



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

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA  
LOTTO 4**

**TRATTO: GROSSETO SUD – FONTEBLANDA**

**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**

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

<b>RIFERIMENTO ELABORATO</b>					<b>DATA:</b> FEBBRAIO 2011	<b>REVISIONE</b>	
—	<b>DIRETTORIO</b>			<b>FILE</b>		n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		
—	12	12	1401	<b>IDR</b>	<b>001</b>		

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

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

## INDICE

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2. AMBITO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>3. METODOLOGIA OPERATIVA</b> .....	<b>7</b>
<b>4. INQUADRAMENTO NORMATIVO</b> .....	<b>8</b>
4.1 NORMATIVA COMUNITARIA .....	8
4.2 NORMATIVA NAZIONALE .....	8
4.3 NORMATIVA REGIONALE.....	10
4.4 AUTORITÀ DI BACINO REGIONALE: ADB OMBRONE .....	11
4.5 CONSORZIO DI BONIFICA .....	13
<b>5. IDROLOGIA</b> .....	<b>14</b>
5.1 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI .....	14
5.2 CALCOLO DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO.....	17
5.3 MODELLO DI REGIONALIZZAZIONE MG .....	19
5.4 FORMULE RAZIONALI USATE PER LA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO AL VARIARE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	22
5.4.1 <i>Determinazione delle portate al colmo per i bacini minori</i> .....	23
5.5 CONFRONTO TRA LE PORTATE DETERMINATE CON ALTO E CON IL METODO MG .....	24
<b>6. IDRAULICA</b> .....	<b>28</b>
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	28
6.1.1 <i>Indirizzi progettuali</i> .....	28
6.1.2 <i>Condizioni di esercizio transitorio</i> .....	30
6.1.3 <i>Progettazione degli interventi di adeguamento</i> .....	30
6.1.4 <i>Rilievi topografici</i> .....	31
6.1.5 <i>Modellazione idraulica</i> .....	32
6.1.6 <i>Generalità</i> .....	32
6.1.7 <i>Il codice di calcolo Hec-Ras</i> .....	35
6.1.8 <i>Risultati delle modellazioni condotte</i> .....	41
6.1.9 <i>Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo</i> .....	42
6.2 ANALISI DEI RISULTATI .....	46
6.2.1 <i>Affluente fosso Rispescia n. 1</i> .....	46
6.2.2 <i>Affluente fosso Rispescia n. 2</i> .....	47
6.2.3 <i>Fosso Rispescia</i> .....	47
6.2.4 <i>Fosso Barbicato</i> .....	48
6.2.5 <i>Fosso della Migliarino</i> .....	49
6.2.6 <i>Fosso della Banditella</i> .....	49
6.2.7 <i>Fosso senza nome 1</i> .....	50

---

6.2.8 Fosso Valle Giardino.....	51
6.2.9 Fosso senza nome 2.....	51
6.2.10 Fosso dell'Acqua Pora .....	52
6.2.11 Fosso Carpina.....	53
6.2.12 Canale Pescina Statua.....	54
6.2.13 Affluente Fosso Romitorio.....	54
6.2.14 Fosso Scolo Collecchio.....	55

## 1. PREMESSA

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

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

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

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

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

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

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 finalità l'adeguamento a sezione autostradale del tratto tra il km 162+811 e il 176+630 dell'Aurelia.

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

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

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

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

- Corsi d'acqua Principali: bacini imbriferi con superficie superiore a 10 Km<sup>2</sup>
- Corsi d'acqua Secondari: bacini imbriferi con superficie compresa tra 5 e 10 Km<sup>2</sup>
- Corsi d'acqua Minori: bacini imbriferi con superficie inferiore a 5 Km<sup>2</sup>

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.

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

Progr. A12 [km]	Corso d'acqua	TIPO	Manufatto esistente (BxH) [m]	Manufatto progetto [m]
0+319	Affluente Rispecchia n.1	M	Tombino 4x2	Prolungato
0+720	Affluente Rispecchia n.2	M	Tombino 2x2.5	Prolungato
1+484	Fosso Rispecchia	P	Ponte L=29	<b>Nuovo Ponte in affiancamento L=54.80</b>
3+755	Fosso Barbicato	M	Tombino 7.5x3.5	Prolungato
4+910	Fosso Migliarino	S	Tombino 7.5x4.5	Prolungato
5+110	Fosso della Banditella	M	Tombino 3.5x3	Prolungato
5+804	Fosso senza nome 1	M	Tombino $\phi$ 1.2	Prolungato
6+253	Fosso Valle Giardino	S	Tombino 3.5x4	Prolungato
6+564	Fosso senza nome 2	M	Tombino ad arco	<b>Nuovo Tombino 2 x1.5</b>
7+256	Fosso dell'Acqua Pora	M	Tombino 3.5x3.5	Prolungato
8+074	Fosso Carpina	P	Tombino 2 x 2	<b>Nuovo Ponte L=15</b>
9+147	Canale Pescina Statua	M	Tombino 2x2	<b>Nuova opera in variante 4x3</b>
11+791	Affluente fosso del Romitorio	S	Tombino 7x4	Prolungato
12+559	Fosso Scolo Collecchio	M	Tombino $\phi$ 1.5	Prolungato

### 3. METODOLOGIA OPERATIVA

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

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

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

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

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

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



## 4. INQUADRAMENTO NORMATIVO

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

### 4.1 Normativa comunitaria

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

#### Direttiva 2000/60/CE

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

#### Direttiva 2006/118/CE

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

#### Direttiva 2007/60/CE

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

### 4.2 Normativa nazionale

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

#### RD 25/07/1904 n° 523

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

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

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

#### DPR 15/01/1972 n° 8

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

L. 64/74

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

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

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

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

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

L. 183/89

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

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

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

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

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

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

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

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

DPR 18/7/95

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

DPCM 4/3/96

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

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

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

DPCM 29/9/98

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

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

L. 267/98 (Legge Sarno)

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

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

DL 152/99

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

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

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

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

#### **4.3 Normativa regionale**

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

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

LR 81/94

Disposizioni in materia di risorse idriche.

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

LR 50/94

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

L.R. 5/95

Norme per il governo del territorio

D.C.R. 155/97

Direttive tecniche per l'ingegneria naturalistica

L.R. 91/98

Norme per la difesa del suolo

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **4.5 Piano Strutturale d'area comune Magliano in Toscana**

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. 30 del 21.06.2007. L'avviso relativo all'approvazione è stato pubblicato sul Bollettino ufficiale della Regione n. 33 del 14.08.2007. Da tale data, ai sensi dell'art.17 della L.R. n. 1/2005, il piano strutturale ha acquistato efficacia.

Il Piano Strutturale recepisce il P.A.I., come indicato nell'articolo 7 delle norme tecniche:

*“In seguito all’approvazione del P.A.I. del Fiume Ombrone, il Piano Strutturale recepisce le disposizioni in essi contenute, trasformandole in norme per l’intero territorio comunale...”*

#### **4.6 Consorzio di bonifica**

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

## 5. IDROLOGIA

### 5.1 Definizione dei bacini idrografici

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

<b>Corso d'acqua</b>	<b>Progressiva di progetto</b>	<b>Tipo</b>	<b>Area</b>	<b>L</b>	<b>i</b>	<b>H<sub>max</sub></b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>H<sub>media</sub></b>	<b><math>\phi</math></b>
	<b>[km]</b>		<b>[kmq]</b>	<b>[km]</b>	<b>[%]</b>	<b>[m slm]</b>	<b>[m slm]</b>	<b>[m slm]</b>	<b>Tr=200</b>
0+319	Affluente Rispecchia n.1	M	0.40	1.14	4.91	71.00	15.00	40.50	-
0+720	Affluente Rispecchia n.2	M	0.30	0.80	4.86	50.00	11.00	29.00	-
1+484	Fosso Rispecchia	P	23.02	8.90	2.44	317.00	10.50	116.75	-
3+755	Fosso Barbicato	M	1.33	2.72	3.31	97.00	7.00	41.41	-
4+910	Fosso Migliarino	S	5.75	3.30	6.88	230.00	3.00	74.13	-
5+110	Fosso della Banditella	M	2.00	2.47	2.75	71.00	3.00	25.89	-
5+804	Fosso senza nome 1	M	0.18	0.66	2.40	17.80	9.00	12.33	0.50
6+253	Fosso Valle Giardino	S	2.46	2.15	6.80	150.00	4.00	41.46	-
6+564	Fosso senza nome 2	M	0.12	0.56	1.20	22.00	16.00	19.00	0.65
7+256	Fosso dell'Acqua Pora	M	1.09	1.73	6.47	116.00	4.00	56.57	-
8+074	Fosso Carpina	P	9.14	4.82	2.10	116.00	15.00	56.57	-
9+147	Canale Pescina Statua	M	0.50	0.76	8.30	163.00	18.00	55.00	0.80
11+791	Affluente fosso del Romitorio	S	2.55	2.15	8.19	164.00	8.00	61.05	0.50
12+559	Fosso Scolo Collecchio	M	0.12	0.17	4.20	50.50	4.55	21.00	0.80

A favore di sicurezza, i coefficienti di afflusso  $\phi$  sono stati fissati pari a 0.8 per eventi con tempi di ritorno di 100 e 200 anni, mentre pari a 0.70 per tempi inferiori per tutti quei bacini su cui sono presenti grandi abitazioni agricole e una ramificata rete stradale asfaltata (seppur in zona agricola). In alcuni bacini, per la presenza di estese zone boschive, si è definito per ogni singolo bacino un coefficiente di afflusso  $\phi$  minore in base alla percentuale dell'estensione della zona boschiva rispetto alla superficie totale del bacino.

I dati pluviometrici di tutti i bacini sono stati estratti dal database di Alto sia per le piogge con durata inferiore all'ora sia per quelle con durata maggiore.

## 5.2 Calcolo delle portate di riferimento

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

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

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

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

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

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

- Coefficienti di possibilità climatica (per tempi di pioggia minori di un'ora e tempi maggiori);
- Carte della regione Toscana riguardo l'uso del suolo;
- Dati pluviometri di tutte le stazioni;
- Durata critica delle piogge;
- Tempo di picco dell'idrogramma unitario di Nash;
- Intensità di precipitazione per l'utilizzo dello ietogramma Chicago

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

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

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

Nel caso in cui non sia possibile applicare tali metodi (come per esempio per i bacini con un'estensione inferiore a 1 Km<sup>2</sup>), si prevede l'utilizzo di formule razionali, quali la formula di Kirpich, oltre che quella di Giandotti.

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

Tabella 4.1

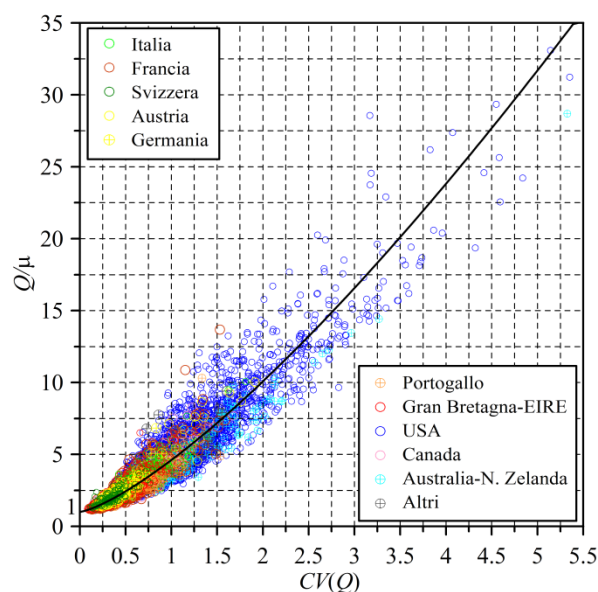
Nome Bacino	Lunghezza (m)	Q10	Q50	Q100	Q200
Aff. Rispescia 1	1140.00	10.53	14.54	16.96	19.44
Aff. Rispescia 2	800.00	11.52	15.89	18.74	21.47
Fosso Rispescia	8900.00	81.67	99.47	149.75	172.38
Fosso Barbicato	2720.00	21.18	24.58	33.40	38.06
Fosso Migliarino	3300.00	41.86	50.45	70.87	1.68
Fosso della Banditella	2470.00	23.42	27.35	37.11	42.27
Fosso Valle Giardino	2150.00	17.92	20.79	28.43	32.46
Fosso dell'Acqua Pora	1730.00	10.70	12.74	17.67	20.27
Fosso Carpina	4820.00	48.52	59.94	86.78	95.26

### 5.3 Modello di regionalizzazione MG

Il modello MG è stato ricavato attraverso l'analisi di un campione numerosissimo di serie storiche delle portate al colmo di piena situate dapprima in Italia quindi in diverse aree geografiche del mondo. La base di dati utilizzata nella ricerca prende in considerazione circa 12.000 stazioni situate in paesi appartenenti ai cinque continenti per un totale di circa 460.000 anni di osservazione, con bacini di area variabile da pochi ettari a milioni di chilometri quadrati.

Indicando con  $Q_{max}$ ,  $\mu$  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  $Q_{max}/\mu$  in funzione di  $CV$  (figura seguente):

Figura 5.1: Dispersione dei valori  $Q_{max}/\mu$  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  $Q_{\max}/\mu$  forniti da tale curva, corrisponde un tempo di ritorno compreso tra 65 e 70 anni, si è ipotizzato che il quantile della variabile  $Q/\mu$  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  $Y$ :

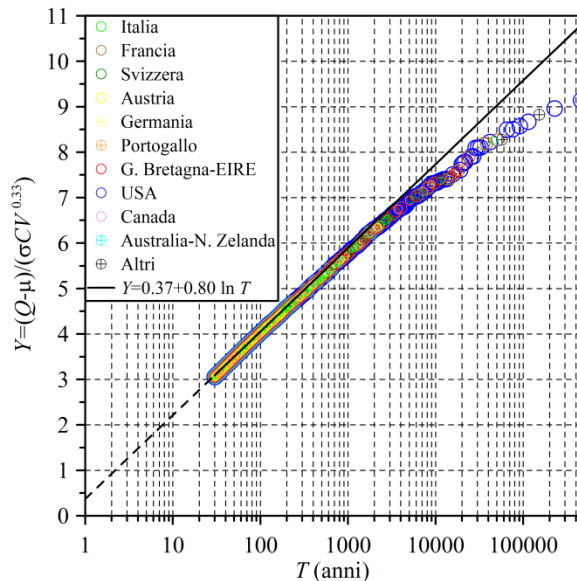
$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}} = \frac{Q - \mu}{\sigma CV^{0.33}} \quad (5.10)$$

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  $T$ ,  $\mu$  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  $\sigma(Q)$ .

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

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

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

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

Dove  $T_C$  è espresso in ore,  $S$  (superficie) in Km<sup>2</sup>,  $\bar{H}$  l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura del bacino in metri e  $L$  è la lunghezza in Km del più lungo percorso idraulico del bacino

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

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

Corso d'acqua	Progressiva di progetto	Tipo	Area	L	i	Tc
	[km]		[kmq]	[km]	[%]	[ore]
5+804	Fosso senza nome 1	M	0.18	0.18	2.40	0.25
6+564	Fosso senza nome 2	M	0.12	0.12	1.20	0.30
9+147	Canale Pescina Statua	M	0.50	0.50	8.30	0.25
11+791	Affluente fosso del Romitorio	M	2.55	2.55	8.19	0.40
12+559	Fosso Scolo Collecchio	M	0.12	0.17	4.20	0.20

#### 5.4.1 Determinazione delle portate al colmo per i bacini minori

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

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

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

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

Essendo h l'altezza di pioggia ragguagliata sul bacino di durata T pari al tempo di corrivazione. La superficie è espressa in Km<sup>2</sup>, h in mm di pioggia e Tc in ore e Q in mc/s. 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 Tr, secondo la relazione:

$$h = a_0 T_r^{m_0} \cdot t_p^{n_0} \quad (5.3)$$

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

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

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

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



Nome	Lungh. (Km)	S.Bacino (Km2)	H_min (m.)	H_massimo	Hmedia(m)
Fosso senza nome 1	0.66	0.18	9.00	17.80	12.33
Fosso senza nome 2	0.56	0.12	16.00	22.00	19.00
Fosso Pescina Statua	0.76	0.50	18.00	163.00	55.00
Fosso del Romitorio	2.15	2.55	8.00	164.00	61.05
Fosso Scolo Collecchio 1	0.17	0.12	4.55	50.50	21.00

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

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

a1	n1	m1
26.16	0.38	0.18

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

a	n	m
23.51	0.30	0.23

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

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

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

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

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

Nome Bacino	Q10 AITo	Sup(kmq)	$\phi$	$\mu$ (h)	$\sigma$ (h)	$\mu$ (Q)	$\sigma$ (Q)	CV(Q)	K(10)	Q10 MG
Aff. Rispecchia 1	10.53	0.70	0.80	67.64	32.29	3.63	7.88	0.46	1.30	6.28
Aff. Rispecchia 2	11.52	0.80	0.80	67.64	32.29	3.99	8.45	0.47	1.30	7.01
Fosso Rispecchia	81.67	27.52	0.80	67.64	32.29	49.22	53.17	0.93	1.30	140.81
Fosso Barbicato	21.18	2.64	0.80	67.64	32.29	9.32	15.72	0.59	1.30	18.86
Fosso Migliarino	41.86	8.27	0.80	67.64	32.29	20.96	28.46	0.74	1.30	49.68
Fosso della Banditella	23.42	2.99	0.80	67.64	32.29	10.18	16.77	0.61	1.30	20.94
Fosso Valle Giardino	17.92	2.29	0.80	67.64	32.29	8.42	14.59	0.58	1.30	16.75
Fosso dell'Acqua Pora	10.70	1.12	0.80	67.64	32.29	5.07	10.06	0.50	1.30	9.24
Fosso Carpina	48.52	10.56	0.80	67.64	32.29	24.93	32.31	0.77	1.30	61.29

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

Nome Bacino	Q50 AIT	Sup(kmq)	$\phi$	$\mu$ (h)	$\sigma$ (h)	$\mu$ (Q)	$\sigma$ (Q)	CV(Q)	K(50)	Q50 MG
Aff. Rispecchia 1	14.54	0.70	0.80	67.64	32.29	3.63	7.88	0.46	2.59	8.23
Aff. Rispecchia 2	15.89	0.80	0.80	67.64	32.29	3.99	8.45	0.47	2.59	9.22
Fosso Rispecchia	127.58	27.52	0.80	67.64	32.29	49.22	53.17	0.93	2.59	207.88
Fosso Barbicato	28.92	2.64	0.80	67.64	32.29	9.32	15.72	0.59	2.59	25.86
Fosso Migliarino	61.45	8.27	0.80	67.64	32.29	20.96	28.46	0.74	2.59	70.71
Fosso della Banditella	31.96	2.99	0.80	67.64	32.29	10.18	16.77	0.61	2.59	28.83
Fosso Valle Giardino	24.77	2.29	0.80	67.64	32.29	8.42	14.59	0.58	2.59	22.84
Fosso dell'Acqua Pora	14.94	1.12	0.80	67.64	32.29	5.07	10.06	0.50	2.59	12.30
Fosso Carpina	74.50	10.56	0.80	67.64	32.29	24.93	32.31	0.77	2.59	87.91

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

Nome Bacino	Q100 AIT	Sup(kmq)	$\phi$	$\mu$ (h)	$\sigma$ (h)	$\mu$ (Q)	$\sigma$ (Q)	CV(Q)	K(100)	Q100 MG
Aff. Rispecchia 1	16.96	0.70	0.80	67.64	32.29	3.63	7.88	0.46	3.13	8.98
Aff. Rispecchia 2	18.74	0.80	0.80	67.64	32.29	3.99	8.45	0.47	3.13	10.08
Fosso Rispecchia	149.75	27.52	0.80	67.64	32.29	49.22	53.17	0.93	3.13	234.02
Fosso Barbicato	33.40	2.64	0.80	67.64	32.29	9.32	15.72	0.59	3.13	28.58
Fosso Migliarino	70.87	8.27	0.80	67.64	32.29	20.96	28.46	0.74	3.13	78.91
Fosso della Banditella	37.11	2.99	0.80	67.64	32.29	10.18	16.77	0.61	3.13	31.90
Fosso Valle Giardino	28.43	2.29	0.80	67.64	32.29	8.42	14.59	0.58	3.13	25.22
Fosso dell'Acqua Pora	17.67	1.12	0.80	67.64	32.29	5.07	10.06	0.50	3.13	13.49
Fosso Carpina	86.78	10.56	0.80	67.64	32.29	24.93	32.31	0.77	3.13	98.29

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

Nome Bacino	Q200 AITo	Sup(kmq)	$\phi$	$\mu(h)$	$\sigma(h)$	$\mu(Q)$	$\sigma(Q)$	CV(Q)	K(200)	Q200 MG
Aff. Rispecchia 1	19.44	0.70	0.80	67.64	32.29	3.63	7.88	0.46	3.68	9.71
Aff. Rispecchia 2	21.47	0.80	0.80	67.64	32.29	3.99	8.45	0.47	3.68	10.91
Fosso Rispecchia	172.38	27.52	0.80	67.64	32.29	49.22	53.17	0.93	3.68	259.18
Fosso Barbicato	38.06	2.64	0.80	67.64	32.29	9.32	15.72	0.59	3.68	31.20
Fosso Migliarino	1.68	8.27	0.80	67.64	32.29	20.96	28.46	0.74	3.68	86.80
Fosso della Banditella	42.27	2.99	0.80	67.64	32.29	10.18	16.77	0.61	3.68	34.86
Fosso Valle Giardino	32.46	2.29	0.80	67.64	32.29	8.42	14.59	0.58	3.68	27.50
Fosso dell'Acqua Pora	20.27	1.12	0.80	67.64	32.29	5.07	10.06	0.50	3.68	14.64
Fosso Carpina	95.26	10.56	0.80	67.64	32.29	24.93	32.31	0.77	3.68	108.28

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

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

per i corsi d'acqua per i quali il modello AITo fornisce valori di portata calcolati in bacini chiusi in prossimità dell'A12 si sono utilizzati tali valori ufficiali;

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

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

Lotto	Progressiva A12 [km]	Corso d'acqua	Bacino [kmq]	Portata di progetto Q200 [mc/s]	Metodo calcolo portata
4	0+319	Affluente Rispecchia n.1	0.8	<b>16.96</b>	Modello AITo
4	0+720	Affluente Rispecchia n.2	0.7	<b>21.67</b>	Modello AITo
4	1+484	Fosso Rispecchia	23.02	<b>172.38</b>	Modello AITo
4	3+755	Fosso Barbicato	2.72	<b>38.06</b>	Modello AITo
4	4+910	Fosso Migliarino	10.88	<b>81.22</b>	Modello AITo
4	5+110	Fosso della Banditella	10.88	<b>42.27</b>	Modello AITo
4	5+804	Fosso senza nome 1	0.17	<b>2.14</b>	Modello cinematico
4	6+253	Fosso Valle Giardino	2.88	<b>32.46</b>	Modello AITo
4	6+564	Fosso senza nome 2	0.14	<b>3.11</b>	Modello cinematico
4	7+256	Fosso dell'Acqua Pora	14.72	<b>20.27</b>	Modello AITo
4	8+074	Fosso Carpina	3.52	<b>95.26</b>	Modello AITo
4	9+147	Canale Pescina Statua	3.52	<b>18.79</b>	Modello cinematico
4	11+791	Affluente fosso del Romitorio	16.52	<b>39.65</b>	Modello cinematico
4	12+559	Fosso Scolo Collecchio	0.12	<b>4.91</b>	Modello 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.

#### 6.1.4 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.

#### 6.1.5 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.

#### 6.1.6 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 [m<sup>2</sup>];
- $\chi$ : coefficiente di scabrezza di Chezy [m<sup>1/2</sup>s<sup>-1</sup>];
- g: accelerazione di gravità [m<sup>2</sup>/s];
- h: altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale [m];
- Q: portata [m<sup>3</sup>/s];
- R: raggio idraulico [m];
- $\alpha$ : 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.

#### 6.1.7 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.

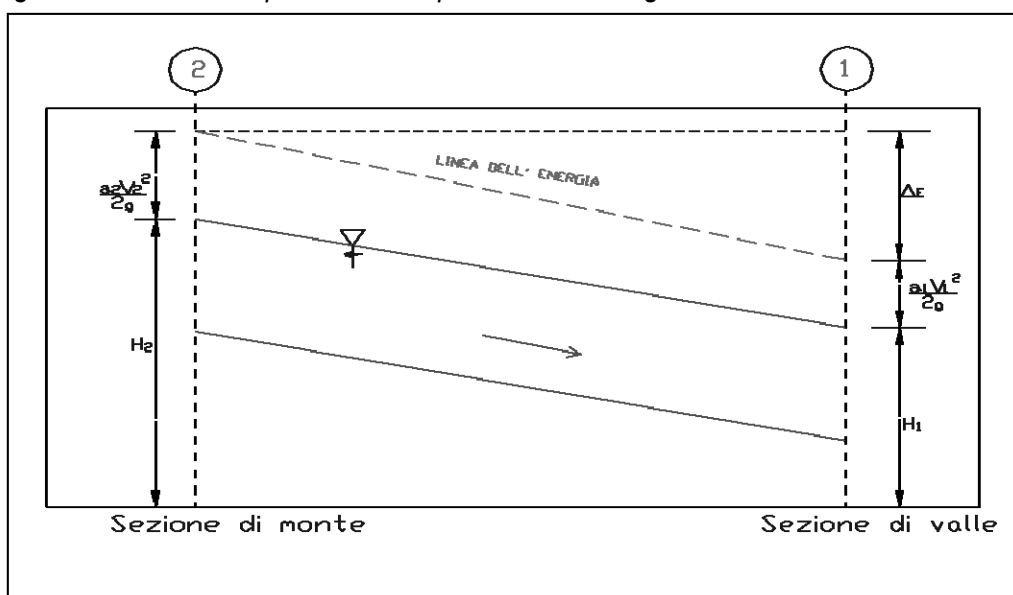
In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

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);
- $\alpha_1, \alpha_2$  : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- $\Delta E$  : 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;

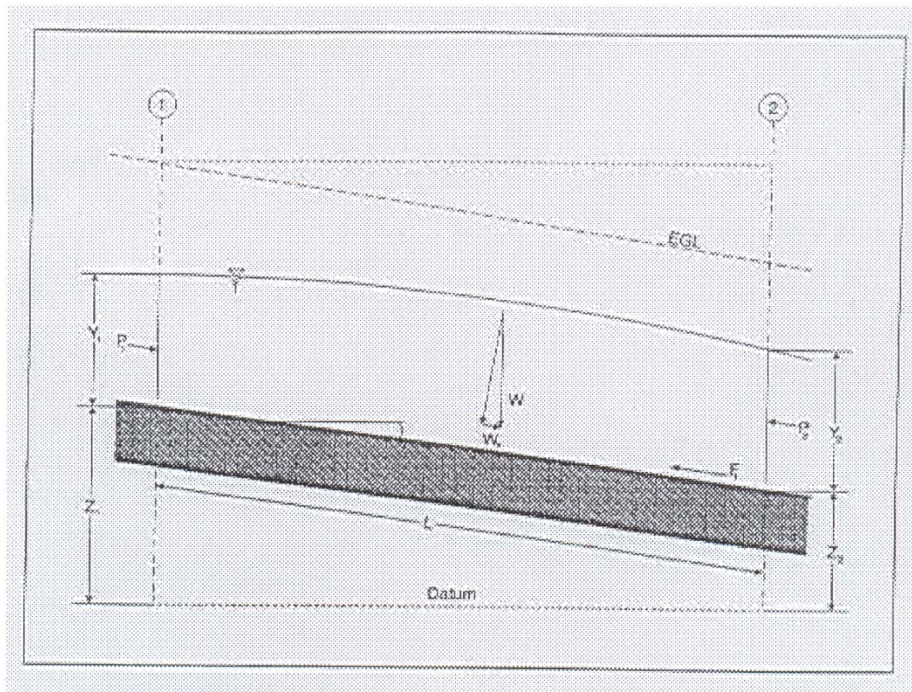
$Q$  : portata;

$\rho$  : densità dell'acqua;

$\Delta V_x$  : 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.

#### 6.1.8 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.

#### 6.1.9 Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo

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

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

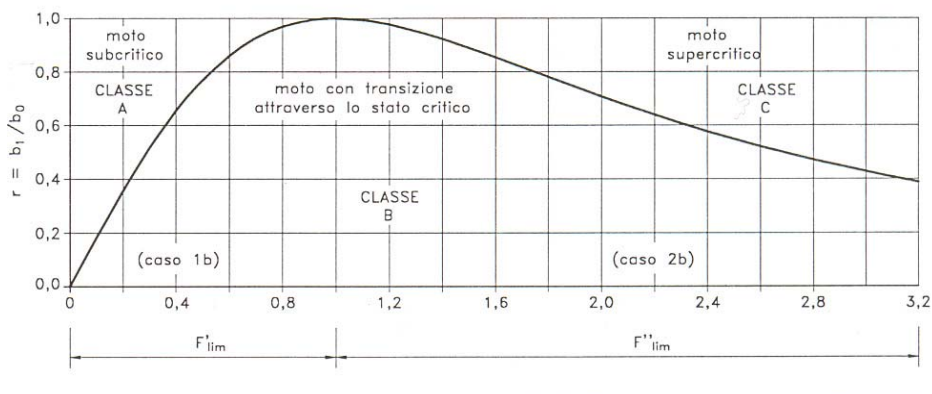
**CLASSE A**: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente lenta e rimane lenta al passaggio attraverso la sezione ristretta, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto;

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

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

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

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



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

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

Numerose formule di origine sperimentale sono state proposte per determinare il sovrizzo  $\Delta y$  rispetto all'altezza  $y$  propria del moto indisturbato.

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




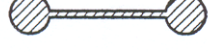

Per i moti di **classe A** le formule d'uso più frequente sono le seguenti:

1. Formula di Yarnell

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

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

Figura 6.4: Coefficienti di forma delle pile dei ponti.

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

Nell'ipotesi che la corrente investa l'asse della pila con un angolo  $\alpha$  diverso da 0, i valori di  $\Delta y$  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.

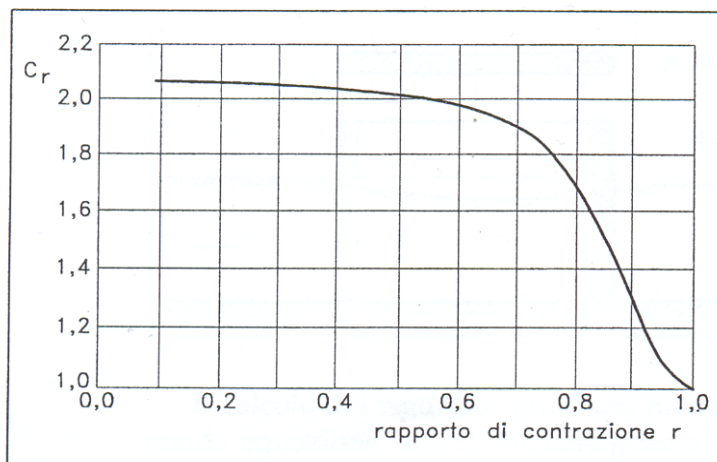
### 3. Formula di Nagler

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

dove i simboli hanno il seguente significato:

- $\theta$ : 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  $\alpha$  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 semicircolari	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.

## 6.2 *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.

### 6.2.1 *Affluente fosso Rispecchia n.1*

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $16.96\text{m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 4 x 2 m. La modellazione idraulica mostra un funzionamento in pressione del tombino nella sezione a monte, anche se all'interno di esso e nella sezione di valle il deflusso avviene a pelo libero.

#### POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata nord. Il tombino scatolare sarà prolungato con le stesse dimensioni di quello esistente. Si prevede inoltre un intervento di riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo. I risultati della simulazione idraulica mostrano il tombino in pressione anche nello scenario di progetto. Il valore del tirante idrico nella sezione a monte del tombino

è pari a 12.70 m s.l.m, mentre il valore della livelletta autostradale è 16.70 m s.l.m. La differenza tra le due quote è di 4 metri, questo valore assicura che il piano autostradale non sia sormontato dalla portata di progetto.

#### 6.2.2 *Affluente fosso Rispecchia n.2*

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AlTo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 21.47 m<sup>3</sup>/s, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 2 x 2.5 m. La modellazione idraulica mostra un funzionamento in pressione del tombino nella sezione a monte, anche se all'interno di esso e nella sezione di valle il deflusso avviene a pelo libero.

#### POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata nord. Il tombino scatolare sarà prolungato con le stesse dimensioni di quello esistente. Si prevede inoltre un intervento di riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo. I risultati della simulazione idraulica mostrano il tombino in pressione anche nello scenario di progetto. Il valore del tirante idrico nella sezione a monte del tombino è pari a 13.94 m s.l.m., mentre il valore della livelletta autostradale è 15.72 m s.l.m. La differenza tra le due quote è di 1.78 metri, questo valore assicura che il piano autostradale non sia sormontato dalla portata di progetto.

#### 6.2.3 *Fosso Rispecchia*

Il fosso Rispecchia si presenta come un corso d'acqua arginato, con sezioni trapezie e pendenza del fondo regolare. Ai lati del canale si trovano due controfosse, che vengono utilizzate come strade campestri.

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. 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  $172.38 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un ponte a luce unica sul corso d'acqua principale e due tombini scatolari in corrispondenza delle due controfosse. La quota di intradosso del ponte è pari a 14.40 m s.l.m. mentre i due tombini scatolari hanno una quota di intradosso più alta, 14.74 m s.l.m per quello in sinistra idraulica e 14.57 m s.l.m. per quello in destra.

I risultati della simulazione idraulica mostrano un funzionamento a pelo libero del ponte, in cui nella sezione di monte si riscontra un valore di tirante idrico pari a 13.99 m s.l.m, ed un franco idraulico di 0.41m.

#### POST OPERAM

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte a valle di quello esistente. La nuova opera avrà una luce di 54.80 m e due pile infisse negli argini del corso d'acqua, in modo tale che non interferiscano con il normale deflusso delle acque. La quota di intradosso dell'impalcato del ponte è stata fissata pari a 16.34 m, tenuto conto di un franco di 1.5 m rispetto alla quota della sommità arginale più alta (14.80 m s.l.m.) Si prevede inoltre di rivestire le sezioni a cavallo dell'autostrada per un tratto di 60 m. I risultati della simulazione idraulica mostrano che il nuovo ponte è verificato con un franco idraulico pari a 3.97 m.

#### 6.2.4 Fosso Barbicato

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. 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  $38.06 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 7.5 x 3.5 m. La modellazione idraulica mostra che il tombino è sufficiente al transito della portata di progetto con un franco idraulico pari 0.25m

## POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata sud. Il tombino scatolare esistente sarà prolungato con le medesime dimensioni.

I risultati della simulazione idraulica indicano il tombino di progetto verificato con un franco idraulico pari a 1.17m. Il miglioramento del profilo idraulico è dovuto all'intervento di riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo.

### 6.2.5 Fosso della Migliarino

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. 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 81.22 m<sup>3</sup>/s, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

## ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 7.5 x 4.5 m. La modellazione idraulica mostra che il tombino è sufficiente al transito della portata di progetto con un franco idraulico pari 0.44 m.

## POST OPERAM

Il progetto prevede il prolungamento del tombino esistente e la riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo.

I risultati della simulazione idraulica indicano il tombino di progetto verificato con un franco idraulico pari a 0.42m.

### 6.2.6 Fosso della Banditella

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il modello Alto. 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 42.27 m<sup>3</sup>/s, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 3.5 x 3 m. La modellazione idraulica mostra che il tombino è in pressione.

#### POST OPERAM

Il progetto prevede il prolungamento del tombino esistente e la riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo.

I risultati della simulazione idraulica indicano il tombino di progetto verificato con un franco idraulico pari a 0.55 m.

#### 6.2.7 Fosso senza nome 1

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 2.14 m<sup>3</sup>/s, ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

#### ANTE OPERAM

Attualmente in corrispondenza di questo corso d'acqua è in costruzione un'area di servizio in carreggiata nord. Per realizzare il piazzale dell'area di servizio le sezioni a monte dell'Aurelia sono state tombate per un tratto di circa 140 m utilizzando un collettore di diametro  $\phi$  1200 mm. Il collettore si immette all'interno del tombino scatolare sotto l'Aurelia di dimensioni 1x4 m. Nello scenario dello stato di fatto è stato simulato un unico tombino circolare esteso da monte verso valle escludendo lo scatolare di dimensioni maggiori.

La modellazione idraulica mostra un funzionamento in pressione del tombino nella sezione a monte, anche se all'interno di esso e nella sezione di valle il deflusso avviene a pelo libero.

#### POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata sud. Il tombino scatolare presente sotto l'Aurelia sarà prolungato con le stesse dimensioni dello stato attuale.

I risultati della simulazione idraulica sono mostrano lo stesso profilo dello stato di fatto. Anche se l'opera risulta in pressione nella sezione di monte, vista la distanza tra l'imbocco del tombino e l'autostrada, nonché la modesta portata di questo corso d'acqua, si ritiene che non sussistano condizioni di rischio idraulico per la piattaforma autostradale.

#### 6.2.8 Fosso Valle Giardino

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 ed in moto vario per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $32.46 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare di  $5.30 \times 3.5 \text{ m}$  con una quota di intradosso posta a  $14.41 \text{ m s.l.m.}$  (sezione di monte). Pochi metri a valle dell'opera è presente una vasca in linea che regola il deflusso della portata verso il tombino di attraversamento della linea ferroviaria Roma-Pisa.

I risultati della simulazione idraulica mostrano un funzionamento del tombino a pelo libero, con un valore di tirante idrico pari a  $13.33 \text{ m s.l.m.}$  ed un franco idraulico di  $1.11 \text{ m}$ .

#### POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata sud. Il nuovo ingombro planimetrico interferisce con la cassa presente a valle dell'Aurelia, pertanto in progetto è prevista la risagomatura della vasca, in modo da garantire lo stesso volume di quella esistente.

Il tombino sarà prolungato con le stesse dimensioni di quello esistente ed a valle della vasca è previsto l'attraversamento di una nuova viabilità bianca.

I risultati della simulazione idraulica mostrano il tombino autostradale verificato con un franco idraulico di  $1.11 \text{ m}$ .

#### 6.2.9 Fosso senza nome 2

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

corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $3.11\text{m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare ad arco di base 1m. La modellazione idraulica indica che le dimensioni del tombino sono insufficienti al transito della portata duecentennale e che il piano stradale è sormontato da una lama d'acqua di 0.10 m.

#### POST OPERAM

Il progetto prevede la posa in opera di un tombino scatolare di dimensioni 2 x 1.5 m e la riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo.

I risultati della simulazione idraulica mostrano l'opera verificata con un franco idraulico pari a 0.55 m.

#### 6.2.10 Fosso dell'Acqua Pora

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 ed in moto vario per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $20.27\text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare 3.5x3.5 m. La modellazione idraulica mostra un funzionamento a pelo libero del tombino con un franco idraulico pari a 0.70 m.

#### POST OPERAM

Il progetto prevede il prolungamento del tombino scatolare e la riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo.

I risultati della simulazione idraulica mostrano l'opera verificata con un franco idraulico pari a 0.70 m.

### 6.2.11 Fosso Carpina

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 ed in moto vario per quello di progetto, inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $95.26 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare di  $2 \times 2.8 \text{ m}$  con una quota di intradosso posta a  $17.05 \text{ m s.l.m.}$  (sezione di monte). Nella modellazione idraulica si è tenuto conto anche della presenza in destra idraulica rispetto al corso d'acqua di un sottovia di dimensioni  $5 \times 2.5 \text{ m}$ , che svolge anche una funzione di trasparenza idraulica. Le sezioni dell'alveo a valle di questi attraversamenti hanno una geometria trapezia, con base minore di circa  $10 \text{ m}$ , base maggiore  $20 \text{ m}$  ed altezza di circa  $4 \text{ m}$ . Le grandi dimensioni delle sezioni in questo tratto favoriscono una funzione di invaso della portata paragonabile al funzionamento di una vasca in linea. Circa  $120 \text{ metri}$  a valle dell'Aurelia si trova il rilevato della linea ferroviaria Roma-Pisa, il tombino che l'attraversa ha dimensioni modeste, per questo sono fondamentali le ampie sezioni che separano i due tombini dell'Aurelia da quello ferroviario.

Le considerazioni sopra esposte sono supportate dai risultati della simulazione idraulica. Infatti, sia il tombino dell'Aurelia che quello ferroviario sono insufficienti al transito della portata duecentennale. Il piano stradale dell'Aurelia risulta sormontato con un tirante idrico di  $0.33 \text{ m}$ .

#### POST OPERAM

Il progetto prevede la demolizione del tombino esistente e la costruzione di un nuovo ponte a luce unica di  $20 \text{ m}$  di larghezza, mentre il sottovia sarà prolungato con le stesse dimensioni di quello esistente. La quota della livelletta autostradale è stata innalzata di circa  $0.5 \text{ m}$  rispetto a quella dell'attuale Aurelia, questa scelta ha tenuto conto della valutazione di impatto ambientale dell'opera e dei raccordi altimetrici con gli altri punti del tracciato. Per questo si è preferito aumentare l'ampiezza della luce del manufatto piuttosto che la sua altezza. Le sezioni a valle dell'autostrada sono state mantenute come le esistenti, per preservare la loro funzione di invaso atto a laminare la portata duecentennale.

I risultati della simulazione idraulica mostrano il ponte autostradale verificato con un franco idraulico a monte dell'opera di  $0.28 \text{ m}$ .

### 6.2.12 Canale Pescina Statua

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $18.79 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

#### ANTE OPERAM

I risultati della simulazione idraulica dello stato attuale mostrano che le dimensioni attuali del tombino,  $2 \times 2 \text{ m}$ , sono insufficienti al transito della portata duecentennale, tanto che il piano stradale risulta sormontato.

#### POST OPERAM

Il progetto prevede che il tracciato autostradale passi a valle dell'attuale Aurelia, è stato quindi dimensionato un nuovo tombino,  $4 \times 3 \text{ m}$ , sufficiente a far transitare la portata di progetto con un franco pari a  $0.71 \text{ m}$ . Inoltre l'intervento di progetto prevede l'inalveazione del corso d'acqua per un breve tratto a valle dell'autostrada, subito dopo aver attraversato la nuova viabilità bianca.

### 6.2.13 Affluente Fosso Romitorio

La stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo cinematico. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $39.65 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata.

#### ANTE OPERAM

Nello stato attuale l'attraversamento dell'Aurelia è costituito da un tombino scatolare di  $7 \times 4 \text{ m}$  con una quota di intradosso posta a  $12.76 \text{ m s.l.m.}$  (sezione di monte). Pochi metri a valle dell'opera si trova la linea ferroviaria Roma-Pisa. I risultati della simulazione idraulica mostrano un funzionamento del tombino a pelo libero, con un valore di tirante idrico pari a  $11.10 \text{ m s.l.m.}$  ed un franco idraulico di  $1.85 \text{ m}$ .

## POST OPERAM

L'adeguamento della via Aurelia a sede autostradale prevede l'ampliamento della piattaforma in carreggiata sud. Il tombino sarà prolungato con le stesse dimensioni di quello esistente e subito a valle, per contenere l'effetto di rigurgito indotto dall'attraversamento ferroviario, sarà realizzato un canale ad U in cls di larghezza 8m ed altezza minima di 3m.

I risultati della simulazione idraulica mostrano il tombino autostradale verificato con un franco idraulico di 1.78 m.

### 6.2.14 Fosso Scolo Collecchio

Questo corso d'acqua non è presente nel database del modello AITo, pertanto la stima della portata di progetto è stata effettuata applicando il metodo razionale. La simulazione è stata effettuata in moto permanente inserendo come condizione al contorno di monte la portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a  $4.91 \text{ m}^3/\text{s}$ , ed imponendo come condizione di valle, la condizione di moto uniforme.

## ANTE OPERAM

I risultati della simulazione idraulica dello stato attuale mostrano che le dimensioni attuali del tombino sono insufficienti al transito della portata duecentennale, ed il tombino risulta in pressione.

## POST OPERAM

Nello stato di progetto l'opera esistente viene prolungata con le stesse dimensioni di quella esistente. la riprofilatura dell'alveo per un tratto di 20 - 40 m a cavallo dell'autostrada volto a regolarizzare la pendenza del fondo e delle sponde dell'alveo. Il tombino risulta in pressione anche in questa configurazione, con un valore del tirante idrico nella prima sezione a monte del tombino pari a 7.37 m s.l.m. La differenza tra il valore del tirante idrico nella sezione di monte e la quota della livelletta autostradale è pari a 1.61 m.