



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA

LOTTO 7

TRATTO: BRETELLA DI PIOMBINO

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 STRADALE

IDROLOGIA E IDRAULICA

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
—	12121701		IDR001	1	SCALA:	1	GIUGNO 2011
—							

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

RESPONSABILE DI COMMESSA Arch. Mario Canato Ord. Arch.. Venezia N. 1294 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDEnte 
---	---	--

INDICE

1. PREMESSA	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	4
3. METODOLOGIA OPERATIVA	5
4. INQUADRAMENTO NORMATIVO	6
4.1 NORMATIVA COMUNITARIA	6
4.2 NORMATIVA NAZIONALE	6
4.3 NORMATIVA REGIONALE	8
4.4 AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE: ADB TOSCANA COSTA	9
4.5 PIANO STRUTTURALE D'AREA DELLA VAL DI CORNIA	13
4.6 STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE	12
4.7 CONSORZIO DI BONIFICA	14
5. IDROGRAFIA	15
6. IDROLOGIA	16
7. IDRAULICA	17
7.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI	17
7.1.1 <i>Indirizzi progettuali</i>	17
7.1.2 <i>Condizioni di esercizio transitorio</i>	19
7.1.3 <i>Progettazione degli interventi di adeguamento</i>	19
7.2 MODELLAZIONE IDRAULICA E ANALISI DEI RISULTATI	20
8. FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE	21
8.1 VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI	21
8.1.1 <i>Abbassamento d'alveo</i>	21
8.1.2 <i>Erosione generalizzata</i>	22
8.1.3 <i>Erosione localizzata</i>	24
8.2 DETERMINAZIONE DELLA SPINTA DELLA CORRENTE SULLE PILE IN ALVEO	28
8.3 FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO	29
8.3.1 <i>L'erosione dei bacini idrografici</i>	30
8.3.2 <i>Condizione di incipiente movimento</i>	31
8.3.3 <i>Capacità di trasporto solido</i>	33
8.3.4 <i>Portata di modellamento</i>	34
8.3.5 <i>Velocità critica di movimentazione</i>	35
8.3.6 <i>Diametro limite movimentabile</i>	36
8.3.7 <i>Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici</i>	36
8.4 ANALISI DELL'INTERAZIONE DELLE OPERE VIARIE CON I CORSI D'ACQUA DI INTERESSE	37
8.4.1 <i>Erosioni dei fossi</i>	38

8.5	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	39
8.5.1	<i>Criteria progettuali</i>	39
8.5.2	<i>Tipologie d'intervento</i>	41

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione degli interventi di realizzazione dell'autostrada A12 Rosignano-Civitavecchia, per la nuova bretella di Piombino, sono state analizzate le interferenze idrografiche attraversate ed effettuata la progettazione delle opere di attraversamento e degli interventi di sistemazione.

La presente relazione illustra lo studio a supporto della progettazione, e si pone l'obiettivo del dimensionamento e verifica del funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento in progetto. 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, sia in termini di sezione idraulica sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto. Come portata di riferimento per il dimensionamento delle opere è stata presa la portata con tempo di ritorno duecentennale, in accordo con le elaborazioni condotte dagli Enti competenti in materia idraulica.

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 analizzati i risultati delle analisi idrologiche ed idrauliche riportate nel *Piano Strutturale d'area* e nel *Regolamento Urbanistico d'Area della Val di Cornia*, utilizzati per il progetto dell'infrastruttura.

In proposito occorre sottolineare che, visto l'esistenza di uno studio idrologico idraulico di dettaglio della zona attraversata dall'infrastruttura, si è utilizzato tale studio, stante il carattere di ufficialità e non sono stati ritenuti necessarie ulteriori approfondimenti nelle analisi idrologiche ed nell'analisi idraulica dello stato di fatto. Si è effettuato lo studio idraulico di progetto.

Infine, verrà riportata l'analisi dei fenomeni idrodinamici e morfologici indotti dall'interazione delle opere di attraversamento, esistenti ed in progetto, con gli alvei, con particolare attenzione a fenomeni di tipo erosivo o di sedimentazione, definendo le tipologie e le dimensioni degli interventi correttivi eventualmente necessari.

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

L'intervento in esame, che è inserito nel più ampio progetto di collegamento dello svincolo di Rosignano a quello di Civitavecchia lungo la direttrice autostradale A12, ha come argomento la nuova strada Bretella di Piombino, Lotto 7.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento si trova interamente in territorio toscano, precisamente in provincia di Livorno, comune di Piombino.

La situazione attuale presenta un territorio di bonifica fortemente urbanizzato.

Il tracciato in progetto interseca tre corsi d'acqua, con tre manufatti di attraversamento.

La Tabella 2.1 riporta per i corsi d'acqua in studio, la progressiva autostradale e la tipologia del manufatto di attraversamento.

I corsi d'acqua appartengono all'Autorità di Bacino Toscana Costa mentre gli enti idraulicamente competenti sul territorio sono la Provincia di Livorno ed il Consorzio di bonifica Alta maremma.

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

Opera	Corso d'acqua	Progressiva di progetto	Dimensioni opere
	Nome del fosso	[km]	[m]
VI01	Fosso Montegemoli	0+940.00	Ponte unica luce 33 m
VI02	Fosso Cornia Vecchia	1+154.00	Viadotto otto luci 391 m complessivi
VI03	Nuovo Allacciante Fosso Cornia Vecchia	2+777.30	Viadotto due luci 70 m complessivi

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, del Piano Strutturale d'area e del Regolamento Urbanistico d'area della Val di Cornia.

Il Piano Strutturale ed il Regolamento urbanistico forniscono lo studio idrologico ed idraulico del Cornia Vecchia e dei suoi affluenti. Di conseguenza le opere di attraversamento sono state progettate prendendo come riferimento, visto il loro carattere ufficiale, i dati in esso contenuti.

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

4. INQUADRAMENTO NORMATIVO

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

4.1 **Normativa comunitaria**

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

Direttiva 2000/60/CE

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

Direttiva 2006/118/CE

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

Direttiva 2007/60/CE

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

4.2 **Normativa nazionale**

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

RD 25/07/1904 n° 523

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

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

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

DPR 15/01/1972 n° 8

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

L. 64/74

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

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

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

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

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

L. 183/89

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

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

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

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

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

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

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

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

DPR 18/7/95

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

DPCM 4/3/96

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

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

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

DPCM 29/9/98

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

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

L. 267/98 (Legge Sarno)

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

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

DL 152/99

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

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

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

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

DM 14/01/2008

"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" Il decreto si compone di due articoli e precisamente dell'articolo 1 con cui viene approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni ad eccezione delle tabelle 4.4.III e 4.4.IV e del Capitolo 11.7. Le nuove norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 settembre 2005.

Successivamente il con il DM 06/05/2008 "Integrazioni al decreto 14 gennaio 2008" sono stati approvati il capitolo 11.7 e le tabelle 4.4.III e 4.4.IV del testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni allegato al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

4.3 Normativa regionale

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

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

LR 81/94

Disposizioni in materia di risorse idriche.

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

LR 50/94

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

L.R. 5/95

Norme per il governo del territorio

D.C.R. 155/97

Direttive tecniche per l'ingegneria naturalistica

L.R. 91/98

Norme per la difesa del suolo

Delibera 25/01/2005, n.6

Approvazione del piano di tutela delle Acque della Regione Toscana

L.R. 20/2006

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

Regolamento regionale 8 settembre 2008 n. 46/R

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

4.4 Autorità di bacino regionale: AdB Toscana Costa

I corsi d'acqua d'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.

In relazione alle specifiche condizioni idrauliche e idrogeologiche, alla tutela dell’ambiente e alla prevenzione di presumibili effetti dannosi di interventi antropici, sono soggetti alle norme del presente titolo le aree perimetrare con la sigla P.I.M.E. e P.I.E. nelle allegare carte di tutela del territorio:

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

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

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

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

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

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

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

4.5 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 Piano Strutturale d'area della Val di Cornia

Il Piano Strutturale è lo Strumento della Pianificazione Territoriale di competenza del Comune. Con tale atto il Comune, individuate le risorse 'naturali' ed 'essenziali' presenti nel proprio territorio, definisce i principi e le grandi strategie per la loro salvaguardia, il loro sviluppo e la loro valorizzazione, dettando indirizzi e prescrizioni per la pianificazione operativa e di dettaglio.

Il Piano Strutturale d'area della Val di Cornia interessa i comuni di Campiglia Marittima, Piombino e Suvereto.

L'elaborato Relazione Generale del Piano Strutturale d'area della Val di Cornia riporta lo stato dell'iter approvativo, di seguito riportato, del Piano stesso: "con le delibere di consiglio comunale 26 aprile 2004, n. 27, 27 aprile 2004, n. 55 e 28 aprile 2004, n. 19, i comuni di Campiglia Marittima, Piombino e Suvereto hanno approvato l'atto di avvio del procedimento per la formazione del nuovo piano strutturale in osservanza della delibera di giunta esecutiva del circondario Val di Cornia 19 aprile 2004, n. 20...

In seguito all'entrata in vigore della nuova legge organica regionale in materia di governo del territorio, la Lr n. 1 del 3 gennaio 2005, la struttura dell'ufficio di piano ha predisposto il documento "*Integrazione all'avvio del procedimento del piano strutturale d'area (comuni di Piombino, Campiglia Marittima, Suvereto) e avvio del procedimento delle varianti contestuali ai sensi dell'art. 15 Lr 1/2005*", approvato con deliberazione della giunta esecutiva del circondario Val di Cornia n. 72 del 24 ottobre 2005 e successivamente dai consigli comunali dei tre comuni:

- Comune di Piombino: delibera Cc n. 154 del 23 novembre 2005;
- Comune di Campiglia Marittima: delibera Cc n. 124 del 29 novembre 2005;
- Comune di Suvereto: delibera Cc n. 66 del 30 novembre 2005."

4.7 Regolamento urbanistico d'area della Val di Cornia

I Comuni di Piombino, Campiglia Marittima e Suvereto, aderenti al Circondario della Val di Cornia, con i Comuni di San Vincenzo e Sassetta, dopo aver proceduto alla formazione e all'approvazione del Piano Strutturale d'Area, hanno provveduto alla redazione del Regolamento urbanistico, che vuole essere lo strumento attuativo dei piani loro strutturali, predisponendo una struttura normativa unica ed elaborati costituiti da una parte comune e da una parte rivolta invece alle specificità di ognuno dei tre territori.

Il comune di Campiglia Marittima ha adottato il Regolamento urbanistico con la Delibera del consiglio comunale n.48 del 12 maggio 2010, Il comune di Suvereto ha adottato il Regolamento urbanistico con la Delibera del consiglio comunale n.32 del 12 maggio 2010.

4.8 Consorzio di bonifica

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

5. IDROGRAFIA

Il tracciato stradale in progetto ricade al margine del bacino idrografico del fosso Cornia Vecchia, canale artificiale reso necessario per integrare il sistema di smaltimento delle acque pluviali provenienti dai bacini irrigui, dopo la deviazione del fiume Cornia. Tale canale si innesta in prossimità della deviazione del fiume Cornia e sfocia in mare nel porto. Tale fosso di drenaggio e i relativi affluenti hanno oggi solamente il compito di smaltire le portate provenienti dai terreni agricoli comparsi, relativi alla parte terminale della valle e di scaricarle a mare attraverso il canale portuale.

In particolare l'infrastruttura di progetto interferisce con la parte terminale dell'alveo, dalla località Montegemoli fino alla foce.

Tale area è stata oggetto nel corso degli anni di numerose e susseguenti bonifiche che ne hanno profondamente alterato la morfologia e la natura tipicamente palustre. La situazione in cui si trovava la pianura nel 1836, prima della bonifica, era caratterizzata da paludi, che coprivano un'area di circa 1500 ettari, ad esse si aggiungevano le zone di campagna degradate e impaludate per la cattiva manutenzione dei corsi d'acqua naturali e artificiali. Inoltre il fiume Cornia sfociava direttamente nella palude di Piombino la quale comunicava al mare attraverso l'apertura di Punta Capezzolo (attuale località Terre Rosse). Solo nel 1864, con la colmata della Palude di Piombino e la deviazione del fiume Cornia, si delineò definitivamente l'assetto dell'area.

L'infrastruttura stradale in progetto interferisce, come detto sopra con la parte terminale del bacino. In particolare il tracciato stradale si sviluppa da principio parallelamente all'antico alveo del Cornia (ora denominato fosso Cornia Vecchia), oggi residuo in regime di alveo artificiale, mantenendosi affiancato sulla sponda destra. Proseguendo verso valle la prima interferenza idrografica è il fosso Montegemoli superato tramite un ponte di 33 metri. Successivamente il tracciato attraversa il fosso Cornia Vecchia, con un viadotto di 391 m, e si mantiene parallelo alla sponda sinistra fino al nuovo attraversamento del medesimo fosso, con un viadotto di 70 metri, a valle della confluenza con il canale allacciante.

Per i corsi d'acqua d'interesse esiste la perimetrazione ufficiale del bacino effettuata nell'ambito del PAI. Tale perimetrazione è riportata nell'elaborato IDR002.

6. IDROLOGIA

Come premesso, si è preso a riferimento lo studio idrologico ed idraulico contenuto nel Piano Strutturale d'area della Val di Cornia e la relazione idraulica del Regolamento Urbanistico d'area.

Nella tabella 6.1 sono riportate le portate corrispondenti ad un tempo di ritorno di 200 anni, fornite dagli studi sopra menzionati.

Tabella 6.1: portate per diversi tempi di ritorno

Opera	Corso d'acqua	Progress. di progetto	Studio di riferimento	Sezione di rif.	Portata di progetto Tr=200 anni
	Nome del fosso	[km]			[m³/s]
VI01	Fosso Montegemoli	0+940.00	Piano strutturale	1402	35.00
VI02	Fosso Cornia Vecchia	1+154.00	Piano strutturale	1301	72.61
VI03	Nuovo Allacciante Fosso Cornia Vecchia	2+777.30	Regolamento Urbanistico	2	138.00

7. IDRAULICA

7.1 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. 14 gennaio 2008 e dalla Circolare dello stesso Ministero n. 617 del 02/02/2009, 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.

7.1.1 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 200 anni, come prescritto dalla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 617 del 2009, 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:

$$R(T) = R_0$$
$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^{N_0} \quad (7.1)$$

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:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = R_0 \rightarrow T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R_0}} \quad (7.2)$$

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

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

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

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

- spinta idrodinamica per effetto del 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.

7.1.2 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 7.1.1, 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.

7.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento

Nei casi in cui la verifica idraulica dei ponti esistenti non sia adeguata rispetto alle prescrizioni viste al paragrafo 7.1.1, il progetto di adeguamento deve contenere gli interventi correttivi necessari a rimuovere gli elementi di incompatibilità presenti.

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

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

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

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

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

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

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

7.2 Modellazione idraulica e analisi dei risultati

Il Piano Strutturale d'area ed il Regolamento Urbanistico d'area della Val di Cornia riportano la verifica del bacino del Cornia Vecchia e dei suoi affluenti.

Si riportano di seguito i risultati contenuti negli studi e quelli a seguito dell'analisi idraulica dello stato di progetto.

Tabella 7.1: portate per diversi tempi di ritorno

Opera	Corso d'acqua	Progress. di progetto	Studio di riferimento	Sezione di rif.	Portata di progetto Tr=200 anni	Livello idrico	franco
	<i>Nome del fosso</i>	<i>[km]</i>			<i>[m³/s]</i>	<i>[m] slm</i>	<i>[m]</i>
VI01	Fosso Montegemoli	0+940.00	Piano strutturale	1402	35	2.31	1.81
VI02	Fosso Cornia Vecchia	1+154.00	Piano strutturale	1301	72.61	1.46	6.86
VI03	Nuovo Allacciante Fosso Cornia Vecchia	2+777.30	Regolamento Urbanistico	2	138	1.14	3.21

L'inserimento delle opere in progetto non modifica il deflusso attuale. Le nuove opere hanno franchi superiori a quelli indicati nella normativa.

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

8.1 *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.

8.1.1 *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.

8.1.2 Erosione generalizzata

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

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

$$\frac{h_p}{h_a} = \left(\frac{Q_p \cdot W_a}{Q_a \cdot W_p} \right)^{6/7} \quad \text{per } \frac{h_p}{h_a} > 1 \quad (8.1)$$

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 (8.1) 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 (8.1) è evidentemente sovrastimata nel caso il ponte sia stato protetto con materiale di grande dimensione.

Le grandezze nella (8.1) 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:

$$\frac{h_p}{h_a} = \left(\frac{W_a}{W_p} \right)^{6/7} \cdot \left[1 + \frac{W_g \cdot f \cdot k_{sg}}{W_a \cdot k_{sa}} \left(\frac{h_a - B}{h_a} \right)^{5/3} \right]^{6/7} \quad \text{per } \frac{h_p}{h_a} > 1 \quad (8.2)$$

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

La relazione (8.1), e di conseguenza la (8.2), 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 (8.1)-(8.2) 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:

$$e_c = h_p - h_0 \quad (8.3)$$

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

I valori di scavo ottenuti dalla (8.3) 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.

8.1.3 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:

$$\frac{d_s}{b} = f_1 \left(\frac{v_0}{v_{cr}} \right) \cdot 2 \tanh \left(\frac{h_0}{b} \right) \cdot f_2 (forma) \cdot f_3 \left(\alpha, \frac{l}{b} \right) \quad (8.4)$$

dove:

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

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

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

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

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

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

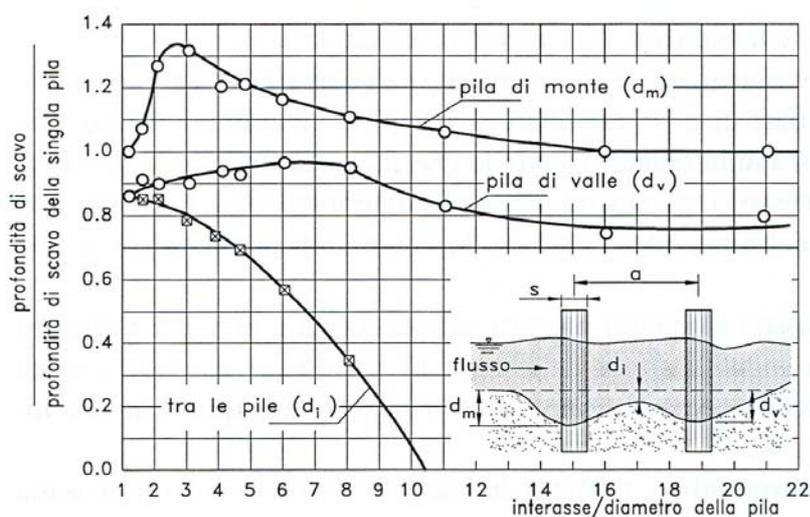
Nei casi in cui il singolo appoggio dell'impalcato autostradale non sia costituito da un'unica pila di lunghezza pari all'impalcato stesso, ma da due o più pile allineate, è necessario valutare l'influenza che la pila più a monte può esercitare sui fenomeni di scalzamento delle pile di valle.

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

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

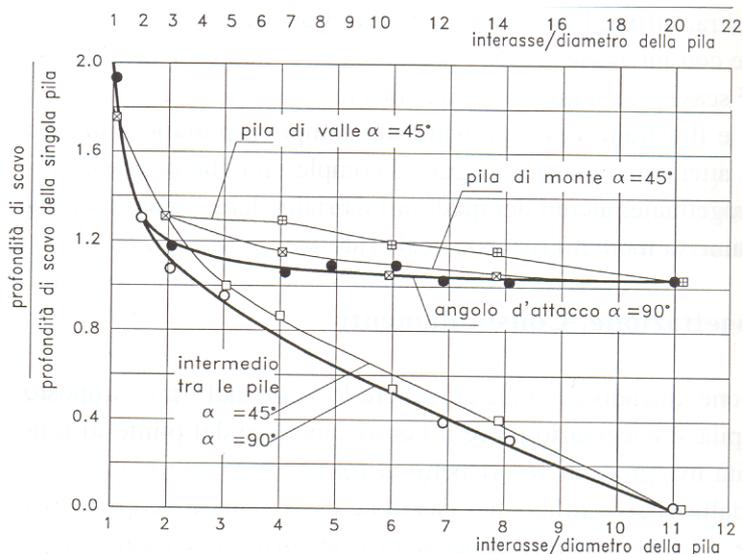
In particolare, nel caso di due pile allineate (angolo di attacco 0°) il grafico di Figura 8.1 evidenzia, al variare del rapporto "*interasse-diametro pila*", quale sia lo scavo sulle due pile (separatamente pila di monte e pila di valle) in rapporto a quello che si avrebbe per la singola pila. Si nota come lo scalzamento della pila di monte si incrementa fino ad un massimo di ca. 1.35 volte in corrispondenza del rapporto "*interasse-diametro pila*" $\approx 2.5 \div 3.0$, mentre per la pila di valle lo scalzamento si riduce leggermente rispetto al caso di pila singola.

Figura 8.1: Profondità di scavo per due pile allineate in funzione dell'interasse ($\alpha=0^\circ$).



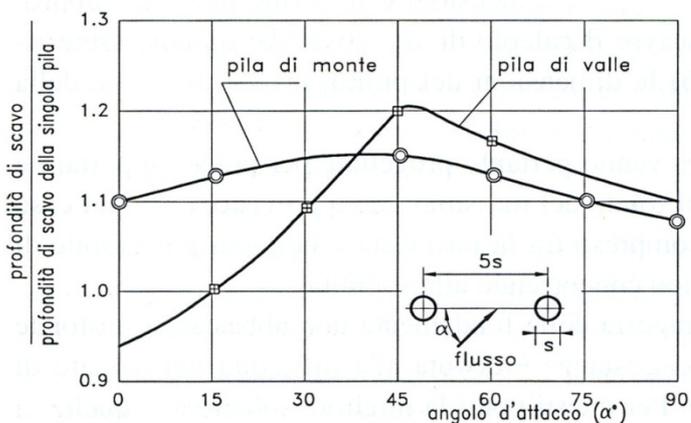
La Figura 8.2 mostra, invece, i risultati delle prove sperimentali ottenuti ancora con due pile allineate, per differenti rapporti "interasse-diametro pile", ma con angoli di attacco delle correnti $\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$.

Figura 8.2: 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 8.3: 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.

8.2 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:

$$R = S_m - S_v \quad (8.5)$$

essendo la spinta totale:

$$S = \gamma \cdot A \cdot y_b + \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot A} \quad (8.6)$$

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.

8.3 *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 8.3.4). 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.

8.3.1 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:

$$W = RKLSCP \quad (8.7)$$

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:

$$G = W \cdot r \quad (8.8)$$

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.

8.3.2 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:

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (8.9)$$

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

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \quad (8.10)$$

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 (8.11), individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu} \quad (8.11)$$

Il diagramma di Shields (Figura 8.4) porta in ascisse tale parametro Re_* e in ordinate la variabile $\Theta = \tau_{cr}$, definita come *parametro di mobilità di Shields*.

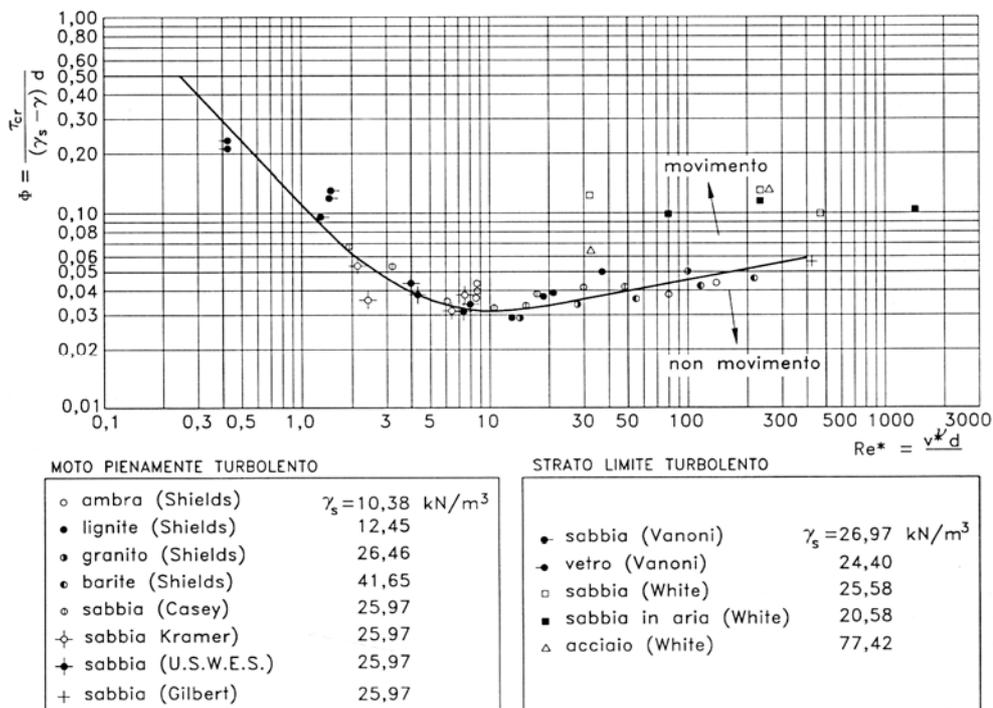
I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale.

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:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056 \quad (8.12)$$

Figura 8.4: 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.

8.3.3 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:

$$\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}} \quad (8.13)$$

$$\Theta = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (8.14)$$

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:

$$\Phi = 8 \cdot (\Theta - \Theta_{cr})^{1.5} \quad (8.15)$$

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

$$q_b = 8 \cdot \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \Theta_{cr} \right)^{1.5} \quad (8.16)$$

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 espone al paragrafo 8.3.1, 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 (8.16), deposito di materiale nel caso opposto.

8.3.4 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.

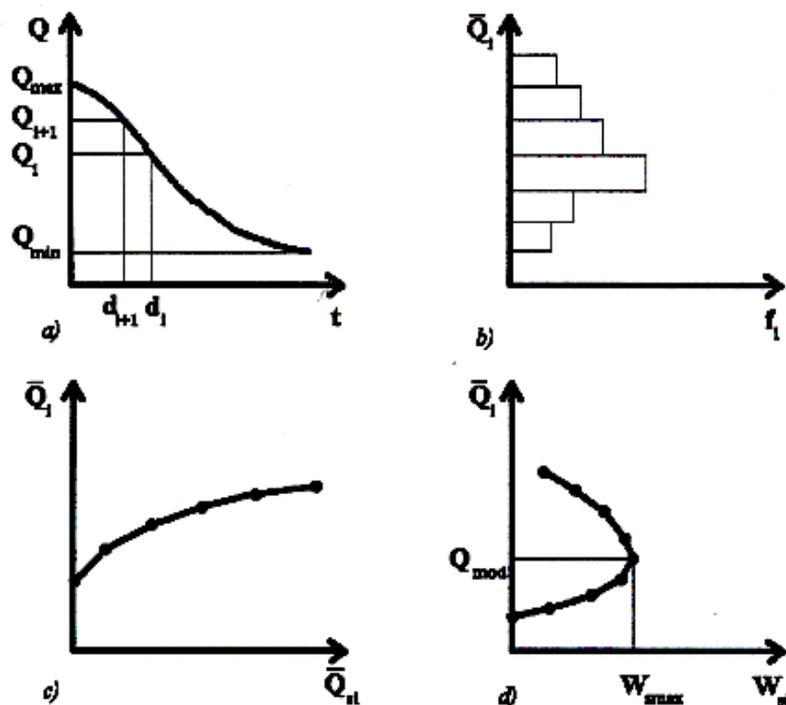
Per determinare tale grandezza in maniera maggiormente rigorosa, essa può essere definita come quel valore di portata che ha durata tale per cui nel corso dell'anno dà luogo al massimo volume di trasporto solido.

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 8.5-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 8.5-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 8.5-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 8.5-d).

Figura 8.5: 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.

8.3.5 Velocità critica di movimentazione

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

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

Tale velocità può essere definita tramite la seguente relazione empirica:

$$v = 6 \cdot \sqrt{d} \quad (8.17)$$

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 .

8.3.6 Diametro limite movimentabile

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

$$d_{\text{lim}} = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot 0.056} \quad (8.18)$$

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

8.3.7 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 7.2, 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.

8.4 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 (8.4) descritta in dettaglio al paragrafo 8.1.3.

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 (8.3), 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.

8.4.1 Erosioni dei fossi

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

Tabella 8.1: portate per diversi tempi di ritorno

Corso d'acqua	Z rif. [m slm]	Scalz.Sx	Scalz.Dx	D50 [mm]	Pila
Fosso Montegemoli	-0.88	0.06	0.06	0.002	no
Fosso Cornia Vecchia	-0.65	0.45	0.45	0.09	non in alveo
Nuovo Allacciante Fosso Cornia Vecchia	-1.21	1.2	1.2	0.1	non in alveo

8.5 Interventi di sistemazione idraulica

8.5.1 Criteri progettuali

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

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

- 1 Misure idrauliche;
- 2 Misure strutturali.

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

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

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

La classe 1b si differenzia in quanto tali interventi tendono a contrastare l'azione erosiva della corrente. Essi non variano secondo la specifica funzione ma solamente in base al materiale utilizzato. Esempi classici sono i rivestimenti rigidi e flessibili. I primi sono tipicamente impermeabili e non si adattano alle variazioni morfologiche, mentre i secondi hanno una maggiore capacità di adattamento. Gli interventi di questo tipo devono essere valutati accuratamente e in funzione della loro specifica utilità. Ad esempio, il rivestimento

delle sponde può essere previsto per contrastare l'erosione associata alla migrazione dei meandri, oppure per proteggere l'alveo in prossimità dell'attraversamento. Questa categoria d'intervento comprende svariate tipologie di sistemazioni come i gabbioni, i materassi e le scogliere.

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

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

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

Sostanzialmente, essendo il progetto in argomento relativo ad un ampliamento alla terza corsia, gli interventi proposti saranno finalizzati a contrastare l'azione erosiva della corrente, quindi saranno privilegiate le misure classificate al punto 1b. All'interno di tale categoria, la scelta dell'intervento dovrà essere valutata accuratamente, sulla base di elementi fondamentali per la stabilità dell'opera e per l'interazione di essa con l'alveo. Tali elementi possono essere così riassunti: fenomeni erosivi, caratteristiche dell'alveo, disponibilità dei materiali e costi.

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

Gli interventi proposti sono generalmente finalizzati a contrastare l'azione erosiva della corrente. Ciò può essere ottenuto essenzialmente in tre modi: il primo consiste nel porre

la fondazione ad una quota inferiore rispetto all'altezza di massima escavazione calcolata; il secondo metodo, applicabile con migliori risultati ai ponti esistenti, consiste nel proteggere la zona dove si forma il vortice a ferro di cavallo responsabile dei fenomeni di scalzamento; il terzo consiste nel prevenire la formazione del fenomeno erosivo attribuendo la giusta configurazione a pile e spalle. A tal proposito le applicazioni pratiche più comuni prevedono l'uso di pile appositamente sagomate in modo da ridurre la separazione di flusso e l'insorgere di turbolenza.

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

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

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

8.5.2 Tipologie d'intervento

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

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

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

- A. ricalibratura dell'alveo e sistemazione del fondo e delle sponde mediante scogliera in massi di cava di opportuna pezzatura eventualmente rinverditata (se necessario cementata);

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

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

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

Lotto	Progressiva iniziale A12 [km]	Corso d'acqua	Dimensione manufatto [m]	Tipologia sistemazione [m]
7	0+940.00	Fosso Montegemoli	nuovo ponte L=33 m	Protezione in scogliera delle sponde
7	1+154.00	Fosso Cornia Vecchia	nuovo viadotto L =391 m	Protezione in scogliera delle pile 6 e 7
7	2+777.30	Nuovo Allacciante Fosso Cornia Vecchia	nuovo viadotto L =70 m	Protezione in scogliera pila 1

Il dettaglio delle sistemazioni è riportato nell'elaborato IDR003.