



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

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA
LOTTO 5B**

TRATTO: FONTEBLANDA–ANSEDONIA

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: FEBBRAIO 2011	REVISIONE	
	—	codice commessa	N.Prog.	unita'		n. progressivo	n.
—	1	2	1	2	1	4	0
	2	1	4	0	2	I	D
	R	0	0	1	—	1	
							SCALA:
							1
							GIUGNO 2011

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

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

INDICE

1. PREMESSA	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	5
3. METODOLOGIA OPERATIVA	8
4. INQUADRAMENTO NORMATIVO	10
4.1 NORMATIVA COMUNITARIA	10
4.2 NORMATIVA NAZIONALE	10
4.3 NORMATIVA REGIONALE.....	12
4.4 AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE: ADB OMBRONE	13
4.5 PIANO STRUTTURALE D'AREA COMUNE DI ORBETELLO	14
4.6 CONSORZIO DI BONIFICA.....	15
5. IDROLOGIA	16
5.1 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	16
5.2 CALCOLO DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO.....	20
5.2.1 Valori di portata forniti da fonti ufficiali	20
5.2.2 Valori di portata determinati dal database di AITo	21
5.2.3 Modello di regionalizzazione MG	22
5.2.4 Valori di portata determinati con il metodo cinematico.....	25
6. IDRAULICA	29
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	29
6.1.1 Indirizzi progettuali	29
6.1.2 Condizioni di esercizio transitorio.....	31
6.1.3 Progettazione degli interventi di adeguamento	31
6.2 RILIEVI TOPOGRAFICI	32
6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	33
6.3.1 Generalità.....	33
6.3.2 Il codice di calcolo Hec-Ras	36
6.3.3 Risultati delle modellazioni condotte	42
6.3.4 Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo	43
6.4 ANALISI DEI RISULTATI	47
6.4.1 Collettore Orientale	47
6.4.2 Fosso Bufalareccia.....	48
6.4.3 Fosso Giuncale / Torrente Osa / Canale Principale 1	49
6.4.4 Canale Secondario 14.....	50
6.4.5 Canale principale 2 / Fiume Albegna / Torrente Radicata	51
6.4.6 Canale principale 6	52
6.4.7 Canale principale 5	53

6.4.8 Fosso senza nome A	53
6.4.9 Fosso Chiusa Murata	54
6.4.10 Fosso Casetta	55
6.4.11 Pisana Alta	54
6.4.12 Fosso Quartaccio	55
6.4.13 Fosso Orbetello Scalo	56
6.4.14 Fosso Tre confini	57

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione degli interventi di realizzazione dell'autostrada A12 Rosignano-Civitavecchia, nel tratto compreso tra Fonteblanda e Ansedonia, 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 gli studi condotti dall'autorità idrauliche competenti.

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, vengono 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 vengono 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 gli enti competenti in materia idraulica indicano 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 è stato sviluppato nel dettaglio il dimensionamento e la verifica dei manufatti autostradali di attraversamento dei corsi d'acqua. In particolare sono state analizzate le interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e valutate l'adeguatezza dei

manufatti di attraversamento, esistenti ed in progetto, sia in termini di sezione idraulica sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto.

Riassumendo, lo studio delle interferenze idrografiche ha sviluppato nel dettaglio il dimensionamento e la verifica dei manufatti autostradali di attraversamento dei corsi d'acqua. In particolare ha analizzato le interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e valutato l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento, esistenti ed in progetto, sia in termini di sezione idraulica sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto. L'intervento di progetto garantisce che il piano autostradale sia in sicurezza e, come livello minimo, il non aumento del rischio idraulico e in molti corsi d'acqua migliora le condizioni di deflusso e di sicurezza di un territorio che notoriamente subisce gravi disagi anche in condizioni di eventi di pioggia intensi ma non estremi.

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

L'intervento in esame, che è inserito nel più ampio progetto di collegamento dello svincolo di Rosignano a quello di Civitavecchia lungo la direttrice autostradale A12, ha come obiettivo l'adeguamento a sezione autostradale del tratto tra il Km 136+653.33 e il Km 160+254.31 dell'attuale S.S.1 Aurelia.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento si trova interamente in territorio toscano.

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

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

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

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

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

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

La

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

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

Progressiva A12 [km]	Corso d'acqua	TIPO	Manufatto esistente [m]	Manufatto progetto [m]
0+923	Collettore Orientale	P	Ponte L=8	Nuovo PonteL=21.70
1+556	Fosso Bufalareccia	M	Tombino 3x2.5	-
4+150	Fosso delle Giuncale (Coll des Osa)	M	Tombino 7.4 x 2	Nuovo Viadotto in affiancamento L=194.5
4+144	Torrente Osa	P	Ponte L=60	
4+230	Canale Principale n.1 (Coll sin Osa)	M	Tombino 6x2.5	
8+912	Canale secondario 14	M	Tombino 3x2.5	Nuovo tombino 3x2.5
9+080	Canale principale n.2 (Coll des Albegna)	P	Viadotto L=250	Nuovo in affiancamento L=330
9+181	Fiume Albegna	P		
9+293	Torrente Radicata/Canale Principale n.4 (Coll sin Albegna)	P		
9+600	Canale Principale 6	M	Ponticello L=5.5	Ampliato
10+675	Canale_Principale 5	M	Ponticello L=7	Ampliato
11+165	Fosso senza nome A	M	Tombino 2X1.7	Nuovo tombino 4x2
15+400	Fosso Chiusa Murata	M	Tombino 2x1.5	prolungato
16+140	Fosso Pisana Alta	M	Tombino 1x1	nuovo tombino 2x1.5
16+395	Fosso Casetta	M	Tombino 2x1.5	prolungato
16+483	Fosso Quartaccio	S	Tombino 1x1.5	nuovo tombino 3x1.5
17+078	Fosso Orbetello Scalo	M	Tombino ϕ 1.00	nuovo tombino scatolare 1x1.5
20+059	Fosso Tre Confini	S	Tombino 2 x 2	3 Nuovi tombini 5x2

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:

- le grandezze di riferimento sono state determinate in base ai dati forniti dagli enti competenti in materia idraulica qualora questi risultassero disponibili;
- in alternativa esse sono state determinate utilizzando i dati contenuti nel database del sistema di regionalizzazione AITo della Regione Toscana (confrontando i valori delle portate così ottenuti con il metodo di regionalizzazione MG (Maione et al. 2009)
- infine esse sono state calcolate adottando il metodo cinematico per tutti quei corsi d'acqua non contenuti in tale database.

Una volta determinata 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, di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento autostradale, sia nelle condizioni di stato attuale che in quelle di progetto. Infine, laddove necessario, vengono individuati gli opportuni interventi correttivi da realizzarsi sull'opera viaria e/o sul corso d'acqua attraversato, in relazione alle problematiche idrauliche (eccessivo restringimento della sezione d'alveo, franco di sicurezza insufficiente, etc.).

4. INQUADRAMENTO NORMATIVO

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

4.1 *Normativa comunitaria*

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

Direttiva 2000/60/CE

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

Direttiva 2006/118/CE

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

Direttiva 2007/60/CE

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

4.2 *Normativa nazionale*

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

RD 25/07/1904 n° 523

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

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

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

DPR 15/01/1972 n° 8

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

L. 64/74

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

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

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

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

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

L. 183/89

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

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

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

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

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

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

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

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

DPR 18/7/95

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

DPCM 4/3/96

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

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

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

DPCM 29/9/98

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

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

L. 267/98 (Legge Sarno)

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

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

DL 152/99

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

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

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

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

4.3 Normativa regionale

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

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

LR 81/94

Disposizioni in materia di risorse idriche.

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

LR 50/94

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

D.C.R. 155/97

Direttive tecniche per l'ingegneria naturalistica

L.R. 91/98

Norme per la difesa del suolo

L.R. 1/2005

Norme per il governo del territorio

Delibera 25/01/2005, n.6

Approvazione del piano di tutela delle Acque della Regione Toscana

L.R. 20/2006

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

Regolamento regionale 8 settembre 2008 n. 46/R

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

4.4 Autorità di bacino regionale: AdB Ombrone

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

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

Esso prevede che:

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

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

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

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

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

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

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

4.5 Piano Strutturale d'area comune di Orbetello

Il "Piano Strutturale Comunale" è lo Strumento della Pianificazione Territoriale di competenza del Comune (art.9 L.R.T.n°1/2005).

Il piano strutturale è stato approvato con delibera del consiglio comunale n.16 del 19.03.2007. L'avviso relativo all'approvazione è stato pubblicato sul Bollettino ufficiale della Regione n. 2 del 2.05.2007. Da tale data, ai sensi art. 17 della L.R. n. 1/2005, il piano strutturale ha acquistato efficacia.

4.6 ***Consorzio di bonifica***

I consorzi di bonifica interessati dall'intervento in esame sono il Consorzio di Bonifica Grossetana ed il Consorzio Osa-Albegna. Nella progettazione vengono rispettate tutte le specifiche poste dal Consorzio sui corsi d'acqua di propria competenza, in particolare in materia di fasce di rispetto, franchi, e piste per l'accesso e la manutenzione.

5. IDROLOGIA

5.1 Definizione dei bacini idrografici

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

Qualora per i corsi d'acqua di interesse si è potuta individuare una perimetrazione ufficiale del bacino effettuata nell'ambito del PAI o mediante i dati forniti dai Consorzi di Bonifica, 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 varie 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 .

Appare utile sottolineare che 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 sono state utilizzate diverse formulazioni riportate nel seguito:

Giandotti:

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

Kirpich:

$$t_c = 0.066 \cdot L^{0.77} \cdot \frac{1000 \cdot L}{H_{Max} - H_0} \quad (5.2)$$

Ventura

$$t_c = 0.315 \cdot A^{0.5} \quad (5.3)$$

Pasini

$$t_c = 0.0045 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L_{Max}}}{\sqrt{i}} \quad (5.4)$$

Pezzoli

$$t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}} \quad (5.5)$$

Puglisi

$$t_c = \frac{6 \cdot L^{0.67}}{\sqrt[3]{(H_{Max} - H_0)}} \quad (5.6)$$

essendo, A la superficie del bacino afferente espressa in km^2 , L la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua, L_{Max} la massima distanza percorsa dall'acqua, espressa in km, H_{Max} l'altezza massima del bacino e H_0 è l'altitudine del bacino in corrispondenza della sezione di chiusura, espressa in m s.l.m.

I vari valori ottenuti sono stati confrontati tra loro determinando nei vari casi a seconda delle caratteristiche del bacino in oggetto il t_c più realistico

In generale è utile sottolineare che il valore derivante dalla formula di Giandotti è stato generalmente trascurato essendo tale formula usualmente utilizzata per bacini idrografici con superficie A variabile fra i 170 e i 70000 kmq (più grandi di quelli in oggetto).

Viceversa è spesso stato utilizzato il valore derivante dalla formula di Kirpich (utilizzata per bacini rurali di piccole dimensioni) come primo indicatore del t_c .

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÷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.

Nel caso in oggetto esso è stato calcolato solo per quei bacini nei quali non erano presenti indicazioni ufficiali della portata di piena (o da parte del Consorzio di Bonifica o da parte di AITo) per cui è stato necessario determinare la portata di piena mediante il metodo cinematico.

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:

$$\phi = \frac{\sum S_i \cdot \phi_i}{S_{tot}} \quad (5.7)$$

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.

Nel caso in oggetto, essendo i bacini analizzati prettamente di tipo agricolo e non urbanizzato, il valore di 0.4 è risultato cautelativo in tutti i casi analizzati ed è stato utilizzato per la successiva fase di determinazione delle portate di progetto.

Nella tabella 5.1 si riportano le caratteristiche geomorfologiche dei bacini dei corsi d'acqua analizzati

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

Corso d'acqua	Progressiva di progetto	Tipo	Area	L	L _{Max}	i	H _{max}	H ₀	H _{med}
	[km]		[kmq]	[km]	[km]	[%]	[m slm]	[m slm]	[m slm]
Collettore Orientale	0+923	P	13.74						
Fosso Bufalareccia	1+556	M	1.58						
Fosso delle Giuncale (Coll des Osa)	4+150	M	2.88						
Torrente Osa	4+144	P	86.24						
Canale Principale n.1 (Coll sin Osa)	4+230	M	2.04						
Canale secondario 14	8+912	M	0.31	1.05	1.29	0.2	1.8	-0.7	1.8
Canale principale n.2 (Coll des Albegna)	9+080	P	34.45						
Fiume Albegna	9+181	P	654.4						
Torrente Radicata/Canale Principale n.4 (Coll sin Albegna)	9+293	P	28.15						
Canale Principale 6	9+600	M	3.24	4.02	5.12	0.3	200	-0.4	54
Canale Principale 5	10+675	M	3.1						
Fosso senza nome A	11+165	M	0.48						
Fosso Chiusa Murata	15+400	M	0.72						
Fosso Casetta	16+395	M	0.98	2.17	2.32	3.5	231	6	81
Fosso Quartaccio	16+483	S	5.06	5.74	6.53	2	354	6	122
Fosso Orbetello Scalo	17+078	M	1.16	2.39	2.69	2.6	193	6	68
Fosso Tre Confini	20+059	S	6.29	4.75	5.47	3.5	340	1.78	170

5.2 **Calcolo delle portate di riferimento**

Come detto precedentemente, le portate di riferimento per i vari corsi d'acqua sono state definite, qualora fosse possibile in base ai valori ufficiali enti competenti in materia idraulica.

Qualora tali dati non fossero disponibili, ci si è avvalsi dell'utilizzo del software AITo messo a disposizione della Regione Toscana.

Infine nel caso in cui non fossero disponibili dati ufficiali ne il corso d'acqua fosse presente nel database di AITo si è previsto l'utilizzo del metodo cinematico per la determinazione della portata di progetto.

5.2.1 *Valori di portata forniti da fonti ufficiali*

Il Consorzio di Bonifica Grossetana ha fornito le portate al colmo per tempo di ritorno di 2, 30, 100 e 200 anni per il Collettore Orientale a monte dell'immissione del Fosso della Grancina, per il Fosso della Grancina e dopo la loro confluenza a valle dell'Aurelia. Il consorzio di Bonifica Osa-Albegna ha fornito le portate al colmo per tempo di ritorno 2, 10, 20, 30, 100, 200 e 500 anni per il Fosso delle Giuncale (Collettore destro Osa), per il Canale Principale n.1 (Collettore sinistro Osa), per Canale principale n.2 (Collettore destro Albegna) e per il Torrente Radicata/Canale Principale n.4 (Collettore sinistro Albegna). Le portate di progetto del Torrente Osa e del Fiume Albegna sono invece state estratte dal database di AITo.

I valori di portata per i vari tempi di ritorno sono riportati nella tabella 5.2

Tabella 5.2: Valori di portata per i corsi d'acqua in oggetto

Corso d'acqua	Q2	Q10	Q20	Q30	Q100	Q200	Q500
Collettore Orientale	22.08			49.33	60.30	66.58	
Fosso delle Giuncale (Collettore destro Osa)	2.30	8.63	11.55	13.31	18.71	21.93	26.28
Canale Principale n.1 (Collettore sinistro Osa)	2.11	5.61	7.06	7.90	10.43	11.90	13.89
Canale principale n.2 (Collettore destro Albegna)	20.20	51.21	63.94	71.38	93.60	106.47	124.14
Torrente Radicata/Canale Principale n.4 (Collettore sinistro Albegna)	5.27	28.27	40.55	48.20	72.58	87.58	108.28

5.2.2 Valori di portata determinati dal database di AITo

Con il modello AITo la stima indiretta della portata di piena per assegnato tempo di ritorno viene effettuata mediante l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi a partire da uno ietogramma sintetico, ad intensità costante, ottenuto dalla curva di possibilità climatica di pari tempo di ritorno e raggugliata alla superficie del bacino, dalla quale viene ricavata l'altezza totale di precipitazione per ciascuna durata prescelta. La portata al colmo per assegnato tempo di ritorno viene quindi ottenuta, sulla base del metodo dell'evento critico, individuando la portata di pioggia efficace che massimizza il valore di colmo dell'onda di piena fornito dal modello 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.

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

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

- Dati pluviometrici di tutte le stazioni;
- Durata critica delle piogge;
- Tempo di picco dell'idrogramma unitario di Nash;
- Intensità di precipitazione per l'utilizzo dello ietogramma Chicago

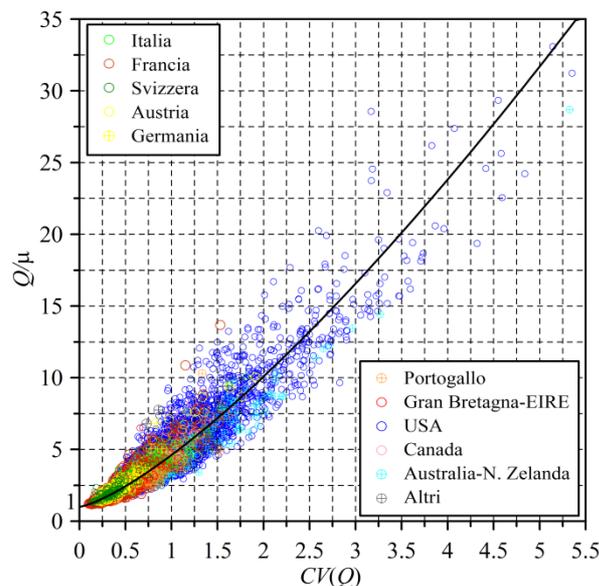
di determinare, in base al tempo di ritorno, le portate al colmo di piena e gli idrogrammi di piena in innumerevoli punti della rete idrografica toscana.

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

5.2.3 Modello di regionalizzazione MG

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

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



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

$$\frac{Q_{\max}}{\mu} = 1 + kCV^{1.33} \quad (5.8)$$

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 :

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + k(T) \cdot CV^{1.33} \quad (5.9)$$

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

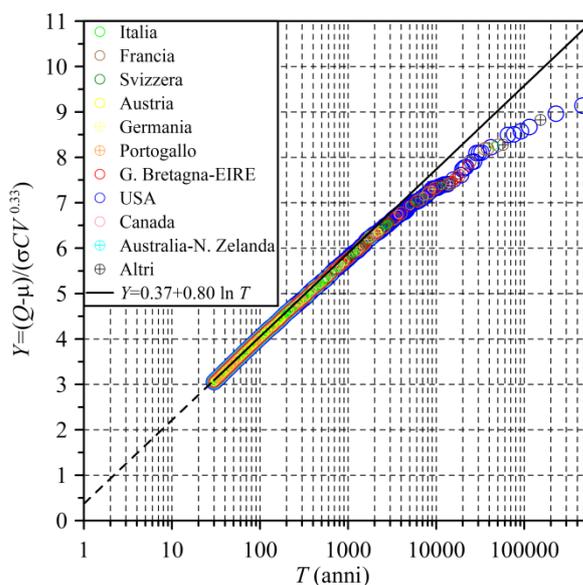
$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}} = \frac{Q - \mu}{\sigma CV^{0.33}} \quad (5.10)$$

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

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + (0.37 + 0.80 \ln T) CV^{1.33} \quad (5.11)$$

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

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



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

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

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

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

Per la stima $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ sono stati utilizzati formule empiriche, fornite nello stesso articolo di cui sopra, che relazionano tali valori al coefficiente di afflusso, alla superficie di bacino e a $\mu(h)$ e $\sigma(h)$, rispettivamente media e varianza dei valori di pioggia estrema relative alla stazione pluviometrica caratteristica per il bacino in oggetto (nel nostro caso Orbetello).

Tali formule sono state ricavate dall'analisi di categorie di bacini geograficamente vicini, nel caso particolare sono valide per bacini di Liguria e Toscana.

Nel seguito si riportano le formule in oggetto.

$$\mu(Q) = 5.12 \cdot 10^{-1} \cdot A^{0.71} \cdot \mu(h)^{0.58} \cdot \Phi^{1.04} \quad (5.12)$$

$$\sigma(Q) = 2.83 \cdot A^{0.52} \cdot \sigma(h)^{0.42} \cdot \Phi^{1.12} \quad (5.13)$$

CV(Q) infine è stato calcolato come rapporto tra $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$.

Nella tabella 5.3 sono riportate per i corsi d'acqua di cui non è stato possibile raccogliere dati dalle autorità competenti e presenti nel database di Alto le portate di colmo per tempi di ritorno di 10,20,50,100 e 200 anni.

Nella stessa tabella vengono inoltre riportati, per confronto, i medesimi valori determinati col metodo MG.

Tabella 5.3 Confronto tra le portate determinate con AITo e con il metodo MG per i corsi d'acqua in oggetto

Bacino	Q10 AITo	Q10 MG	Q20 AITo	Q20 MG	Q50 AITo	Q50 MG	Q100 AITo	Q100 MG	Q200 AITo	Q200 MG
Fosso della Bufalareccia	16.96	6.20	23.34	7.20			26.99	9.30	30.90	10.13
Torrente Osa	137.08	198.25			210.69	303.99	250.98	345.20	297.66	384.86
Fiume Albegna	796.73	1246.89			1224.55	1993.70	1460.14	2284.78	1704.42	2564.86
Fosso senza nome A	8.69	2.32			12.19	3.02	14.18	3.30	16.30	3.56
Fosso Tre Confini	41.39	19.95			63.99	28.41	74.36	31.71	85.87	34.88

5.2.4 Valori di portata determinati con il metodo cinematico

Come detto nel caso in cui non siano disponibili dati ufficiali ne il corso d'acqua sia presente nel database di AITo si è previsto l'utilizzo del metodo cinematico per la determinazione della portata di progetto.

Un caso particolare è quello relativo al Fosso Tre confini le cui portate rappresentative già determinate attraverso il software AITo sono comunque state ricalcolate in quanto ci si è resi conto che il bacino afferente all'attraversamento di progetto è inferiore di quanto indicato nel software stesso.

L'evento critico considerato per i vari casi è quello con un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino (calcolato così come indicato nel par. 5.1).

Secondo tale metodo la portata massima al colmo per un determinato evento è la seguente:

$$Q_{Max} = 0.278 \cdot \frac{\Phi \cdot h \cdot S}{T_c} \quad (5.14)$$

Essendo ϕ il coefficiente di afflusso, h l'altezza di pioggia ragguagliata sul bacino, di durata T pari al tempo di corrivazione espressa in mm, S la superficie espressa in Km², T_c in ore e Q in mc/s.

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

$$h = a_0 T_r^{m_0} \cdot t_p^{n_0} \quad (5.15)$$

dove a_0 , m_0 , n_0 sono parametri che vengono stimati a partire dalle elaborazioni di serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata assegnata.

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

I dati pluviometri sono stati estrapolati dal database del software AITo sia per le piogge di durata inferiore a un'ora che per quelle di durate superiori.

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

a1	n1	m1
30.19	0.45	0.19

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

a	n	m
27.23	0.30	0.24

I tempi di corrivazione e le portate per T_r 10, 20, 50, 100 e 200 sono riportati nella tabella 5.4

Tabella 5.4: Valori di portata per i corsi d'acqua in oggetto calcolati mediante il metodo cinematico

Bacino	Tc	Q10	Q20	Q50	Q100	Q200
Canale secondario 14	1.07	1.33	1.57	1.95	2.31	2.72
Canale Principale 6	6.4	4.93	5.82	7.25	8.57	10.07
Canale Principale 5	1.60	11.74	13.86	17.27	20.40	24.09
Fosso Chiusa Murata	0.49	6.26	7.09	8.36	9.47	10.73
Fosso Casetta	0.67	7.10	8.05	9.49	10.75	12.18
Fosso Quartaccio	1.46	23.32	27.54	34.31	40.52	47.86
Fosso Orbetello Scalo	0.69	8.29	9.39	11.07	12.54	14.21
Fosso Tre Confini	1.07	36.55	43.17	53.79	63.53	75.02

In conclusione nella tabella 5.5 sono riportate per ciascun corso d'acqua la progressiva, il bacino afferente la portata di progetto considerata per le modellazioni idrauliche in corrispondenza del manufatto di attraversamento e la modalità mediante cui tale portata è stata determinata.

Tabella 5.5. portate di progetto

Corso d'acqua	Progressiva di progetto	Area (Km²)	Q(m³/s)	Provenienza dati
Collettore Orientale	0+923	13.74	66.58	Bonifica Grossetana
Fosso Bufalareccia	1+556	1.58	30.90	Modello AITo
Fosso delle Giuncale (Coll des Osa)	4+150	2.88	21.93	Consorzio Osa Albegna
Torrente Osa	4+144	86.24	297.66	Modello AITo
Canale Principale n.1 (Coll sin Osa)	4+230	2.04	11.9	Consorzio Osa Albegna
Canale secondario 14	8+912	0.31	2.72	Metodo cinematico
Canale principale n.2 (Coll des Albegna)	9+080	34.45	106.7	Consorzio Osa Albegna
Fiume Albegna	9+181	654.4	1704.42	Modello AITo
Torrente Radicata/Canale Principale n.4 (Coll sin Albegna)	9+293	28.15	87.58	Consorzio Osa Albegna
Canale Principale 6	9+600	3.24	10.07	Metodo cinematico
Canale_Principale 5	10+675	3.10	24.09	Metodo cinematico
Fosso senza nome A	11+165	0.48	17.16	Modello AITo

<i>Corso d'acqua</i>	<i>Progressiva di progetto</i>	<i>Area (Km²)</i>	<i>Q(m³/s)</i>	<i>Provenienza dati</i>
Fosso Chiusa Murata	15+400	0.72	10.73	Metodo cinematico
Fosso Casetta	16+395	0.98	8.28	Metodo cinematico
Fosso Quartaccio	16+483	5.06	15.27	Metodo cinematico
Fosso Orbetello Scalo	17+078	1.16	7.30	Metodo cinematico
Fosso Tre Confini	20+059	6.29	75.02	Metodo cinematico

6. IDRAULICA

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

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

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

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

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

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

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

6.1.1 Indirizzi progettuali

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

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

Per i corsi d'acqua di piccole dimensioni, possono essere assunti tempi di ritorno inferiori ai 100 anni; in tali situazioni, da valutarsi caso per caso anche in relazione ad eventuali prescrizioni sul singolo corso d'acqua, è comunque necessario verificare che le opere non

comportino un aggravamento delle condizioni di rischio idraulico sul territorio circostante per la piena di 200 anni.

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

$$R(T) = R_0$$

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

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

Di conseguenza:

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

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

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

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

- scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile o delle spalle;

- urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
- scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
- spinta idrodinamica per effetto del 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.

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

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

Nei casi in cui problemi di incompatibilità siano determinati dalle condizioni di scalzamento massimo non compatibili con la stabilità delle fondazioni, è comunque preferibile una soluzione di intervento diretto sulle fondazioni stesse per il conseguimento dei parametri di sicurezza necessari.

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

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

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

6.2 **Rilievi topografici**

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

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

Si dispone quindi della seguente documentazione:

- Rilievo fotogrammetrico generale in scala 1:5.000;
- Rilievo fotogrammetrico di dettaglio in scala 1:1.000;
- Rilievo celeri metrico in scala 1:500 della fascia occupata dall'autostrada;

- Sezioni idrauliche dei corsi d'acqua interferiti dal progetto autostradale;
- Rilievo di tutte le opere d'arte esistenti e relative schede monografiche.

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

6.3 **Modellazione idraulica**

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

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

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

6.3.1 *Generalità*

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

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

parziale o totale occlusione della sezione di passaggio dovuta al materiale solido trasportato dalla corrente.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

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

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

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

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

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

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

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

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

6.3.2 Il codice di calcolo Hec-Ras

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

Le ipotesi caratterizzanti il codice di calcolo sono:

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

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

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

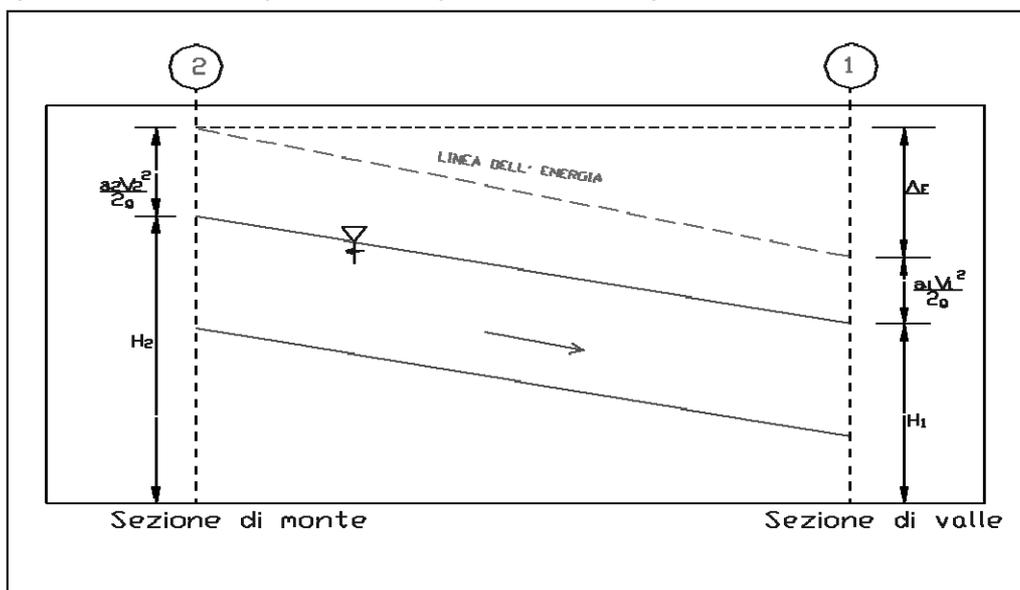
In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

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

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

dove (vedi Figura 6.1):

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



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

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

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

dove:

L : lunghezza del tratto d'alveo in esame;

J : cadente piezometrica;

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

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

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

dove:

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

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

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

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

essendo:

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_1 : forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;

W_x : forza peso proiettata nella direzione del moto;

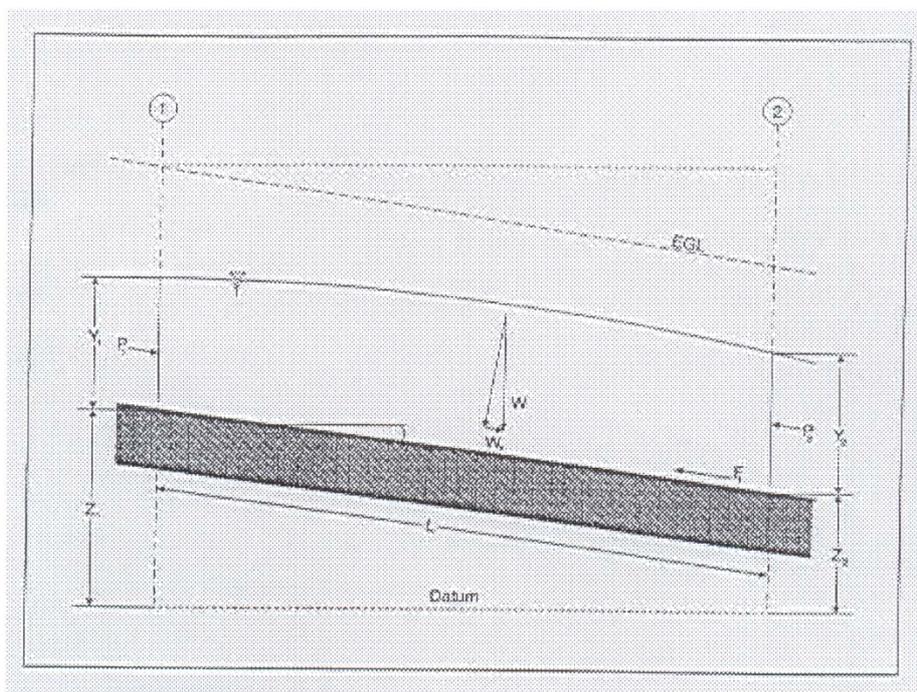
F_f : forza legata agli attriti;

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 due schede in formato A3 ("Schede identificative delle interferenze e degli interventi di sistemazione") che riassumono le analisi idrauliche effettuate in condizioni di stato di fatto, la prima scheda, e di progetto, la

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

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

6.3.4 Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo

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

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

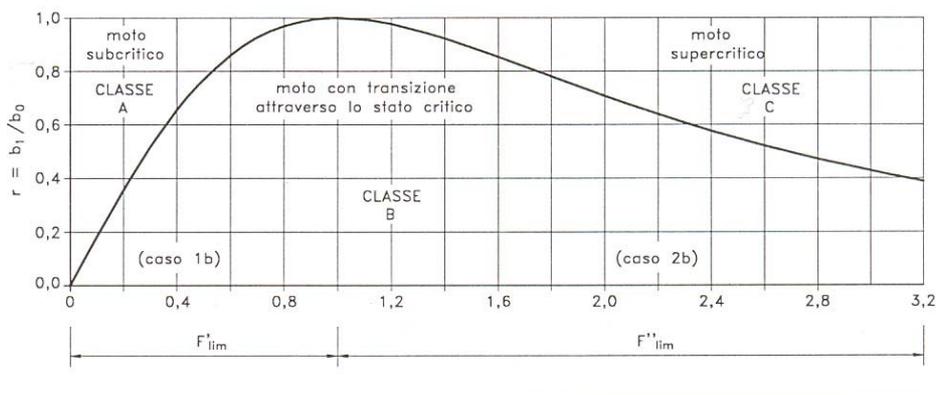
CLASSE A: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente lenta e rimane lenta al passaggio attraverso la sezione ristretta, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto;

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

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

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

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



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

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

Numerose formule di origine sperimentale sono state proposte per determinare il sovrizzo 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 .

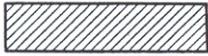
Per i moti di **classe A** le formule d'uso più frequente sono le seguenti:

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.

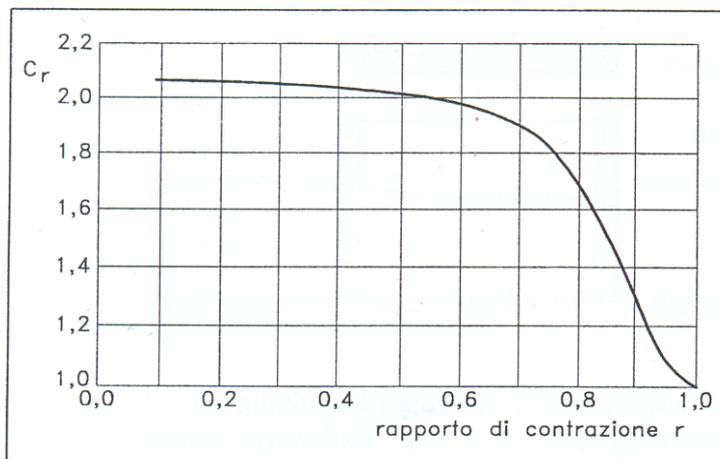
3. Formula di Nagler

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

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

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

6.4 **Analisi dei risultati**

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

6.4.1 *Collettore Orientale*

Il collettore Orientale si presenta come un corso d'acqua arginato, con sezioni trapezie; esso nel tratto a monte dell'immissione del fosso Grancina costeggia la statale Aurelia attraversandola subito a valle della loro confluenza.

La stima della portata di piena del corso d'acqua nella sezione subito a valle dell'attraversamento dell'Aurelia è stata fornita dal Consorzio di bonifica Grossetana. Tale valore, relativo al Tr 200 anni, è di 66.58 m³/s.

La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte i valori di portata suddetti ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

I risultati della simulazione idraulica dello stato attuale mostrano che le dimensioni attuali dell'attraversamento principale dell'Aurelia sono insufficienti al transito della portata duecentennale; il manufatto di conseguenza viene sormontato con tirante della vena liquida nella sezione di monte pari a 5.38 m s.l.m. contro una quota stradale di circa 4.80 m s.l.m.

POST OPERAM

Lo stato di progetto a monte dell'immissione del Grancina prevede l'allontanamento di circa 30 m dalla carreggiata autostradale di un tratto di circa 700 m del corso d'acqua con riprofilatura delle sezioni. In corrispondenza dell'attraversamento sulla futura A12 si prevede un ampliamento della carreggiata sud ed una variazione media della livelletta di circa +2.80 m. L'innalzamento del piano stradale implica il rifacimento del ponte che viene adeguato idraulicamente. La nuova opera avrà una luce di 21 m; a fronte di una quota dell'intradosso pari a 6.30 m s.l.m. la quota del livello idrico nella sezione a monte dell'opera risulta pari a 4.68 m s.l.m. con franco idraulico di circa 1.53 m. Nella configurazione di progetto i livelli di moto permanente diminuiscono sensibilmente a monte e rimangono invariati a valle.

Si prevede inoltre di rivestire il tratto deviato a monte dell'autostrada ed un tratto di 20 m a monte e 20 m a valle dell'attraversamento principale, attraverso idrosemina diretta.

6.4.2 Fosso Bufalareccia

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $30.90 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

Nei pressi dell'attraversamento attuale l'Aurelia si trova in rilevato rispetto al piano campagna. La quota assoluta della carreggiata stradale è circa 8.40 m s.l.m..

L'attuale tombino è di dimensioni di 3x2.5 m; il manufatto garantisce il passaggio della portata con Tr 200 anni in pressione con un tirante idraulico nella sezione a monte del manufatto di 8.06 m s.l.m..

POST OPERAM

Lo stato di progetto sarà studiato in una fase successiva.

6.4.3 Fosso Giuncale / Torrente Osa / Canale Principale 1

Il Torrente Osa si presenta come un corso d'acqua arginato, con sezioni trapeziche con alveo di magra. Ai lati del canale si trovano due controfosse (Fosso Giuncale in destra idraulica e Canale Principale 1 in sinistra) che drenano le aree circostanti il corso d'acqua principale nel tratto in prossimità dello sbocco a mare.

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto per il Torrente Osa, e utilizzando i dati forniti dal Consorzio di Bonifica Osa - Albegna per le controfosse.

La simulazione è stata effettuata in moto permanente sia per lo stato di fatto che per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 297.66 m³/s per l'Osa e rispettivamente 21.93 m³/s e 11.9 m³/s per il fosso delle Giuncale e il Canale Principale 1, ed imponendo come condizione di valle, il valore massimo di marea registrato nella zona (circa 0.7 m s.l.m.) per il Torrente Osa ed i livelli idrici del corso d'acqua principale in corrispondenza delle sezioni di immissione delle due controfosse per il fosso delle Giuncale e il Canale Principale 1.

Si sottolinea che il software di calcolo non riesce a raggiungere in virtù delle condizioni di deflusso la quota di 0.7 m s.l.m. nella sezione di chiusura attestandosi invece al livello critico della vena liquida.

Tale livello risulta 1.57 m s.l.m., valore comunque cautelativo per l'esito della verifica.

ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un ponte a tre luci ad arco sul corso d'acqua principale e da due tombini per controfosse. La quota dell'intradosso del manufatto relativo al corso d'acqua principale all'imposta del ponte è pari a circa 2 m s.l.m. mentre in chiave essa risulta circa pari a 3 m s.l.m. Per la controfossa destra la quota di intradosso del tombino risulta circa 1.60 m s.l.m. a monte e 1.20 m s.l.m. a valle (con geometria diversa tra l'imbocco e lo sbocco del tombino) mentre per la sinistra circa pari a 1.80 m s.l.m. a monte e 1.40 m s.l.m. a valle (anche qui con geometria diversa tra l'imbocco e lo sbocco del tombino).

I risultati della simulazione idraulica mostrano un funzionamento in pressione per la controfossa sinistra e il torrente Osa, con valore dei tiranti in corrispondenza della sezione di monte rispettivamente pari a 2.34 m s.l.m, nel primo caso e 3.49 m s.l.m per il secondo. Per il collettore destro è riscontrato il sormonto del tombino con tirante in corrispondenza della sezione di monte pari a 3.24 m s.l.m.,.

POST OPERAM

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo viadotto in affiancamento ai tre manufatti sopra descritti. La nuova opera avrà una luce di 194.50 m e due pile infisse nell'area golenale del Torrente Osa. La quota di intradosso minima dell'impalcato del ponte in corrispondenza del Torrente Osa è pari a 4.61 m s.l.m., mentre in corrispondenza delle due controfosse risulta 4.39 m s.l.m. a sinistra e 4.47 m s.l.m. a destra.

A seguito della simulazione il tirante del Torrente Osa nella sezione a monte del nuovo attraversamento risulta pari a 3.45 m s.l.m. con circa 1.15 m di franco, in corrispondenza della controfossa sinistra risulta 2.39 e della destra 3.25 con franchi rispettivamente pari a 2 m e 1.20 m.

Si prevede inoltre di proteggere le sezioni di tutti e tre i corsi d'acqua, nel tratto sottostante il viadotto, con un rivestimento in massi.

6.4.4 Canale Secondario 14

La stima della portata di progetto è stata fatta applicando il modello Cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato attuale e per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $2.72 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da uno scatolare delle dimensioni di 3.00X2.50 m con quota di intradosso pari a 1.61 m s.l.m.. Tale scatolare smaltisce la portata idrologica per TR=200 con tirante a monte dell'opera a quota 1.13 m s.l.m. e conseguente franco rispetto all'intradosso del tombino di circa 50 cm.

POST OPERAM

Il progetto prevede un nuovo rilevato stradale a monte della via Aurelia esistente. La quota della livelletta stradale varia di circa +30 cm. Per il nuovo attraversamento si prevede un tombino di dimensioni equivalenti all'attuale. Inoltre, si prevede il risezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

6.4.5 Canale principale 2 / Fiume Albegna / Torrente Radicata

Il fiume Albegna si presenta come un corso d'acqua arginato, con sezioni trapezie con alveo di magra. Ai lati del canale si trovano due controfosse (torrente Radicata in destra idraulica e Canale Principale 2 in sinistra) che drenano le aree circostanti il corso d'acqua principale nel tratto in prossimità dello sbocco a mare.

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto per il fiume Albegna, e utilizzando i dati forniti dal Consorzio di Bonifica Osa - Albegna per le controfosse.

La simulazione è stata effettuata in moto permanente sia per lo stato di fatto che per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 1704.04 m³/s per l'Albegna e rispettivamente 106.7 m³/s e 87.58 m³/s per il Canale Principale 2 e il torrente Radicata, ed imponendo come condizione di valle, il valore massimo di marea registrato nella zona (circa 0.7 m s.l.m.) per il fiume Albegna ed i livelli idrici del corso d'acqua principale in corrispondenza delle sezioni di immissione delle due controfosse per il Canale Principale 2 e il torrente Radicata.

Si sottolinea che il software di calcolo non riesce a raggiungere la quota di 0.7 m s.l.m. nella sezione di chiusura in virtù delle condizioni di deflusso, attestandosi invece al livello critico della vena liquida.

Tale livello risulta 0.82 m s.l.m., valore comunque cautelativo per l'esito della verifica.

ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un ponte sorretto da pilastri con quota minima di intradosso in corrispondenza del corso d'acqua principale pari a circa 3.30 m s.l.m. e con quota di intradosso in corrispondenza delle controfosse variabile tra 3.60 m s.l.m. e 3.70 m s.l.m. a valle.

I risultati della simulazione idraulica mostrano un funzionamento in leggera pressione per fiume Albegna, con valore del tirante in corrispondenza della sezione di monte rispettivamente pari a 3.46 m s.l.m.,. Per le controfosse destra e sinistra si riscontra il passaggio a pelo libero dai manufatti di attraversamento con tirante in corrispondenza della sezione di monte rispettivamente pari a 2.87 m s.l.m e 2.81 m s.l.m.

POST OPERAM

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo viadotto in affiancamento al ponte esistente. La nuova opera avrà una luce totale di 330 m per scavalcare il fiume Albegna e le due controfosse. Esso sarà costituito da 7 campate e 8 pile in ombra alle esistenti. La quota di

intradosso minima dell'impalcato del ponte in corrispondenza del fiume Albegna è pari a 4.50 m s.l.m., mentre in corrispondenza delle due controfosse risulta 3.89 m s.l.m. a sinistra e 4.02 m s.l.m. a destra.

A seguito della simulazione il tirante del fiume Albegna nella sezione a monte del nuovo attraversamento risulta pari a 3.45 m s.l.m. con circa 1.05 m di franco, in corrispondenza della controfossa sinistra risulta 2.76 e della destra 3.13 con franchi rispettivamente pari a 1.15 m e 0.90 m.

Si prevede inoltre di rivestire le fondazioni dei pilastri nell'area golenale in modo da impedirne lo scalzamento. Le sezioni al di sotto del viadotto in corrispondenza del torrente Radicata e del Canale Principale 2 saranno protette con un rivestimento in scogliera con massi di diametro minimo pari a 0.5m.

6.4.6 Canale principale 6

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $10.07 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un ponticello di luce di circa 5.5 m con quota di intradosso pari a 0.99 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 1.90 m s.l.m.. Allo stato attuale la portata idrologica per $TR=200$ defluisce a pelo libero con tirante a monte del manufatto a quota 0.35 m s.l.m.

POST OPERAM

Il progetto prevede l'ampliamento della piattaforma stradale in carreggiata nord. Per il nuovo attraversamento si mantengono le dimensioni del ponticello esistente. Inoltre, si prevede il rizezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

6.4.7 Canale principale 5

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un ponticello di luce di circa 7 m con quota di intradosso pari a 1.64 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 1.95 m s.l.m.. Allo stato attuale la portata idrologica per $TR=200$ defluisce a pelo libero con tirante a monte del manufatto a quota 1.61 m s.l.m..

POST OPERAM

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata esistente con l'affiancamento a monte di una nuova corsia in variante. Per il nuovo attraversamento si mantengono le dimensioni del ponticello esistente. Inoltre, si prevede il risezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

6.4.8 Fosso senza nome A

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $17.16 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da uno scatolare delle dimensioni di $2.00 \times 1.70 \text{ m}$ con quota di intradosso pari a 2.70 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 3.50 m s.l.m.. Allo stato attuale la portata idrologica per $TR=200$ defluisce con sormonto della carreggiata stradale con tirante a monte del manufatto a quota 3.72 m s.l.m..

POST OPERAM

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata stradale con il mantenimento della livelletta stradale esistente. Per il nuovo attraversamento si prevede un tombino di progetto di dimensioni 4.00X2.00 con intradosso a quota 2.70 m s.l.m.. Inoltre, si prevede il risezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

Tale manufatto consente il deflusso della portata duecentennale in pressione con tirante a monte dell'opera a quota 2.83 s.l.m., mentre il deflusso avviene a pelo libero all'interno del tombino con un franco idraulico pari a circa 0.50 m.

6.4.9 Fosso Chiusa Murata

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, con portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 10.73 m³/s.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da uno scatolare delle dimensioni di 2.00X1.50 m con quota di intradosso pari a 5.0 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 5.90 m s.l.m. Allo stato attuale la portata idrologica per TR=200 defluisce a pelo libero con franco 0.6 m.

POST OPERAM

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata stradale con il mantenimento della livelletta stradale esistente. Si prevede un prolungamento del tombino.

Tale manufatto consente il deflusso della portata duecentennale a pelo libero con un franco idraulico pari a quello dello stato attuale, circa 0.60 m.

6.4.1 Pisana Alta

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, con portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 6.61 m³/s.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da uno scatolare delle dimensioni di 1.00X1.00 m con quota di intradosso pari a 4.5 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 5.10 m s.l.m. Allo stato

attuale la portata idrologica per TR=200 defluisce con sormonto della carreggiata stradale con tirante a monte del manufatto a quota 5.50 m s.l.m..

POST OPERAM

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata stradale con l'innalzamento della livelletta autostradale rispetto all'attuale SS1 a quota circa pari a 5.40 m s.l.m. Per il nuovo attraversamento si prevede un tombino di progetto di dimensioni 2.00X1.50 con intradosso a quota 5.0 m s.l.m.. Inoltre, si prevede la riprofilatura dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

Tale manufatto consente il deflusso della portata duecentennale a pelo libero con un franco idraulico pari a circa 0.80 m.

6.4.2 Fosso Casetta

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, con portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 8.28 m³/s.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un tombino scatolare 2x1 m con quota di intradosso pari a 4.5 m s.l.m. e livelletta stradale a circa 5.0 m s.l.m. Allo stato attuale la portata idrologica per TR=200 defluisce sormontando la strada statale Aurelia.

POST OPERAM

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata stradale con l'innalzamento della livelletta autostradale rispetto all'attuale SS1, strada statale Aurelia. Si prevede un prolungamento del tombino e una riprofilatura dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina.

Il deflusso della portata duecentennale avviene a pelo libero con un franco idraulico pari a circa 0.50 m.

6.4.3 Fosso Quartaccio

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, con portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 15.27 m³/s.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un tombino circolare 1.0 m per la carreggiata nord e un tombino scatolare 1.5x1 m, per carreggiata sud. Le rispettive quote di intradosso sono pari a 5.7 m s.l.m. e 4.90 m s.l.m. Livelletta stradale pari a circa 6.0 m s.l.m e 5.50. Allo stato attuale la portata idrologica per TR=200 defluisce sormontando entrambe le carreggiate della strada statale Aurelia.

POST OPERAM

Il progetto prevede un nuovo tratto autostradale che si sovrappone alla carreggiata sud dell'attuale strada statale Aurelia. La quota di livelletta è pari a 6.0 m s.l.m. In progetto è previsto un nuovo manufatto scatolare 3x1.5 m, con intradosso pari a 5.50 m s.l.m.

Il deflusso della portata duecentennale avviene a pelo libero con un franco idraulico pari a circa 0.50 m.

6.4.4 Fosso Orbetello Scalo

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, con portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 7.31 m³/s.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un tombino circolare ϕ 1 m, con quota di intradosso pari a 9.5 m s.l.m. e livelletta stradale pari a circa 10.10 m s.l.m. Allo stato attuale la portata idrologica per TR=200 defluisce sormontando la strada statale Aurelia con tirante a monte del manufatto a quota 10.60 m s.l.m..

POST OPERAM

Il progetto prevede un nuovo tratto autostradale che si sovrappone alla carreggiata sud dell'attuale strada statale Aurelia. La quota di livelletta è pari a 10.10 m s.l.m. In progetto è previsto un nuovo manufatto scatolare 1x1.5 m, con intradosso pari a 9.70 m s.l.m.

Il deflusso della portata duecentennale avviene a pelo libero con un franco idraulico pari a circa 0.60 m.

6.4.5 Fosso Tre confini

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente per lo stato di fatto e per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a $75.02 \text{ m}^3/\text{s}$, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

ANTE OPERAM

L'attraversamento attuale è costituito da un tombino delle dimensioni di 2x2 m. L'attraversamento risulta fortemente insufficiente e gran parte del deflusso duecentennale viene smaltito passando sopra la carreggiata.

POST OPERAM

La strada viene ampliata mantenendo la stessa livelletta. In progetto si prevede di demolire l'opera esistente e di sostituirla con un tombino scatolare 5x2 m, e di realizzare altri 2 tombini di pari dimensioni, i tre tombini saranno distanziati 30 m l'uno dall'altro. Inoltre, si prevede il risezionamento dell'alveo in terra ed inerbimento delle sponde mediante idrosemina. In questo modo il deflusso è garantito con moto in pressione e quota del tirante idrico a monte del manufatto di attraversamento pari a 4.25 m s.l.m allo stesso livello della carreggiata stradale.