fra 1 e 45 minuti.

Tabella 5.4: Tabella del valore del coefficiente r_δ in funzione della durata di pioggia δ

δ	[min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta = h_\delta / h_1$		0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Al fine di assegnare anche alle curve di possibilità pluviometrica ottenute per durate inferiori all'ora la consueta forma monomia $h = at^n$ si possono ricavare i due coefficienti a' e n' mediante la regressione ai minimi quadrati effettuata sulla carta logaritmica (in cui le ascisse sono il logaritmo naturale della durata di pioggia t , e le ordinate sono il logaritmo naturale dell'altezza di pioggia h) vincolando la curva valida per $t < 1$ ora a passare per il valore di altezza di pioggia ottenuto per una durata di pioggia pari ad un'ora.

Il modello afflussi-deflussi utilizzato nel presente studio consente di ricavare la portata di piena in funzione dell'intensità di pioggia i ; essendo l'intensità di pioggia data dal rapporto tra l'altezza di pioggia e la durata dell'evento (assunta, nel metodo razionale, pari al tempo di corrivazione), ed essendo, come mostrato dalla (5.16), $h_{tc} = r_{tc} \cdot h_1 = r_\delta \cdot a$, si ricava che per durate dell'evento inferiori all'ora l'intensità di pioggia è pari a:

$$j = \frac{r_{tc} \cdot a}{t_c} \quad (5.17)$$

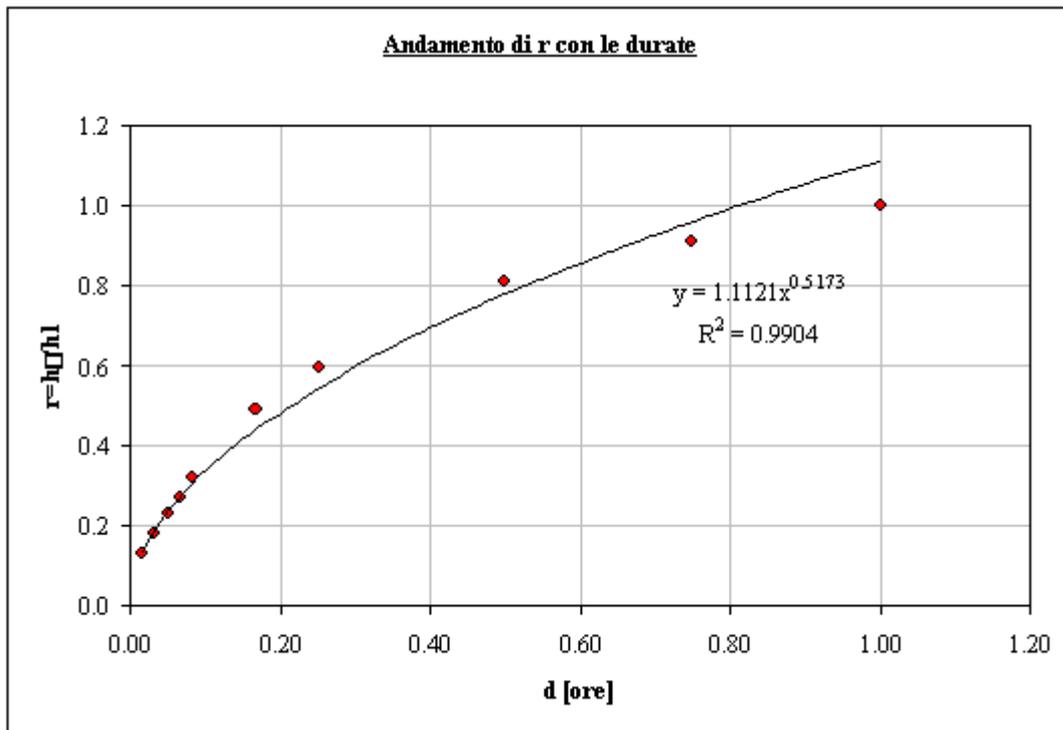
dove a è il parametro delle LSPP precedentemente calcolato, t_c è il tempo di corrivazione del bacino (assunto pari alla durata dell'evento) e r_{tc} è il valore del parametro r_δ calcolato in corrispondenza di un evento di durata pari a t_c .

È stato quindi necessario stimare il valore del parametro r_δ in funzione del tempo di corrivazione attraverso la legge di regressione (5.18).

$$r_{tc} = 1.1121 \cdot t_c^{0.5173} \quad (5.18)$$

La relazione ricavata, come mostrato dall'indice R^2 pari a oltre 0,99, interpreta in modo ottimale i dati di partenza.

Figura 5.5: Andamento del parametro r_δ in funzione del tempo di corrivazione



5.3 Calcolo della portata di riferimento

La stima delle portate di piena in una determinata sezione di un corso d'acqua può essere condotta applicando differenti metodologie a seconda della tipologia e della quantità dei dati idrologici a disposizione.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in questo caso

l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazioni disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti, secondo le seguenti procedure:

- impiego di *modelli di regionalizzazione* del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio omogenea rispetto ai fenomeni di piena ("regione idrologica");
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di *modelli afflussi-deflussi* per la trasformazione in portate.

Il primo metodo consiste nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea. In tal modo si perviene a un campione di dati storici di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle di una singola stazione; sulla base di tale campione si ottiene, mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Il campo di validità dei modelli di regionalizzazione comprende i bacini idrografici di estensione variabile nell'intervallo definito dal valore di superficie minimo e massimo per i quali si dispone di serie storiche sufficientemente estese. Ove disponibili, possono essere utilizzati quindi i risultati derivanti da studi di regionalizzazione, che siano stati predisposti a cura della Regione o dell'Autorità di bacino interessata.

Nei casi in cui non sono disponibili modelli di regionalizzazione applicabili o per i quali l'applicazione può condurre a margini di incertezza elevati è necessario ricorrere all'impiego di modelli di trasformazione afflussi-deflussi.

Per tutti i corsi d'acqua per i quali l'AdB Toscana Costa fornisce un valore ufficiale di portata (calcolata con riferimento a bacini chiusi in corrispondenza con l'A12) si è tenuto conto di tale valore nelle successive fasi di modellazione idraulica, stimando la portata di progetto mediante apposita regressione sui dati ufficiali forniti dall'AdB. Per i corsi d'acqua restanti, per i quali non si disponeva di dati ufficiali di portata, invece, le portate al colmo di piena sono state stimate con metodologie differenti in funzione dell'estensione del bacino idrografico. Per i corsi d'acqua con bacino idrografico chiuso alla sezione di intersezione con l'autostrada avente superficie superiore a 10kmq le portate al colmo di piena sono

state stimate attraverso il modello MG. Per i corsi d'acqua caratterizzati, invece, da bacini idrografici con superficie inferiore a 10 kmq le portate al colmo di piena sono state stimate mediante il modello afflussi-deflussi cinematico (formula razionale), calcolando le piogge con il modello di regionalizzazione MG-piogge descritto al paragrafo precedente, e, a titolo di confronto, anche con il modello di regionalizzazione MG-portate. Recenti studi condotti da Valerio Milano hanno infatti mostrato che il modello AITo, soprattutto per i bacini di limitata estensione, può produrre sovrastime apprezzabili, inoltre lo stesso manuale che accompagna tale modello riferisce che al di sotto dei 10 kmq non si è potuta effettuare alcuna taratura per mancanza di dati e che il esso non è applicabile per bacini di superficie inferiore a 1 kmq.

Inoltre, a titolo di confronto, anche per i corsi d'acqua per i quali si dispone di stime ufficiali dell'AdB, sono state stimate le portate di progetto, in funzione della loro estensione, anche con il metodo MG ed il modello cinematico.

5.3.1 Il modello cinematico

Come detto in precedenza, per i corsi d'acqua con bacino idrografico, chiuso alla sezione di attraversamento autostradale, avente superficie inferiore a 10 kmq, la stima della portata al colmo di piena con tempo di ritorno $T=200$ anni è stata effettuata attraverso la formula razionale:

$$Q(T) = A \cdot \phi \cdot i_c(T) \quad (5.19)$$

dove $Q(T)$, A e $i_c(T)$ indicano rispettivamente la portata al colmo di piena di tempo di ritorno T , l'area del bacino e l'intensità critica della precipitazione relativa al centro di scroscio di durata pari al tempo di corrivazione t_c critico; $\phi = \phi_1 \phi_2 \phi_3$ è il coefficiente d'afflusso, minore di 1, che tiene conto delle perdite per infiltrazione (ϕ_1), del ragguglio delle piogge all'area (ϕ_2) e dell'effetto di laminazione del bacino (ϕ_3), calcolato come visto al paragrafo 5.1.

La formula razionale può essere giustificata concettualmente assumendo uniforme nello spazio e nel tempo l'intensità di precipitazione e schematizzando il fenomeno di trasformazione afflussi–deflussi con un particolare modello cinematico.

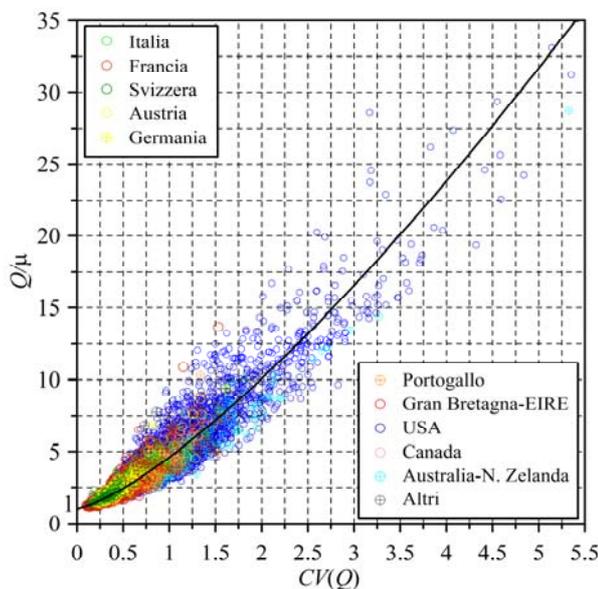
5.3.2 Modello di regionalizzazione MG

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 quadri.

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 5.6: Dispersione dei valori Q_{max}/μ nel piano (CV, Q/μ)



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

$$\frac{Q_{max}}{\mu} = 1 + kCV^{1.33} \quad (5.20)$$

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:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + k(T) \cdot CV^{1.33} \quad (5.21)$$

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

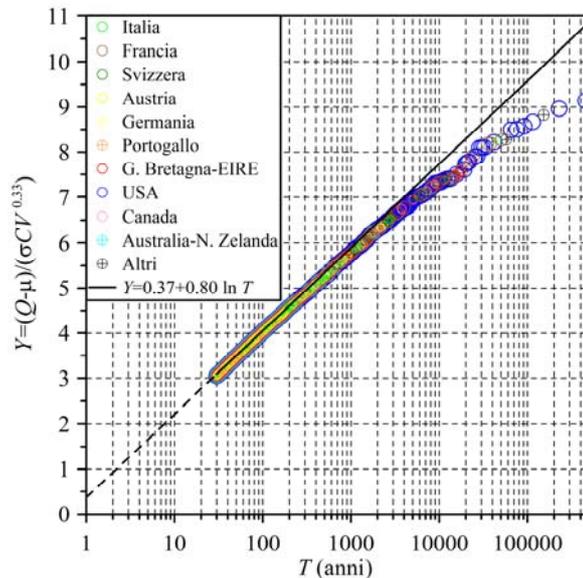
$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}} = \frac{Q - \mu}{\sigma CV^{0.33}} \quad (5.22)$$

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

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + (0.37 + 0.80 \ln T) CV^{1.33} \quad (5.23)$$

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 5.7: 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.

Nel caso in esame, per bacini con superficie inferiore a 10 kmq, la stima di $\mu(Q)$ è stata effettuata attraverso la formula razionale applicata considerando la LSPP "media" del bacino (in particolare il coefficiente a_m), opportunamente pesata con il metodo dei topoieti descritto al paragrafo 5.2.3; pertanto si ottiene la seguente relazione:

$$\mu(Q) = A \cdot \phi \cdot i_{media} = A \cdot \phi \cdot a_{\mu} \cdot t_c^{n-1} \quad (5.24)$$

Il coefficiente di variazione CV valido per il singolo bacino considerato è stato stimato pesando con il metodo dei topoieti già descritto il valore di CV delle singole stazioni pluviometriche considerate. Per i piccoli bacini, per i quali il processo di formazione delle portate a partire dalle precipitazioni è influenzato poco dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino, è infatti lecito attendersi che il valore di CV delle portate sia lo stesso delle precipitazioni che le generano. Ciò è stato rilevato da diversi ricercatori in differenti regioni del pianeta ed è emerso anche nel corso degli studi che hanno portato alla formulazione del modello MG.

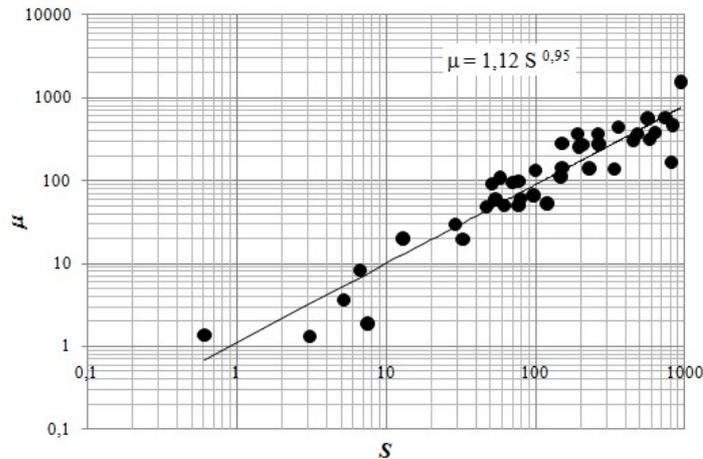
Per bacini con superficie superiore a 10 kmq, invece, la stima di $\mu(Q)$ è stata effettuata impiegando una relazione monomia che esprime il legame che intercorre tra l'area del bacino S e la media $\mu(Q)$ delle portate annue al colmo di piena. Tale relazione è stata tarata sulla base dati utilizzati 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:

$$\mu = \alpha S^{\beta} \quad (5.25)$$

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

La figura seguente mostra la relazione monomia utilizzata.

Figura 5.8: 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:

$$CV = 0,77 - 1,22 \cdot h_m \tag{5.26}$$

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.

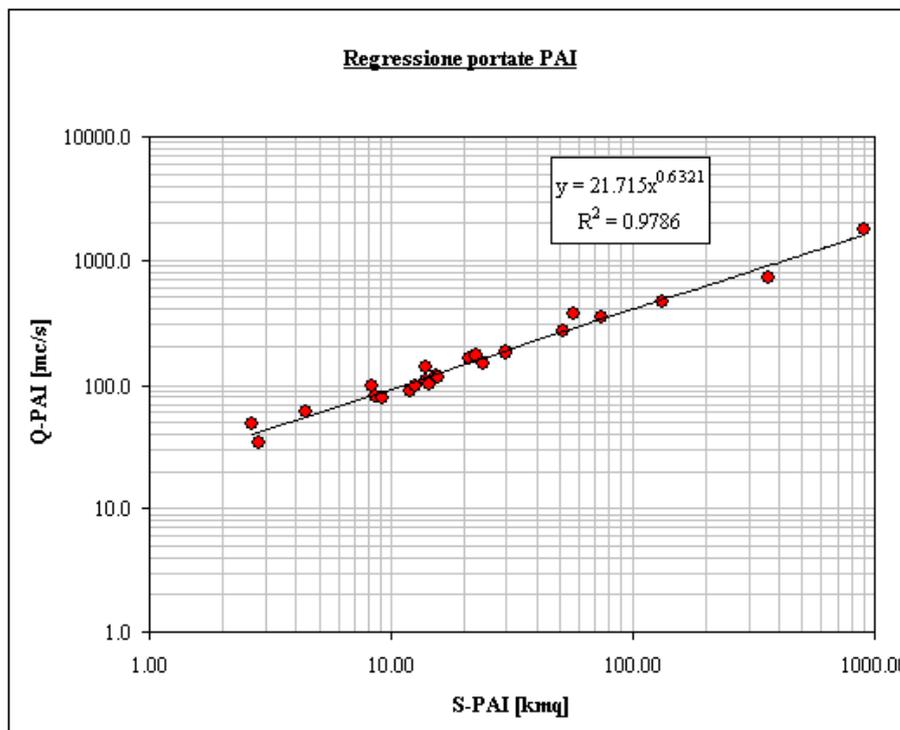
5.3.3 Le portate del Piano di bacino (PAI)

Per alcuni corsi d'acqua l'Autorità di bacino Regionale Toscana Costa, nell'ambito del PAI o di altri studi, fornisce i valori di portata al colmo duecentennale; di questi, alcuni dati di portata sono relativi a bacini idrografici chiusi alla sezione di intersezione del corso d'acqua con l'autostrada A12. Tuttavia in molti casi i valori di portata forniti dall'AdB si riferiscono a bacini idrografici chiusi in sezioni poste a valle della SS1 Aurelia, infatti la superficie PAI risulta maggiore del corrispondente valore determinato in questa sede. Si è

pertanto ricercata una legge di potenza che permettesse, a partire dal dato ufficiale di portata, di ricavare le portate duecentennali nei corsi d'acqua di interesse, nota la superficie del bacino idrografico chiuso in corrispondenza del tracciato autostradale. La migliore interpolazione dei dati PAI è fornita dalla legge di potenza di seguito riportata ($R^2 \approx 0.98$), che mostra un andamento delle portate in funzione dell'area con esponente pari a circa 0,6, valore medio in linea con il comportamento medio sul territorio italiano.

$$Q_{PAI} = 21.715 \cdot S^{0.6321} \quad (5.27)$$

Figura 5.9: Andamento delle portate PAI in funzione della superficie



Per i bacini nei quali il PAI fornisce già i valori di portata come riferimento per la progettazione, attraverso l'esponente sopra ricavato sono state stimate, per ciascun bacino, le portate di piena duecentennale nelle sezioni di interesse a partire dalle stime ufficiali, attraverso la seguente relazione:

$$Q^i = Q_{PAI}^i \cdot \left(\frac{S^i}{S_{PAI}^i} \right)^\beta \quad (5.28)$$

$$\beta = 0.6321$$

5.3.4 Modello di regionalizzazione AITo

Con il modello AITo, impiegato dall'Autorità di Bacino, la stima indiretta della portata di piena di 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 raggugiata alla superficie del bacino, dalla quale viene ricavata l'altezza totale di precipitazione per ciascuna durata prescelta. La portata al colmo di 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 ragguglio 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 i 66 eventi considerati.

L'articolo di Valerio Milano sopra citato mostra che l'applicazione del modello ALTO può condurre a stime poco attendibili, soprattutto per tempi di ritorno elevati e per bacini di piccole dimensioni. Nella documentazione di riferimento del modello è infatti riportato che la base di dati utilizzata per la taratura dello stesso è compresa tra 10 e 4'000 kmq e che in ogni caso il modello non può essere impiegato per bacini inferiori a 1 kmq.

5.3.5 Ulteriori approfondimenti

Dal confronto delle portate ottenute con le diverse metodologie riportate al paragrafo successivo, si riscontra una notevole differenza tra le portate del Piano di Bacino e le portate calcolate con la metodologia MG e la formula razionale. Tale difformità, si traduce in un diverso comportamento di alcuni manufatti al variare della metodologia adottata per il calcolo della portata. Particolarmente rilevante è la differenza di funzionamento idraulico il **Fosso Le Basse** (L2P1 6+798.50) e **Broto ai Marmi** (L2P3 3+412.02). Per tali corsi d'acqua si è quindi ritenuto opportuno effettuare ulteriori approfondimenti riguardanti la stima delle portate di piena. Si è quindi deciso di utilizzare oltre ai metodi precedentemente descritti anche il metodo del Curve Number (CN) del Soil Conservation

Service (SCS) e la stima dei parametri delle LSPP utilizzando la distribuzione di probabilità "G" introdotta da Valerio Milano (*"Sulla regionalizzazione delle piogge di forte intensità in Toscana"*, pubblicato sulla rivista L'acqua n. 1/2010).

Il metodo del CN si basa egualmente sulla formula di corrivazione, ma nel calcolo delle perdite si fa riferimento al parametro CN, indice della capacità del terreno di trattenere l'afflusso meteorico.

Il modello si basa sulla seguente formula per il calcolo della pioggia netta:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

dove P è la pioggia lorda caduta fino all'istante temporale considerato, S è il massimo volume specifico che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione ed I_a è il valore limite di pioggia che il terreno può trattenere senza che si abbia produzione di deflusso. Il parametro I_a può essere stimato attraverso la relazione:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

con S , espresso in millimetri, che viene determinato in base al valore di CN:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Per la definizione del valore di CN sono state utilizzate le tabelle fornite dal SCS, in funzione della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale, del grado di urbanizzazione e delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'evento. Coerentemente con quanto fatto per la stima del coefficiente di afflusso ϕ , si sono considerate le classi già descritte nel paragrafo 5.1 e precisamente:

- classe 1a – Zone urbanizzate (CN=85);
- classe 1b – Zone estrattive, discariche e cantieri (CN=85);
- classe 2a – Seminativi (CN=65);
- classe 2d – Vigneti, frutteti e frutti minori, oliveti (CN=65);
- classe 2e – Prati stabili (CN=65);
- classe 3a – Boschi (CN=60);

- classe 3c – Brughiere e cespuglieti (CN=60);

Sulla base delle linee segnalatrici calcolate nei paragrafi precedenti si è quindi proceduti al calcolo della pioggia lorda e della pioggia netta e di conseguenza al calcolo del nuovo coefficiente di afflusso e della portata di piena. Le portate di piena per T=200 anni calcolate con il metodo del CN sono quindi pari a:

- Fosso Le Basse $Q_{200} = 29.11 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Broto ai Marmi $Q_{200} = 64.26 \text{ m}^3/\text{s}$;

Tali valori sono pienamente concordi con i valori di portata ottenuti utilizzando sia la formula razionale che il modello MG, così come riportato nella tabella seguente:

Tabella 5.5: Confronto tra le portate stimate con il metodo SCS-CN e le portate stimate con la formula razionale e il modello MG

Corso d'acqua	Progressiva	S [kmq]	Q_{CN} [mc/s]	Q_{raz} [mc/s]	Q_{MG} [mc/s]
Fosso Le Basse	L2P1 6+798.50	4.56	29.11	28.35	22.73
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	16.75	64.26	48.00	69.35

Un'ulteriore approfondimento eseguito sui suddetti corsi d'acqua è stato quello di stimare i parametri delle LSPP mediante la distribuzione di probabilità "G" introdotta da Valerio Milano e pubblicata sulla rivista L'Acqua n. 1/2010 con l'articolo *Sulla regionalizzazione delle piogge di forte intensità in Toscana*".

Lo studio effettuato sulle altezze di pioggia in Toscana in funzione del tempo di ritorno, ha confermato che l'elaborazione diretta con metodi statistici delle serie storiche dei massimi valori annuali registrati dalle varie stazioni di misura presenta in genere un grado di incertezza molto elevato per la stima di tali altezze specialmente per i tempi di ritorno superiori al periodo delle osservazioni disponibili ed in molti casi anche per tempi di ritorno minori. Risulta quindi opportuno applicare metodi di regionalizzazione. Tra i diversi metodi le distribuzioni G proposte da Valerio Milano per le diverse durate di pioggia presentano un adattamento molto buono ai campioni presi in considerazione e consentono di stimare con attendibilità le altezze di pioggia delle varie durate con tempi di ritorno compresi tra 2-3 anni e 3000 anni circa.

L'espressione matematica della distribuzione G per le diverse durate è data da:

- $t = 1$ ora $\frac{h - \mu}{\sigma} = 0.352 + 0.575 \cdot \ln T$
- $t = 3$ ore $\frac{h - \mu}{\sigma} = 0.211 + 0.650 \cdot \ln T$
- $t = 6$ ore $\frac{h - \mu}{\sigma} = 0.0027 + 0.724 \cdot \ln T$

dove μ è la media delle altezze di pioggia relativa a ciascuna durata, σ è lo scarto quadratico medio e T è il tempo di ritorno.

Partendo quindi dalle serie storiche dei pluviografi che influiscono sui bacini dei due corsi d'acqua oggetto di approfondimento, mediante le distribuzioni G si sono calcolate, per le diverse durate, le altezze di pioggia corrispondenti. Sono quindi state graficate le trasformate logaritmiche e mediante la regressione lineare si sono stimati, per i diversi pluviografi, i parametri a e n per $T=200$ anni.

Tabella 5.6: Parametri delle LSPP stimati mediante la distribuzione G

Pluviografo	a	n
Vada	81.85	0.51
Renaione	78.85	0.36
Castelluccio	93.63	0.50
San Carlo Solvey	77.48	0.36
Venturina	66.81	0.32

Note quindi le aree di influenza delle diverse stazioni pluviometriche considerate, i parametri a ed n delle LSPP, ragguagliati alle aree dei bacini di interesse, sono stati calcolati mediante la media pesata.

Tabella 5.7: Parametri delle LSPP ragguagliati alle aree di interesse

Corso d'acqua	Progressiva	a	n
Fosso Le Basse	L2P1 6+798.50	85.50	0.43
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	76.17	0.36

Noti quindi i nuovi valori di a e n , sempre mediante il metodo del CN si è ricalcolata la portata di riferimento ottenendo anche in questo caso valori del tutto coerenti con le metodologie classiche descritte nei capitoli precedenti. I nuovi valori di portata stimati sono pari a:

- Fosso Le Basse $Q_{200} = 20.85 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Broto ai Marmi $Q_{200} = 45.18 \text{ m}^3/\text{s}$;

Gli approfondimenti sopra descritti mettono in evidenza la coerenza delle diverse metodologie di stima delle portate utilizzate (razionale, CN, MG) fornendo valori in generale simili tra loro e molto inferiori rispetto alle portate calcolate con la metodologia del Piano di Bacino. Tali valori di portata non sono invece congruenti con quelli calcolati a partire dai valori ufficiali dell'AdB mediante la regressione sulle aree. Alla luce poi di quanto già anticipato all'inizio del presente paragrafo, ovvero che lo studio della morfologia e della topografia del Fosso Le Basse e del Broto ai Marmi mette in disaccordo la portata di piena stimata dall'AdB con le reale capacità di deflusso, si ritiene opportuno considerare, per le successive valutazioni idrauliche i valori di portata calcolati con una delle metodologie sopra esposte non considerando quindi i valori forniti dall'AdB. In particolare per il Fosso Le Basse la portata che verrà considerata è quella stimata con la formula razionale (impiegando il modello MG per la stima del regime pluviometrico), mentre per il Broto ai Marmi la portata al colmo di riferimento è quella stimata attraverso il modello MG-portate.

Tabella 5.8: Portate di progetto T=200 da utilizzarsi nelle verifiche idrauliche

Corso d'acqua	Progressiva	Q ₂₀₀ [mc/s]
Fosso Le Basse	L2P1 6+798.50	29.11
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	69.35

5.3.6 Analisi dei risultati

Come detto in precedenza, per i corsi d'acqua per i quali l'AdB Toscana Costa fornisce un valore ufficiale di portata, calcolata con riferimento a bacini idrografici chiusi in corrispondenza con l'A12, si è considerato tale valore nelle successive fasi di modellazione idraulica. Laddove l'AdB fornisce valori di portata sul medesimo corso d'acqua, ma in sezioni differenti, le portate al colmo per i bacini chiusi all'A12 sono state stimate attraverso una legge di regressione elaborata a partire dai dati ufficiali forniti dall'Autorità di Bacino.

Laddove invece non vengono forniti valori ufficiali, le portate di piena duecentennali sono state calcolate utilizzando metodologie differenti in funzione della superficie del bacino drenato, confrontando criticamente i risultati ottenuti con le metodologie proposte.

In particolare per corsi d'acqua con bacini di estensione inferiore a 10 kmq le portate sono state stimate con il metodo cinematico (impiegando il modello MG per la stima del regime pluviometrico), e, in aggiunta, con il modello di regionalizzazione MG-portate; per i corsi

d'acqua con bacini di estensione superiore a 10 kmq, invece, le portate al colmo sono state stimate attraverso il modello MG-portate.

Nella tabella seguente sono riportate le portate per tempo di ritorno 200 anni stimate attraverso i modelli sopra descritti.

Tabella 5.9: Portate duecentennali per bacini per i quali non sono disponibili dati ufficiali.

Corso d'acqua	Progressiva	Tipo	S [kmq]	Q _{raz} [mc/s]	Q _{MG} [mc/s]
Fosso Vallin delle Conche	L2P1 0+200.00	M	0.51	7.76	6.23
Fosso Vallin del Castano	L2P1 1+175.72	M	0.59	8.74	7.01
Fosso il Gorile	L2P1 15+708.55	S	0.88	8.72	8.48
Fosso del Paratino	L2P1 6+193.62	M	0.30	5.16	4.15
Fosso Aione	L2P1 7+763.78	M	0.55	6.10	4.53
Fosso senza nome "A"	L2P1 9+898.75	P	0.73	7.53	5.60
Fosso del Bottico	L2P1 11+504.24	P	1.87	16.66	12.76
Fosso del Livrone	L2P1 12+682.93	P	7.36	41.56	34.49
Fosso senza nome "B"	L2P1 15+447.38	S	0.81	8.16	6.07
Fosso senza nome "C"	L2P1 2+857.95	P	0.88	11.08	6.57
Fosso di Bucone	L2P1 16+958.03	S	3.79	25.49	20.80
Fossetto Sughericcio	L2P1 18+275.24	S	0.89	6.18	4.09
Fosso dei Daini	L2P1 18+454.01	S	2.25	11.21	7.42
Fosso della Casa Rossa	L2P1 23+849.97	S	2.34	11.58	8.29
Fosso Val Di Gori	L2P3 0+216.67	P	3.20	21.33	16.06
Broto Bufalone	L2P3 1+255.34	P	4.83	22.84	17.20
Aff 1 Fossa Calda	L2P3 6+736.12	S	2.67	14.75	9.58
Aff 2 Fossa Calda	L2P3 7+101.15	S	2.08	14.65	9.52
Fossa Calda	L2P3 7+851.38	P	3.78	18.22	11.84
Fosso Verrocchio	L2P3 9+008.37	P	3.00	18.11	11.77
Fosso Corniaccia Nord	L2P3 9+884.84	P	7.40	30.27	19.67
Fosso degli Affitti	L2P3 11+303.92	S	1.03	7.79	5.06

Fosso del Diavolo	L2P3 11+416.62	P	10.81	35.48	23.96
Aff. Canale Allacciante Cervia	L2P3 15+256.60	S	0.54	4.79	3.11
Fosso Botrangolo	L2P3 15+585.24	P	4.19	18.45	11.99
Fossaccia	L2P3 15+813.62	P	0.81	6.48	4.21
Il Fossetto	L2P3 16+861.29	S	0.56	4.87	3.16
Fosso senza nome "D"	L2P3 18+566.41	P	0.32	3.20	2.08
Fosso Pazzino	L2P3 18+895.39	S	0.04	0.80	0.57
Fosso di Vignale	L2P3 19+891.20	S	0.79	6.87	4.78
Fosso San Pietro	L2P3 20+419.61	S	1.34	8.48	6.02
Fosso senza nome "E"	L2P3 22+888.87	M	0.17	2.57	1.84
Fosso Dell'Olmo	L2P3 23+633.81	S	1.21	7.52	5.39
Fosso senza nome "F"	L2P3 24+086.88	M	0.20	1.94	1.39
Fosso Val Querceta	L2P4 0+435.94	M	0.30	2.60	1.87
Fosso Val D'Ala	L2P4 2+381.91	M	0.25	2.29	1.64
Fosso del Martellino	L2P4 2+790.75	S	0.41	3.33	2.39
Fosso del Vado Coperto	L2P5 0+652.94	S	3.46	11.67	7.73
Fosso senza nome "G"	L2P5 1+571.80	S	1.04	6.71	5.93
Fosso senza nome "H"	L2P5 2+087.61	S	0.59	5.38	3.86
Fosso senza nome "I"	L2P5 3+038.02	S	2.93	10.77	6.89
Fosso senza nome "L"	L2P5 3+473.85	S	1.74	10.40	6.79
Fosso senza nome "M"	L2P5 5+127.45	M	0.85	8.55	6.11

Come si può notare dai valori riportati in tabella, le portate stimate con il modello cinematico ed il modello MG sono in buon accordo tra loro, con scostamenti in media pari a circa il 25%.

Nella tabella seguente sono invece riportate le portate per tempo di ritorno 200 anni stimate attraverso le metodologie descritte per bacini per i quali sono disponibili le portate ufficiali dell'AdB Toscana Costa.

Tabella 5.10: Portate duecentennali per bacini per i quali vengono fornite dall'AdB stime di portata in corrispondenza della sezione di chiusura o in altre sezioni sul medesimo corso d'acqua.

Corso d'acqua	Progressiva	Tipo	S _{tot} [kmq]	Q _{reggr PAI} [mc/s]	Q _{MG} [mc/s]	Q _{ufficiale AdB} [mc/s]
Torrente Acquerta	L2P1 1+884.68	P	13.294	97.20	57.07	
Fiume Cecina	L2P1 2+577.48	P	883.13	1724.35	2206.38	
Fosso della Vallescaia	L2P1 5+749.74	M	0.72	19.07	7.91	
Fosso le Basse	L2P1 6+798.50	P	4.56	69.93	22.73	
Fosso delle Tane	L2P1 8+396.69	P	9.39		39.64	36.00
Fosso della Madonna	L2P1 9+107.50	P	13.892		58.05	54.00
Fosso dei Trogoli	L2P1 10+566.15	P	3.87		20.49	31.00
Fosso dei Sorbizi	L2P1 12+175.05	P	18.196		75.01	81.40
Fosso Camilla	L2P1 13+488.72	P	18.784	179.54	77.31	
Fosso di Bolgheri	L2P1 17+738.58	P	45.266	248.58	178.30	
Fosso ai Molini	L2P1 19+411.82	P	12.543	103.25	52.68	
Fosso della Carestia	L2P1 22+199.00	P	9.89	79.59	20.82	
Fosso dell'Acqua Calda	L2P1 22+809.50	P	4.33	50.52	11.53	
Broto ai Fichi	L2P1 25+693.32	M	3.23	36.74	10.41	
Fosso delle Rozze	L2P2 0+388.94	P	19.86	157.80	81.52	
Fosso del Renaione	L2P3 0+001.58	P	1.34	31.29	12.06	
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	P	16.753	126.47	69.35	
Fiume Cornia	L2P3 10+649.20	P	354.248	719.63	911.47	
Fosso Acqua Viva	L2P3 14+096.61	P	6.43	65.64	15.60	
Fosso Corniaccia Sud	L2P3 16+983.70	P	34.113	205.09	136.28	
Fosso della Valnera	L2P3 19+891.20	S	4.4	52.70	9.94	
Fosso di Val Maggiore	L2P3 22+112.61	P	6.48		13.51	61.00
Fosso Petraia	L2P4 1+543.23	S	7.49		13.14	120.00
Fiume Pecora	L2P5 3+666.10	P	123.219		334.23	464.66

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

Relazione idrologica e idraulica	Pagina 48 di 123
IDR001.doc	

- nei corsi d'acqua per i quali l'AdB fornisce valori di portata calcolati in bacini chiusi all'A12 si utilizzeranno tali valori ufficiali;
- nei corsi d'acqua per i quali si dispone di stime ufficiali di portata sul medesimo corso d'acqua, ma in sezioni differenti, le portate al colmo per i bacini chiusi all'A12 sono state stimate attraverso una legge di regressione elaborata a partire dai dati ufficiali forniti dall'Autorità di Bacino, ad eccezione dei casi in cui tale valore di portata appaia a seguito di confronto con altre metodologie poco attendibile e incida in maniera significativa sul funzionamento idraulico del corso d'acqua. In questi casi si utilizzeranno i valori di portata duecentennale stimati attraverso il modello MG;
- nei corsi d'acqua non dotati di stime dell'AdB, con bacino di superficie inferiore a 10 kmq, si utilizzeranno i valori di portata duecentennale stimati con il metodo cinematico;
- nei corsi d'acqua non dotati di stime dell'AdB, con bacino di superficie superiore a 10 kmq, si utilizzeranno i valori di portata duecentennale stimati attraverso il modello MG.

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

Tabella 5.11: Portate di riferimento per T=200 anni

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	S [kmq]	Q200 [mc/s]
Fosso Vallin delle Conche	L2P1 0+200.00	M	0.51	7.76
Fosso Vallin del Castano	L2P1 1+175.72	M	0.59	8.74
Torrente Acquerta	L2P1 1+884.68	P	13.29	97.20
Fiume Cecina	L2P1 2+577.48	P	883.13	1724.35
Fosso il Gorile	L2P1 2+857.95	P	0.88	11.08
Fosso della Vallescaia	L2P1 5+749.74	M	0.72	19.07
Fosso del Paratino	L2P1 6+193.62	M	0.30	5.16
Fosso le Basse	L2P1 6+798.50	P	4.56	29.11
Fosso Aione	L2P1 7+763.78	M	0.55	6.10
Fosso delle Tane	L2P1 8+396.69	P	9.39	36.00
Fosso della Madonna	L2P1 9+107.50	P	13.89	54.00
Fosso senza nome "A"	L2P1 9+898.75	P	0.73	7.53
Fosso dei Trogoli	L2P1 10+566.15	P	3.87	31.00
Fosso del Bottico	L2P1 11+504.24	P	1.87	16.66
Fosso dei Sorbizi	L2P1 12+175.05	P	18.20	81.40
Fosso del Livrone	L2P1 12+682.93	P	7.36	41.56
Fosso Camilla	L2P1 13+488.72	P	18.78	179.54
Fosso senza nome "B"	L2P1 15+447.38	S	0.81	8.16
Fosso senza nome "C"	L2P1 15+708.55	S	0.88	8.72
Fosso di Bucone	L2P1 16+958.03	S	3.79	25.49
Fosso di Bolgheri	L2P1 17+738.58	P	45.27	248.58
Fossetto Sughericcio	L2P1 18+275.24	S	0.89	6.18
Fosso dei Daini	L2P1 18+454.01	S	2.25	11.21
Fosso ai Molini	L2P1 19+411.82	P	12.54	103.25

Corso d'acqua	Progressiva A12	Tipo	S [kmq]	Q200 [mc/s]
Fosso della Carestia	L2P1 22+199.00	P	9.89	79.59
Fosso dell'Acqua Calda	L2P1 22+809.50	P	4.33	50.52
Fosso della Casa Rossa	L2P1 23+849.97	S	2.34	11.58
Broto ai Fichi	L2P1 25+693.32	M	3.23	36.74
Fosso delle Rozze	L2P2 0+388.94	P	19.86	157.80
Fosso del Renaione	L2P3 0+001.58	P	1.34	31.29
Fosso Val Di Gori	L2P3 0+216.67	P	3.20	21.33
Broto Bufalone	L2P3 1+255.34	P	4.83	22.84
Broto ai Marmi	L2P3 3+412.02	P	16.75	69.35
Aff 1 Fossa Calda	L2P3 6+736.12	S	2.67	14.75
Aff 2 Fossa Calda	L2P3 7+101.15	S	2.08	14.65
Fossa Calda	L2P3 7+851.38	P	3.78	18.22
Fosso Verrocchio	L2P3 9+008.37	P	3.00	18.11
Fosso Corniaccia Nord	L2P3 9+884.84	P	7.40	30.27
Fiume Cornia	L2P3 10+649.20	P	354.25	719.63
Fosso degli Affitti	L2P3 11+303.92	S	1.03	7.79
Fosso del Diavolo	L2P3 11+416.62	P	10.81	35.48
Fosso Acqua Viva	L2P3 14+096.61	P	6.43	65.64
Aff. Canale Allacciante Cervia	L2P3 15+256.60	S	0.54	4.79
Fosso Botrangolo	L2P3 15+585.24	P	4.19	18.45
Fossaccia	L2P3 15+813.62	P	0.81	6.48
Il Fossetto	L2P3 16+861.29	S	0.56	4.87
Fosso Corniaccia Sud	L2P3 16+983.70	P	34.11	205.09
Fosso senza nome "D"	L2P3 18+566.41	P	0.32	3.20
Fosso Pazzino	L2P3 18+895.39	S	0.04	0.80
Fosso della Valnera	L2P3 19+281.91	P	4.40	52.70
Fosso di Vignale	L2P3 19+891.20	S	0.79	6.87
Fosso San Pietro	L2P3 20+419.61	S	1.34	8.48
Fosso di Val Maggiore	L2P3 22+112.61	P	6.48	61.00
Fosso senza nome "E"	L2P3 22+888.87	M	0.17	2.57
Fosso Dell'Olmo	L2P3 23+633.81	S	1.21	7.52
Fosso senza nome "F"	L2P3 24+086.88	M	0.20	1.94
Fosso Val Querceta	L2P4 0+435.94	M	0.30	2.60
Fosso Petraia	L2P4 1+543.23	S	7.49	120.00
Fosso Val D'Ala	L2P4 2+381.91	M	0.25	2.29
Fosso del Martellino	L2P4 2+790.75	S	0.41	3.33
Fosso del Vado Coperto	L2P5 0+652.94	S	3.46	11.67
Fosso senza nome "G"	L2P5 1+571.80	S	1.04	6.71
Fosso senza nome "H"	L2P5 2+087.61	S	0.59	5.38
Fosso senza nome "I"	L2P5 3+038.02	S	2.93	10.77
Fosso senza nome "L"	L2P5 3+473.85	S	1.74	10.40
Fiume Pecora	L2P5 3+666.10	P	123.22	464.66
Fosso senza nome "M"	L2P5 5+127.45	M	0.85	8.55

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:

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

Franco minimo. Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore 1.00 m.

Nel caso di corsi d'acqua arginati la quota dell'intradosso del ponte non deve essere inferiore alla quota della sommità arginale.

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 sovrizzo 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.

Relazione idrologica e idraulica	Pagina 53 di 123
IDR001.doc	

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.

Vengono inoltre costruiti, sulla base dei rilievi planimetrici tridimensionali forniti per ciascun corso d'acqua, i modelli digitali del terreno (DEM) dell'area adiacente il manufatto di attraversamento.

Infine, sui DEM così ottenuti vengono riportati i risultati delle modellazioni idrauliche condotte con il codice di calcolo Hec-RAS; i dati output Hec-RAS vengono interpretati con il software applicativo Hec-GeoRAS 3.1.1 che, confrontando in ogni punto della griglia del DEM il livello idrico con il livello del terreno, restituisce le planimetrie delle aree di allagamento.

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.

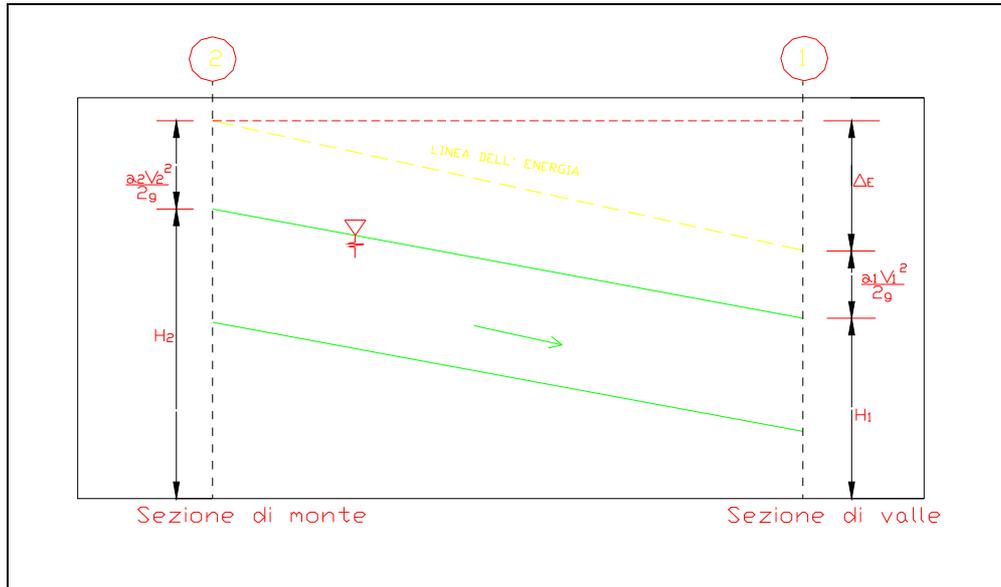
In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

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:

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

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:

Q_1 , Q_2 : portata transitata rispettivamente alla sezione 1 e alla sezione 2;

k_1 , k_2 : 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;

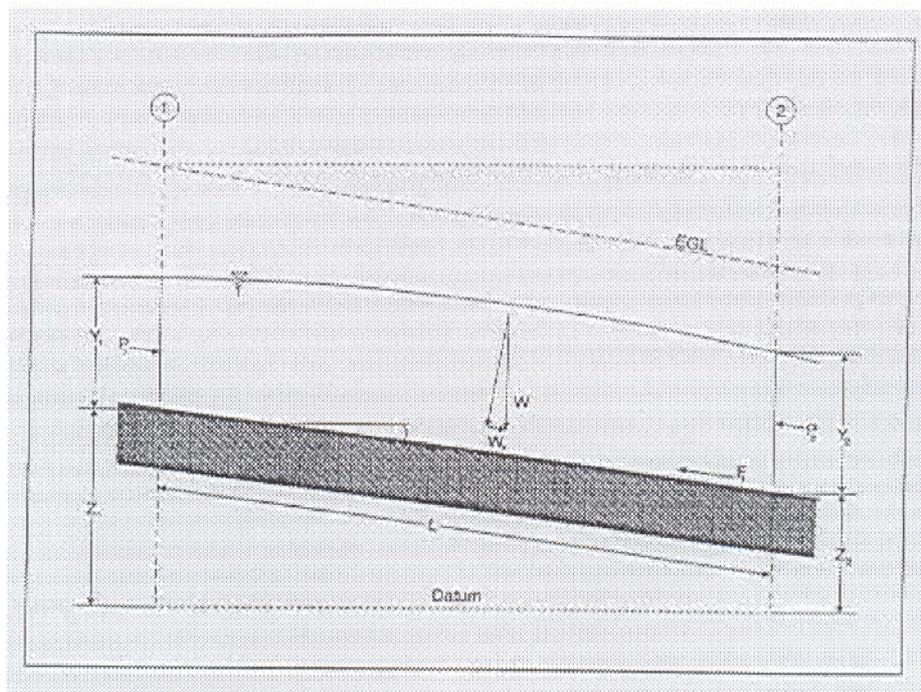
F_f : forza legata agli attriti;

Q : portata;

ρ : densità dell'acqua;

ΔV_x : variazione di velocità nella direzione del moto.

Figura 6.2: Elementi caratteristici dell'equazione del momento.



Come si è già avuto modo di sottolineare in corrispondenza dei ponti, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. Il codice di calcolo permette di considerare l'intera gamma di condizioni che possono generarsi in un processo di deflusso attraverso un ponte. Tali condizioni vengono qui di seguito riportate:

- la corrente non viene in contatto con l'intradosso del ponte (Low flow);
- la corrente viene in contatto con l'intradosso del ponte (Pressure/Weir flow).

La prima condizione a sua volta prevede i seguenti casi:

- la corrente si mantiene lenta durante l'attraversamento del ponte (Class A low flow);
- la corrente transita attraverso la profondità critica (Class B low flow);
- la corrente si mantiene veloce durante l'attraversamento del ponte (Class C low flow).

La seconda condizione prevede a sua volta i seguenti casi:

- il ponte risulta in pressione (Pressure flow);
- il ponte viene sormontato (Pressure and Weir flow).

Le perdite energetiche caratteristiche del deflusso attraverso la struttura comprendono:

- le perdite che si sviluppano nei tratti immediatamente a monte e a valle del manufatto; tali perdite sono dovute essenzialmente ai processi di contrazione ed espansione della corrente;
- 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 sei schede in formato A3 ("*Schede identificative delle interferenze e degli interventi di sistemazione*") che riassumono le analisi idrauliche e gli interventi di sistemazione proposti in condizioni di stato di fatto e di progetto, modellando il manufatto di attraversamento autostradale così come rilevato dalle campagne di rilievo topografico. Esse riportano:

- **planimetria degli allagamenti** (scala variabile), costituita dal DEM costruito per la zona di interesse 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;
- tabella con riportati i **valori del tirante idraulico** in corrispondenza della sezione a monte dell'attraversamento e di quella a filo d'opera coi rispettivi franchi idraulici.

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:

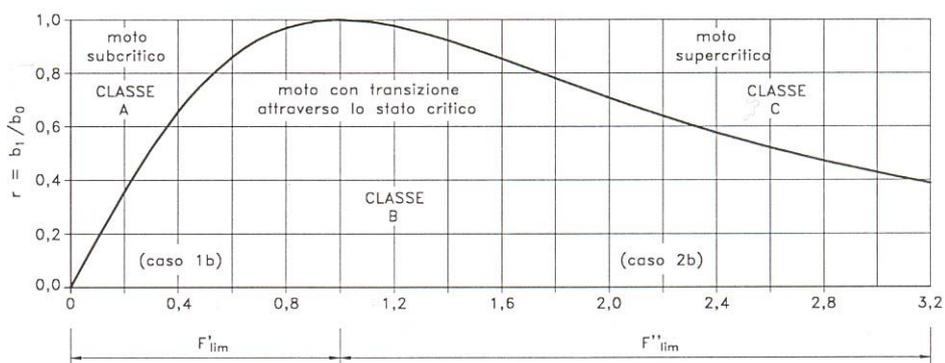
CLASSE A: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente lenta e rimane lenta al passaggio attraverso la sezione ristretta, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto;

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):

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

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 .

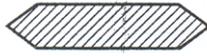
Per i moti di **classe A** le formule d'uso più frequente sono le seguenti:

1. Formula di Yarnell

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

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.

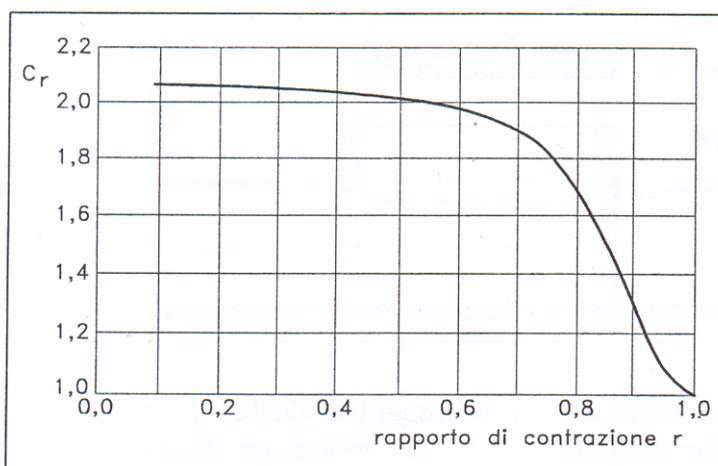
3. Formula di Nagler

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

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 squadri;
- 1.085 pile con fronti triangolari;
- 1.050 pile con fronti semicirculari;
- 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.

6.3.5 Funzionamento idraulico dei tombini

La maggior parte dei fossi studiati presenta, in corrispondenza dell'Aurelia, un attraversamento realizzato mediante un tombino, generalmente a sezione circolare. In funzione dei livelli riscontrati nella sezione immediatamente a monte del tombino e dell'intradosso di quest' ultimo il funzionamento dell'attraversamento è stato considerato:

- **in pressione** quando il franco idraulico calcolato come differenza tra l'intradosso dell'opera e il tirante idraulico che si instaura nella suddetta sezione risulta nullo o negativo;
- **a pelo libero** quando il franco idraulico calcolato come differenza tra l'intradosso dell'opera e il tirante idraulico che si instaura nella suddetta sezione risulta positivo.

6.3.6 *Analisi dei risultati*

FOSSO VALLIN DELLE CONCHE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 177 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia mantiene le stesse dimensioni attuali. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 1.27 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO VALLIN DEL CASTANO L2P1 1+175.72

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

TORRENTE ACQUERTA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 274 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 3 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 5.85 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FIUME CECINA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 310 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 5 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.41 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO IL GORILE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 150 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLA VALLESCAIA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 240 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 13 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEL PARATINO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 185 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO LE BASSE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 370 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.10 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO AIONE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 190 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.3 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLE TANE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 8.5 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 2.34 metri nello stato di fatto e di circa 2.20 metri nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLA MADONNA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 270 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 4.7 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 3.11 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "A"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 200 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEI TROGOLI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 190 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEI BOTTICO

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO DEI SORBIZI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 360 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 5.6 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente e con franco di circa 4.22 metri sia nello stato di fatto e di 4.18 metri nella configurazione di progetto.

FOSSO DEL LIVRONE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 6.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 2.95 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO CAMILLA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 360 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 5.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 1.30 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "B"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 270 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "C"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DI BUCONE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 280 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DI BOLGHERI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 535 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico a monte del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 5.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.45 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSETTO SUGHERICCIO

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO AI DAINI

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO AI MOLINI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 475 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 7.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLA CARESTIA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 410 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle e verso monte.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELL'ACQUA CALDA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 730 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 6.66 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLA CASA ROSSA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 550 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nel caso specifico a valle del manufatto la portata non viene contenuta all'interno dell'alveo e genera un allagamento indefinito verso valle.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di circa 3.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.15 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

BROTO AI FICHI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 365 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene allargato di circa 4.00 metri rispetto allo stato attuale. Considerando la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia sensibilmente.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.67 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLE ROZZE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 340 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia di monte mantiene le stesse dimensioni attuali, mentre quello più a valle risulta prolungato di circa 4.8 metri. Considerando la medesima sezione trasversale del manufatto dello stato di fatto, il profilo non varia in maniera significativa.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 11.00 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEL RENAIONE

Relazione idrologica e idraulica	Pagina 77 di 123
IDR001.doc	

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 400 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.53 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO VAL GORI

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO DEL BUFALONE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 230 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 2.41 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

BROTO AI MARMI

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 360 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.15 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

AFF 1 FOSSO DELLA CALDA

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

AFF 2 FOSSO DELLA CALDA

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO DELLA CALDA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 150 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia subisce un aumento rispetto alle dimensioni attuali, nello specifico un prolungato di 4 metri, nonostante questo nel profilo non si registrano modifiche sostanziali.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con un franco di 0.75 metri sia nello stato attuale che nella configurazione di progetto.

FOSSO VERROCCHIO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 190 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO CORNIACCIA NORD

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta insufficiente in ambedue le configurazioni. Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FIUME CORNIA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 600 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con un franco di 0.40 metri

FOSSO DEGLI AFFITTI

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO DEL DIAVOLO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 250 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia risulta prolungato di 4 m. Considerando la medesima sezione trasversale del manufatto dello stato di fatto, il profilo non subisce variazioni sostanziali.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO ACQUAVIVA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 270 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di 4.6 metri. Considerando la medesima sezione trasversale del manufatto dello stato di fatto, il profilo nello stato di progetto non varia in maniera sostanziale.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

AFF CANALE ALLACCIANTE CERVIA

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO BOTRANGOLO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 230 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta ampiamente insufficiente in ambedue le configurazioni. Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO FOSSACCIA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 230 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale presenta sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto un funzionamento a pieno riempimento.

IL FOSSETTO

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO CORNIACCIA SUD

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 430 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto l'attraversamento dell'Aurelia viene prolungato di 4 metri. Considerando la medesima sezione trasversale del manufatto dello stato di fatto, il profilo non subisce variazioni sostanziali.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "D"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 250 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di 2.56 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO PAZZINO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 220 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 2.47 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DELLA VALNERA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 450 m. Vista la particolare geometria del corso d'acqua suddetto, la simulazione è stata condotta in regime di moto vario.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta in pressione sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DI VIGNALE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 210 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 1.80 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SAN PIETRO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 210 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nel caso specifico la portata viene contenuta completamente all'interno dell'alveo.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 2.75 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DI VAL MAGGIORE

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 450 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 3.12 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "E"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 160 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

La portata defluisce interamente all'interno dell'alveo di magra con un livello medio di circa 0.3 m.

Nella configurazione di progetto l'Aurelia viene allargata simmetricamente e la larghezza dell'attraversamento diventa di circa 24 metri. Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto, costituita da un condotto circolare di 1.6 m di diametro, il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta a pelo libero con franco di circa 0.37 metri nello stato di fatto e nella configurazione di progetto.

FOSSO DELL'OLMO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 210 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta avere un franco idraulico maggiore di 10 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "F"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 120 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

La portata defluisce interamente all'interno dell'alveo di magra con un livello medio di circa 0.6 m.

Nella configurazione di progetto l'Aurelia ha una larghezza dell'attraversamento di circa 21 metri. Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 5.2 metri nello stato di fatto e nella configurazione di progetto.

FOSSO VAL QUERCETA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 210 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco superiore ai 12 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO PETRAIA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco superiore agli 11 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO VAL D'ALA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 204 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto il viadotto dell'Aurelia mantiene le stesse dimensioni attuali. Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco superiore ai 10 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEL MARTELLINO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 185 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco superiore agli 8 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO DEL VADO COPERTO

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 150 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

La portata defluisce interamente all'interno dell'alveo di magra con un livello medio di circa 0.6 m.

Nella configurazione di progetto il viadotto dell'Aurelia viene prolungato simmetricamente e la lunghezza complessiva dell'opera diventa di circa 24 metri. Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto il profilo non varia. Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente con franco di circa 3.3 metri sia nello stato di fatto che nella configurazione di progetto.

FOSSO SENZA NOME "G"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Nella configurazione di progetto si prevede di migliorare l'imbocco e lo sbocco dell'attraversamento del fosso per ridurre le perdite localizzate. Grazie a questo intervento si riducono i tiranti idrici a monte del manufatto e si passa da un funzionamento tracimato, seppur di pochi centimetri dello stato di fatto, d un funzionamento in pressione nella configurazione di progetto. Va evidenziato come concorra al deflusso delle acque anche la presenza di due ulteriori tombini di attraversamento in prossimità dell'attraversamento del fosso G che aumentano la sezione utile di deflusso.

FOSSO SENZA NOME "H"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto viene mantenuta la medesima sezione del manufatto dello stato di fatto, e il profilo idraulico non varia.

Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto, costituita da un condotto circolare di 1 m di diametro, affiancato da altri due tombini circolari, il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale presenta un funzionamento in pressione.

FOSSO SENZA NOME "I"

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

FOSSO SENZA NOME "L"

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 170 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'opera viene prolungata simmetricamente e la lunghezza complessiva dell'opera diventa di circa 24 metri. Considerando la medesima sezione dell'attraversamento dello stato di fatto il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente a far defluire la portata in arrivo. L'attraversamento dell'Aurelia risulta a pelo libero con un franco di circa 0.12 m.

FIUME PECORA

Ai fini della modellazione si è ritenuto opportuno analizzare il tratto di alveo a cavallo dell'Aurelia per una lunghezza di circa 545 m. A valle sono state imposte le condizioni di moto uniforme.

Nella configurazione di progetto l'opera viene prolungata simmetricamente e la lunghezza complessiva dell'opera diventa di circa 24 metri. Considerando la medesima sezione del manufatto di attraversamento dello stato di fatto il profilo non varia.

Il manufatto di attraversamento autostradale risulta sufficiente a far defluire la portata in arrivo. L'attraversamento dell'Aurelia risulta a pelo libero con un franco idraulico di circa 6.5 m. L'allagamento è esteso lungo tutto il tratto di alveo modellato, in particolar modo a valle dell'Aurelia in destra idraulica.

FOSSO SENZA NOME "M"

Lo studio verrà effettuato in una fase successiva.

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:

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

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
- $f_1 = 0$ per $v_0/v_{cr} < 0.5$

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

$$f_1 = 1 \quad \text{per } v_0/v_{cr} > 1$$

f_2 = Funzione di forma della sezione della pila

$$f_2 = 1.0 \quad \text{per pile circolari e arrotondate}$$

$$f_2 = 0.75 \quad \text{per pile profilate idrodinamicamente}$$

$$f_2 = 1.3 \quad \text{per pile rettangolari}$$

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.

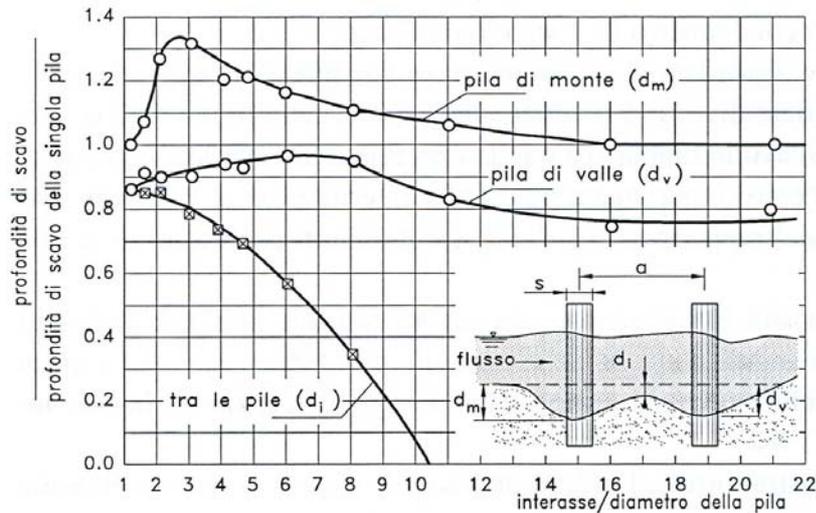
La valutazione dell'interferenza nei fenomeni erosivi per pile disposte a breve distanza deriva principalmente da prove effettuate su modelli fisici, attraverso i quali sono stati ricavati alcuni grafici che consentono di valutare l'influenza dei principali parametri geometrici (interasse tra le pile, 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*" ≈ 2.5 ÷

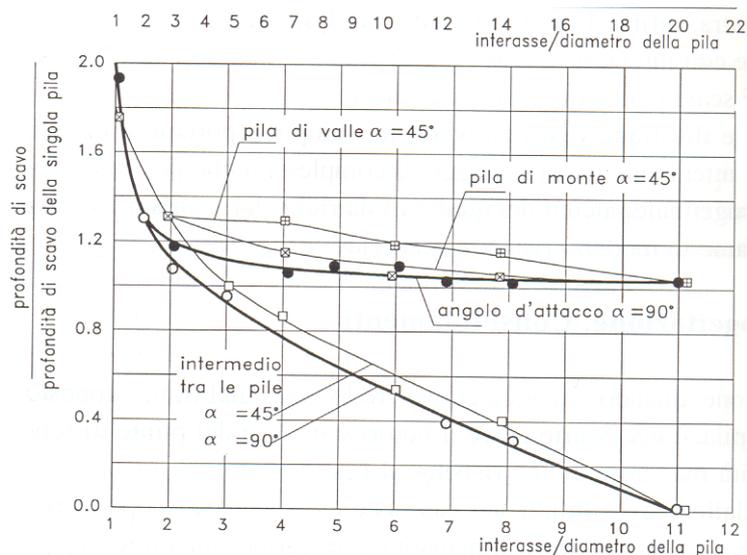
3.0, mentre per la pila di valle lo scalzamento si riduce leggermente rispetto al caso di pila singola.

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



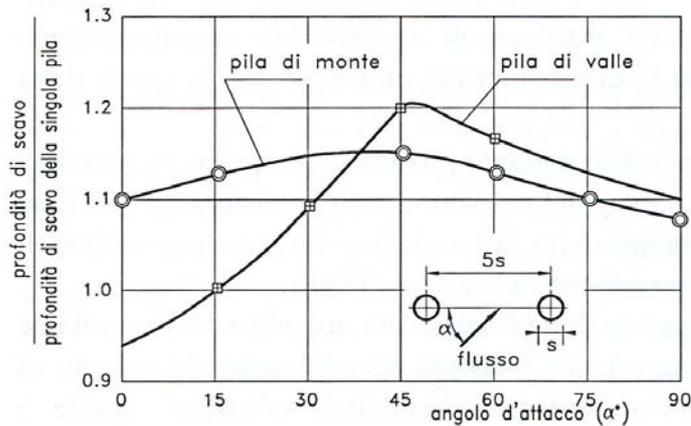
La Figura 7.2 mostra, invece, i risultati delle prove sperimentali ottenuti ancora con due pile allineate, per differenti rapporti "interasse-diametro pile", ma con angoli di attacco delle correnti $\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$.

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:

$$R = S_m - S_v \quad (7.5)$$

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;

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu} \quad (7.11)$$

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*.

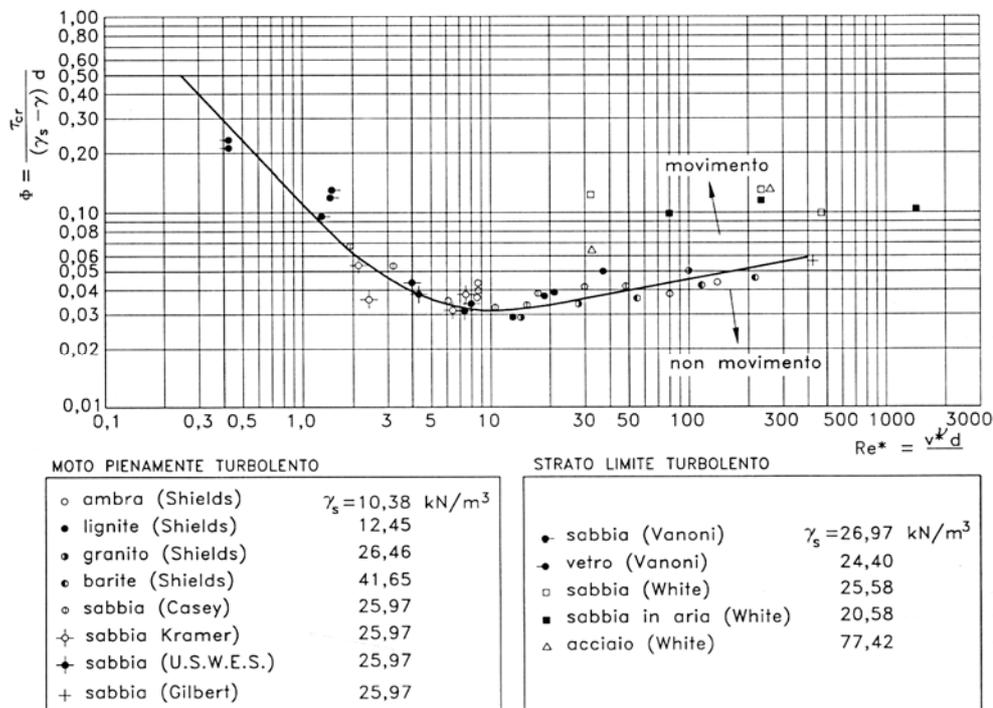
I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale.

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:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056 \quad (7.12)$$

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.

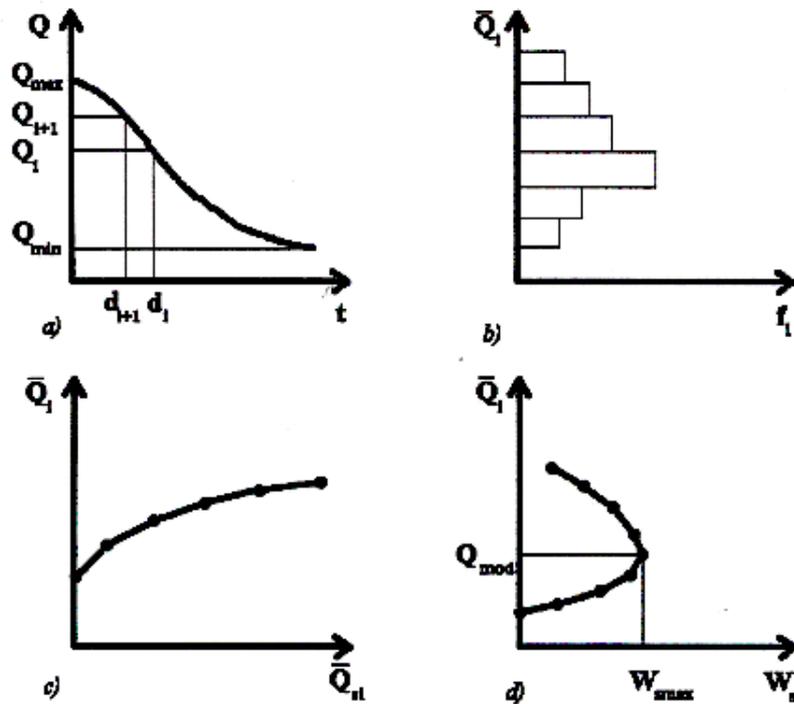
Va definito quindi un valore intermedio della portata, la cosiddetta *portata di modellamento*, che possa ritenersi rappresentativa ai fini dello studio del trasporto solido. Molto spesso, non avendo a disposizione un numero significativo di rilevamenti dell'andamento nel tempo delle portate liquide, 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:

$$v = 6 \cdot \sqrt{d} \tag{7.17}$$

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

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

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 $d < d_{lim}$ 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 e 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

Corso d'acqua	Tipo	Progressiva A12	ID Viadotto	Luce [m]
Torrente Acquerta	P	L2P1 1+884.68	viadotto Acquerta	63 m
Fiume Cecina	P	L2P1 2+577.48	viadotto Cecina	108 m

Corso d'acqua	Tipo	Progressiva A12	ID Viadotto	Luce [m]
Fosso di Bolgheri	P	L2P1 17+738.58	viadotto di Marmo	105 m
Fosso delle Rozze	P	L2P2 0+388.94	viadotto San Carlo	360 m
Fiume Cornia	P	L2P3 10+649.20	viadotto Cornia	312 m
Fosso Val Querceta	M	L2P4 0+435.94	viadotto Val Querceta	163 m
Fosso Petraia	S	L2P4 1+543.23	viadotto Val Petraia	197 m
Fosso Val d'Ala	M	L2P4 2+381.91	Viadotto Val d'Ala	131 m
Fosso del Martellino	S	L2P4 2+790.75	viadotto del Martellino	130 m
Fiume Pecora	P	L2P5 3+666.10	viadotto Pecora	244 m

Per tutti i corsi d'acqua la configurazione di progetto prevede il semplice allargamento della sede autostradale, con conseguente allungamento delle pile dei viadotti in direzione parallela alla corrente idrica. Non essendoci quindi variazioni relative alla geometria delle pile si può assumere per la configurazione di progetto un valore dello scavo pari a quello calcolato nella configurazione di stato di fatto.

7.4.1 Torrente Acquerta

Il viadotto Acquerta (progressiva km L2P1 1+884.68) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 63 m e larghezza l di circa 21 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da due pile in alveo con interasse d pari a circa 20 m.

Le pile presentano tutte una sezione rettangolare, con larghezza costante pari a 1.10 m e risultano tutte allineate alla corrente ($\alpha=0$).

EROSIONE LOCALIZZATA

Come risulta dalla modellazione idraulica, la piena due centennale resta confinata nell'alveo di magra e non lambisce le pile del viadotto. In tale configurazione non si ha erosione localizzata al piede delle pile.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.2: Viadotto Acquerta: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
3.37	3.39	97.20	97.20	12.30	12.34	3.40	0.03

7.4.2 Fiume Cecina

Il viadotto Cecina (progressiva km L2P1 2+577.48) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 108 m e larghezza l di circa 20 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da quattro pile in alveo con interasse d pari a circa 20 m.

Le pile presentano tutte una sezione profilata idraulicamente, con larghezza pari a circa 1.00 m e risultano tutte allineate alla corrente ($\alpha=0$).

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0=v_{cr}$; si è indicato con "pila n°1" la prima pila in sinistra idraulica.

Tabella 7.3: Viadotto Cecina: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

Q200 [mc/s]		Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
1724.00		5.01		0.65		9.32	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
1	1.07	5.26	4.06	1.00	0.75	1.00	1.60
2	1.11	5.80	3.52	1.00	0.75	1.00	1.66
3	1.10	5.97	3.35	1.00	0.75	1.00	1.64
4	0.94	6.28	3.04	1.00	0.75	1.00	1.41

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.4: Viadotto Cecina: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
7.54	7.60	1724.00	1724.00	105.53	109.21	7.83	0.29

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50}>1.5$ m (calcolata con la formula di Ishbash descritta al paragrafo 7.5.2.1).

7.4.3 Fosso di Bolgheri

Il viadotto di Marmo (progressiva km L2P1 17+738.58) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 105 m e larghezza l di circa 20 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da due pile in alveo con interasse d pari a circa 40 m.

Le pile presentano tutte una sezione rettangolare con fronte arrotondato, con larghezza pari a circa 2.00 m e un angolo di attacco con la corrente pari a $\alpha=35^\circ$.

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0=v_{cr}$; si è indicato con "pila n°1" la prima pila in sinistra idraulica.

Tabella 7.5: Viadotto di Marmo: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

Q200 [mc/s]		Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
248.58		1.27		0.15		10.78	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
1	2.00	8.75	2.03	1.00	1.00	2.20	6.76
2	2.00	8.91	1.87	1.00	1.00	2.20	6.45

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.6: Viadotto di Marmo: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
6.39	6.43	248.58	248.58	76.51	95.63	7.78	1.39

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50}>0.5$ m.

7.4.4 Fosso delle Rozze

Il viadotto San Carlo (progressiva km L2P2 0+388.94) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 360 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da undici pile in alveo con interasse d pari a circa 30 m.

Il singolo appoggio del viadotto è costituito da due pile circolari allineate, con diametro pari a circa 2.00 m e interasse pari a circa 5 m; l'angolo di attacco con la corrente è pari a circa $\alpha=20^\circ$.

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0=v_{cr}$; si è indicato con "pila n°1" la prima pila in sinistra idraulica.

Tabella 7.7: Viadotto S. Carlo: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

Q200 [mc/s]		Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
157.80		4.86		0.95		10.41	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
1	2.00	5.44	4.97	1.00	1.00	1.00	3.94
2	2.00	9.58	0.83	1.00	1.00	1.00	1.57
3	2.00	9.67	0.74	1.00	1.00	1.00	1.42

Le restanti pile non sono interessate dalla corrente, pertanto non si registra alcuno scavo al piede.

Come detto, il singolo appoggio del viadotto è costituito da due pile circolari allineate. L'effettivo valore dello scavo risente pertanto della particolare configurazione dell'appoggio: in particolare lo scavo della pila più a monte tende ad aumentare rispetto al valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo della seconda pila potrà essere minore rispetto a quello della prima per via dell'effetto di protezione della prima pila sulle altre o maggiore in relazione al particolare angolo di attacco della corrente e all'interasse tra le pile. Le formule esistenti sono però tutte di tipo sperimentale (vedi paragrafo 7.1.3) non applicabili nel caso in esame poichè le caratteristiche di questo viadotto non si rifanno a nessuno dei casi di letteratura. A titolo orientativo si sono calcolati i coefficienti correttivi del valore dello scavo in funzione di un angolo di attacco della corrente di 45° : risulta che lo scavo in corrispondenza della prima pila è pari a circa 1.25 volte il valore calcolato, per le pile di valle è invece pari a 1.30 volte il valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo tra le pile è pari a $1.05d_s$.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.8: Viadotto S. Carlo: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
4.16	4.49	157.80	157.80	31.05	39.38	5.50	1.34

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50} > 1.5$ m.

7.4.5 Fiume Cornia

Il viadotto Cornia (progressiva km L2P3 10+649.20) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 312 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da otto pile in alveo con interasse d pari a circa 30 m.

Il singolo appoggio del viadotto è costituito da tre pile circolari allineate, con diametro pari a circa 2.00 m e interasse pari a circa 8 m; l'angolo di attacco con la corrente è pari a circa $\alpha = 35^\circ$.

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0 = v_{cr}$; si è indicato con "pila n°1" la prima pila in sinistra idraulica.

Tabella 7.9: Viadotto Cornia: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

Q200 [mc/s]		Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
719.63		2.08		0.28		14.21	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
1	2.00	9.43	4.78	1.00	1.00	1.00	3.93
2	2.00	10.15	4.06	1.00	1.00	1.00	3.86
3	2.00	5.46	8.75	1.00	1.00	1.00	4.00
4	2.00	9.62	4.59	1.00	1.00	1.00	3.92
5	2.00	10.58	3.63	1.00	1.00	1.00	3.79
6	2.00	9.04	5.17	1.00	1.00	1.00	3.95
7	2.00	8.67	5.54	1.00	1.00	1.00	3.97
8	2.00	8.30	5.91	1.00	1.00	1.00	3.98

Come detto, il singolo appoggio del viadotto è costituito da tre pile circolari allineate.

L'effettivo valore dello scavo risente pertanto della particolare configurazione

dell'appoggio: in particolare lo scavo della pila più a monte tende ad aumentare rispetto al valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo della seconda pila potrà essere minore rispetto a quello della prima per via dell'effetto di protezione della prima pila sulle altre o maggiore in relazione al particolare angolo di attacco della corrente e all'interasse tra le pile. Le formule esistenti sono però tutte di tipo sperimentale (vedi paragrafo 7.1.3) non applicabili nel caso in esame poichè le caratteristiche di questo viadotto non si rifanno a nessuno dei casi di letteratura. A titolo orientativo si sono calcolati i coefficienti correttivi del valore dello scavo in funzione di un angolo di attacco della corrente di 45°: risulta che lo scavo in corrispondenza della prima pila è pari a circa 1.15 volte il valore calcolato, per le pile di valle è invece pari a 1.30 volte il valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo tra le pile è pari a $0.85d_s$.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.10: Viadotto Cornia: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
8.86	8.86	719.63	719.63	169.76	179.76	9.31	0.45

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50} > 0.5$ m.

7.4.6 Fosso Val Querceta

Il viadotto Val Querceta (progressiva km L2P4 0+435.94) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 163 m e larghezza l di circa 24 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da quattro pile rettangolari di larghezza pari a 3.0 m e interasse d pari a circa 30 m.

EROSIONE LOCALIZZATA

Come risulta dalla modellazione idraulica, la piena due centennale resta confinata nell'alveo di magra e non lambisce le pile del viadotto. In tale configurazione non si ha erosione localizzata al piede delle pile.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.11: Viadotto Val Querceta: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0 [m]	h_a [m]	Q_p [mc/s]	Q_a [mc/s]	W_p [m]	W_a [m]	h_p [m]	e_c [m]
0.62	0.86	2.60	2.60	2.70	3.22	1.00	0.380

7.4.7 Fosso Petraia

Il viadotto Petraia (progressiva km L2P4 1+150) è costituito da due impalcati indipendenti per le due carreggiate, di lunghezza L pari a circa 197 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretti da cinque pile in alveo con interasse d pari a circa 30 m.

Le pile presentano tutte una sezione rettangolare con fronte arrotondato, con larghezza pari a circa 1.80 m e un angolo di attacco con la corrente pari a $\alpha=0^\circ$.

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0=v_{cr}$.

Per entrambe le carreggiate sono interessate dalla piena solo le due pile più prossime all'alveo di magra.

Tabella 7.12: Viadotto Petraia: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

	Q200 [mc/s]	Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
Monte	120.00	2.47		0.44		27.79	
Valle	120.00	2.28		0.41		27.78	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
monte dx	1.80	26.56	1.23	1.00	1.00	1.00	2.14
monte sx	1.80	27.50	0.29	1.00	1.00	1.00	0.58
valle dx	1.80	27.98	-0.20	1.00	1.00	1.00	-
valle sx	1.80	26.61	1.17	1.00	1.00	1.00	2.06

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.13: Viadotto Petraia: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

	h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
	[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
Monte	3.82	3.87	120.00	120.00	42.85	49.33	4.37	0.55
Valle	3.87	3.86	120.00	120.00	54.28	58.04	4.09	0.22

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50} > 1$ m.

7.4.8 Fosso Val d'Ala

Il viadotto Val d'Ala (progressiva km L2P4 2+381.91) è costituito da due impalcati indipendenti per le due carreggiate con lunghezza L pari a circa 131 m e larghezza l di circa 10 m per carreggiata (come risulta dai rilievi effettuati), sorretti da tre pile rettangolari di larghezza pari a 3.0 m e interasse d pari a circa 30 m.

EROSIONE LOCALIZZATA

Come risulta dalla modellazione idraulica, la piena due centennale resta confinata nell'alveo di magra e non lambisce le pile del viadotto. In tale configurazione non si ha erosione localizzata al piede delle pile.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.14: Viadotto Val d'Ala: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

	h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
	[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
Monte	0.86	0.89	2.29	2.29	10.33	10.95	0.94	0.076
Valle	0.66	0.75	2.29	2.29	7.51	8.79	0.86	0.198

7.4.9 Fosso del Martellino

Il viadotto del Martellino (progressiva km L2P4 2+790.75) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 130 m e larghezza l di circa 22 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da tre pile rettangolari di larghezza pari a 3.0 m e interasse d pari a circa 30 m.

EROSIONE LOCALIZZATA

Come risulta dalla modellazione idraulica, la piena due centennale resta confinata nell'alveo di magra e non lambisce le pile del viadotto. In tale configurazione non si ha erosione localizzata al piede delle pile.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.15: Viadotto del Martellino: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
3.92	3.92	3.33	3.33	10.16	10.17	3.92	0.003

7.4.10 Fiume Pecora

Il viadotto Pecora (progressiva km L2P5 3+666.10) ha un impalcato di lunghezza L pari a circa 244 m e larghezza pari a circa 20 m (come risulta dai rilievi effettuati), sorretto da sette pile in alveo con interasse d pari a circa 28 m.

Il singolo appoggio del viadotto è costituito da tre pile circolari allineate, con diametro pari a circa 2.00 m e interasse pari a circa 7 m; l'angolo di attacco con la corrente è pari a circa $\alpha=0^\circ$.

EROSIONE LOCALIZZATA

La tabella seguente riporta le caratteristiche della corrente nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nel caso in esame e i valori ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0=v_{cr}$; si è indicato con "pila n°1" la prima pila in sinistra idraulica.

Tabella 7.16: Viadotto Pecora: profondità di scavo prodotta dall'erosione localizzata.

Q200 [mc/s]		Velocità v [m/s]		N° di Froude Fr		Liv. idrico z_w [m slm]	
464.66		2.23		0.33		20.53	
Pila	b [m]	z_f [m slm]	h_0 [m]	f_1	f_2	f_3	d_s [m]
3	2.00	17.09	3.44	1.00	1.00	1.00	3.75
4	2.00	15.77	4.76	1.00	1.00	1.00	3.93
5	2.00	18.20	2.33	1.00	1.00	1.00	3.29
6	2.00	20.03	0.50	1.00	1.00	1.00	0.98

Le restanti pile non sono interessate dalla corrente, pertanto non si registra alcuno scavo al piede.

Come detto, il singolo appoggio del viadotto è costituito da tre pile circolari allineate. L'effettivo valore dello scavo risente pertanto della particolare configurazione dell'appoggio: in particolare lo scavo della pila più a monte tende ad aumentare rispetto al

valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo della seconda pila potrà essere minore rispetto a quello della prima per via dell'effetto di protezione della prima pila sulle altre o maggiore in relazione al particolare angolo di attacco della corrente e all'interasse tra le pile. Attraverso l'abaco di Figura 7.1 si sono calcolati i coefficienti correttivi del valore dello scavo in funzione di un angolo di attacco della corrente di 0°: risulta che lo scavo in corrispondenza della prima pila è pari a circa 1.30 volte il valore calcolato, per le pile di valle è invece pari a 0.93 volte il valore calcolato per la singola pila, mentre lo scavo tra le pile è pari a $0.77d_s$.

EROSIONE GENERALIZZATA

Il calcolo della profondità media di scavo dovuta all'erosione generalizzata è stato svolto secondo la metodologia riportata al paragrafo 7.1.2 e nella tabella seguente sono riassunti i valori delle grandezze corrispondenti ad un evento di tempo di ritorno 200 anni.

Tabella 7.17: Viadotto Pecora: profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
5.96	5.97	464.66	464.66	105.32	111.30	6.26	0.30

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi aventi dimensioni $D_{50} > 1$ m.

7.5 Interventi di sistemazione idraulica

7.5.1 Criteri progettuali

Gli interventi di sistemazione idraulica riportati in dettaglio negli elaborati IDR012-IDR025, 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 scolti 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

7.5.2.1 Scogliere

Le scogliere sono costituite da una serie di livelli di pietrame, di opportuna pezzatura, posizionati alla rinfusa o con geometria regolare. La loro principale funzione consiste nel bloccare gli effetti di escavazione indotti dalle pile. E' la soluzione più utilizzata nella pratica per l'ottimo compromesso tra facilità di realizzazione, efficacia dell'intervento e compatibilità con l'ambiente fluviale.

Alcuni problemi possono tuttavia compromettere il regolare funzionamento delle sistemazioni in scogliera. I principali fattori responsabili delle eventuali disfunzioni sono l'erosione degli elementi della scogliera e del materiale di fondazione. L'erosione degli elementi della scogliera può essere limitata e contrastata tramite la pezzatura dei blocchi e la pendenza con la quale vengono posati i massi. L'erosione del materiale costituente la fondazione si verifica quando lo stesso migra attraverso i vuoti della scogliera provocandone il dissesto. L'erosione di fondazione può essere contrastata posizionando un filtro granulare o un geotessile fra i massi e il letto di posa.

Un fenomeno altrettanto pericoloso per la stabilità della struttura può verificarsi allorché la scogliera scivoli verso le parti più basse dell'alveo a causa della forza di gravità. Questa disfunzione è in genere causata dall'elevata pendenza della mantellata in massi e dalle perdite del supporto di base causate dall'erosione generale.

Una scogliera sufficientemente robusta può entrare in crisi, inoltre, se l'alveo presenta un trasporto solido di notevole entità. Spesso, per scongiurare questi inconvenienti, viene posto un volume di materiale aggiuntivo al piede della scogliera.

Le scogliere con pezzatura variabile sono ritenute più stabili rispetto a quelle con massi della medesima dimensione. La differente pezzatura facilita infatti l'incastro fra i massi. Grande attenzione deve essere riposta durante la messa in opera della struttura per assicurare che i massi siano effettivamente posizionati distribuendo le differenti pezzature correttamente.

E' opportuno ricordare che tutte le scogliere dovrebbero essere monitorate e ispezionate durante e dopo ogni evento critico per accertarne lo stato ai fini della completa funzionalità.

Le scogliere possono essere dimensionate in accordo con il criterio di stabilità proposto da Isbash o da Shields per cui la turbolenza viene considerata parte integrante del fenomeno erosivo. L'effetto della turbolenza è quello di incrementare le velocità istantanee quando la corrente incontra un ostacolo che ne determina il cambiamento di profilo. Questo concetto trova esplicita traduzione nel caso delle scogliere. In accordo con questo assunto la formula di Isbash per il dimensionamento dei massi è la seguente:

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(S_s - 1)} \quad (7.19)$$

dove le grandezze assumono il seguente significato:

D_{50} = dimensione media dei massi [m];

V = velocità [m/s];

S_s = gravità specifica delle scogliere;

K = parametro funzione della forma della pila.

Nella formula sopra riportata, la velocità viene moltiplicata per un coefficiente che rappresenta l'esposizione della pila alla corrente, quindi la sua disposizione all'interno dell'alveo. Nello specifico, il coefficiente assume un valore pari a 0.9 per pile in prossimità delle sponde mentre raggiunge un valore di 1.7 per pile all'interno dell'alveo principale.

L'estensione trasversale della scogliera risulta pari a due volte il diametro, ovvero il diametro equivalente, della pila, misurata dal filo esterno della pila stessa.

Lo spessore della scogliera deve essere pari a tre volte il diametro D_{50} o più. In generale, comunque, l'altezza dovrebbe sempre tenere in considerazione l'erosione calcolata.

Se la scogliera presenta una gradazione di pezzatura opportunamente dimensionata il geotessile può non essere necessario. Anche in condizioni particolari il filtro potrebbe non essere posizionato, mentre non risulta utile quando la scogliera è immersa nel terreno.

La massima dimensione dei massi non deve superare due volte il D_{50} calcolato.

In base a test già effettuati in alvei sabbiosi, è emerso che scogliere in assenza di filtro granulare o geotessile hanno la tendenza a perdere efficienza a causa dell'abbassamento della mantellata o della perdita di consistenza persino qualora non si verificassero eventi critici. L'abbassamento è dovuto all'asportazione di sabbia attraverso i vuoti lasciati dal materiale. L'efficienza della scogliera può dunque essere considerevolmente migliorata attraverso l'impiego di un geotessile filtro/separatore, steso su tutto il letto di fondazione.

7.5.2.2 *Rivestimenti in materassi e rivestimenti in gabbioni*

I materassi metallici costituiscono una soluzione progettuale molto diffusa nell'ambito delle protezioni e delle sistemazioni idrauliche. Differiscono dai gabbioni in quanto sono spesso costituiti da un'unica intelaiatura, mentre i gabbioni si configurano come singoli blocchi connessi fra loro.

I materassi vengono utilizzati in primo luogo come protezione delle sponde. E' tuttavia possibile impiegare il rivestimento in materassi anche come struttura di fondazione. In particolare, una platea protratta verso l'alveo, allo scopo di seguire eventuali fenomeni di scalzamento, è in grado di assolvere perfettamente al ruolo di fondazione della difesa in gabbioni preservandone la parte in elevazione.

Un corretto dimensionamento della platea, prevede un'estensione verso l'alveo pari a circa 1.5-2 volte il valore della massima erosione ipotizzabile; ciò consente alla struttura di deformarsi senza provocare insaccamenti di pietrame o fenomeni di scivolamento della platea stessa, rimanendo adesa al fondo alveo. Lo spessore della platea deve sempre essere adeguato alla propria funzione e deve poter adeguarsi al fondo alveo; per tale ragione il valore raccomandato è di 0.50 metri ma, nei casi con sollecitazioni meno gravose, si potrà scendere fino a 0.30 metri, ovvero 0.15 per superfici non interessate dalla corrente canalizzata.

I rivestimenti in materassi possono essere impiegati sia nel tratto pedemontano, sia in quello vallivo di un corso d'acqua, dove cioè il trasporto di fondo non è tale da provocare danni alle reti metalliche costituenti le gabbie.

La stabilizzazione di una sponda può richiedere la costruzione di un paramento in gabbioni che assolve alla duplice funzione di consolidamento/sostegno e di inalveazione; questi interventi presentano il vantaggio di essere flessibili e soprattutto drenanti. I manufatti in gabbioni sono inoltre dotati di elevata resistenza strutturale.

Le possibili combinazioni fra i singoli elementi in gabbioni sono numerose e debbono essere scelte in funzione delle caratteristiche dell'opera finale, ma principalmente in base al tipo di fondazione necessaria. E' agevole trovare soluzioni differenziate con l'introduzione di talee di specie arbustive ed arboree che, opportunamente scelte ed inserite nella struttura, esaltano il naturale inserimento ambientale dei gabbioni, rappresentando così un valido esempio di ingegneria naturalistica.

I consolidamenti in gabbioni possono essere impiegati sia nel tratto pedemontano, sia in quello vallivo di un corso d'acqua, dove cioè il trasporto di fondo non è tale da provocare danni alle reti metalliche costituenti le gabbie.

La verifica di stabilità nei confronti dell'azione di trascinamento esercitata dalla corrente viene eseguita, per gabbioni e materassi, calcolando le velocità e gli sforzi tangenziali e controllando che non siano superiori ai valori limite sopportati dai manufatti in argomento, oltre i quali si ha un danneggiamento permanente della struttura.

Gli sforzi tangenziali agenti vengono calcolati utilizzando criteri idraulici convenzionali. Gli sforzi tangenziali resistenti dipendono invece dalla tipologia di consolidamento/protezione impiegata.

Lo sforzo tangenziale medio, τ_b , agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 \cdot k_2 \cdot \gamma_w \cdot y_i \cdot i_{fiume} \quad (7.20)$$

in cui:

k_1 = i valori suggeriti vengono riportati nella tabella seguente

k_2 = coefficiente angolare pari a 1 per superfici orizzontali, 0.75 per superfici inclinate

γ_w = peso specifico dell'acqua

y_i = livello idrico nel punto considerato

i_{fiume} = pendenza dell'alveo lungo il tratto in esame

Il coefficiente k_1 tiene conto dell'incremento dello sforzo tangenziale sulla sponda esterna di un tratto in curva come conseguenza dell'accelerazione centrifuga. I valori del coefficiente k_1 sono riportati in tabella e dipendono dalla curvatura e dalla larghezza del corso d'acqua.

Tabella 7.18: Coefficiente di curvatura k_1 .

Raggio di curvatura / Larghezza del corso d'acqua	k_1
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

Il valore della forza di trascinamento varia in funzione dell'altezza del pelo libero y_i nel punto considerato; tale valore dovrà quindi essere calcolato, per ciascun segmento della sezione, nel punto più basso.

La resistenza tipica dei vari materiali agli sforzi tangenziali e la relativa scabrezza viene riportata nella tabella sottostante.

Tabella 7.19: Resistenza tangenziale tipica e scabrezza dei vari materiali.

	Non vegetato		Vegetato	
	Scabrezza n [$m^{-1/3}s$]	Sforzo tollerato [N/m^2]	Scabrezza	Sforzo tollerato [N/m^2]
Sabbia fine	0.0200	3.50	-	-
Sabbia e ghiaia	0.0200	15.30	-	-
Ghiaia grossolana	0.0250	32.00	-	-
Ciottoli e ghiaia	0.0350	52.60	-	-
Argilla coesiva	0.0250	22.00	-	-
Argilla friabile	0.0250	32.00	-	-
Limo e ciottoli	0.0300	38.00	-	-
Ciottoli inerbiti	0.0400	10.00	0.050	30.00
Talee – Arbusti	0.1000	10.00	0.400	60.00
Copertura diffusa	0.1000	50.00	0.400	300.00
Viminate – Graticciate	0.1000	10.00	0.400	50.00
Gabbioni 0.50m (18")	0.0301	470.40	0.200	500.00
Gabbioni 1.00m (36")	0.0301	470.40	0.200	500.00
Materasso 0.15-0.17m (6")	0.0277	224.00	0.300	400.00
Materasso 0.23-0.25m (9")	0.0277	268.80	0.300	450.00
Materasso 0.30m (12")	0.0277	336.00	0.300	450.00
Scogliere alla rinfusa/sotto sagoma	0.0400	300.80	0.400	350.00
Blocchetti in cemento	0.0200	250.00	0.300	350.00

Nella tabella seguente vengono riportate le velocità limite e gli angoli di attrito dei terreni naturali per valutarne la stabilità delle opere di rivestimento e protezione/consolidamento.

Tabella 7.20: Resistenza Valori standard della velocità limite e dell'angolo di attrito per terreni naturali (Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill).

Suoli	Velocità limite [m/s]	Angolo di attrito suggerito [gradi]
Sabbia fine	0.760	30 – 32
Sabbia e ghiaia	1.500	32 – 35
Ghiaia grossolana	1.800	35 – 38
Ciottoli e ghiaia	1.670	35 – 38
Argilla e crostoni di argilla (coesivi)	1.800	25 – 30
Limo e ciottoli (coesivi)	1.670	20 – 30

Ricerche disponibili sul comportamento di gabbioni e materassi hanno permesso lo sviluppo di criteri per la progettazione sia nel caso in cui i manufatti siano rinverditi che nel caso non lo siano.

Per quanto riguarda i materassi e i gabbioni privi di vegetazione, le ricerche effettuate presso l'Engineering Research Center di Fort Collins, Colorado (1984), hanno portato a calcolare gli sforzi tangenziali resistenti utilizzando la seguente formula:

$$\tau_c = K_s \cdot C^* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m \quad (7.21)$$

dove:

C^* Coefficiente di Shields (0.14)

γ_s Peso specifico delle rocce di riempimento (24-26 kN/m³)

γ_w Peso specifico dell'acqua

d_m Diametro medio del pietrame di riempimento

K_s $(1 - \sin^2\theta / \sin^2\varphi)^{1/2}$ [θ inclinazione della sponda, $\varphi = 60^\circ$)

Sulle sponde l'effetto di contenimento della rete incrementa la resistenza agli sforzi tangenziali; ciò non accade invece per il materiale sciolto poiché la forza di gravità riduce la resistenza agli sforzi tangenziali sul piano inclinato. La resistenza allo sforzo tangenziale su superfici inclinate viene calcolata utilizzando un coefficiente di riduzione K_s per il materiale sciolto, assumendo un angolo fittizio di 60° per il materiale confinato (gabbioni e materassi Reno). Nel caso in cui l'inclinazione degli argini sia maggiore di 45° ($\theta > 45^\circ$) il fattore di riduzione verrà considerato costante ($K_s = 0.57$).

Tabella 7.21: Valori standard suggeriti per opere in gabbioni e materassi metallici.

	Diam. d_{50} [m]	Spessore [m]	γ_s [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	C di Shields
Gabbioni 0.30 m	0.150	0.30	26.00	10.00	0.140
Gabbioni 0.50 m	0.210	0.50	26.00	10.00	0.140
Gabbioni 1.00 m	0.300	1.00	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.15 - 0.17 m	0.100	0.17	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.23 - 0.25 m	0.120	0.20	26.00	10.00	0.140
Materasso 0.30 m	0.150	0.25	26.00	10.00	0.140

La verifica della protezione è quindi ottenuta dal confronto fra sforzi tangenziali resistenti e agenti τ_c/τ_b .