



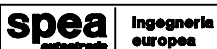
VARIANTE ALLA S.S. 16 ADRIATICA Bellaria–Rimini–Riccione–Misano

tra il Km 193+000 al Km 220+000

PROGETTO DEFINITIVO DG 4/99

IDROLOGIA E IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA



Ingegneria europea

Mandataria del Raggruppamento Temporaneo di Imprese costituito da:



Ingegneria europea

IL PROGETTISTA

Ing. Michele Parrella
Ord. Ingg. Avellino N.933

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N.16492



STUDIO T.I. S.c.a.r.l.

IL PROGETTISTA

Ing. Regolo Poluzzi
Ord. Ingg. Bologna N.4271

IL PROGETTISTA

Ing. Gianluigi Venerandi
Ord. Ingg. Rimini N.188



SITECO

IL PROGETTISTA

Ing. Rodolfo Biondi
Ord. Ingg. Modena N.1256

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Rodolfo Biondi
Ord. Ingg. Modena N.1256



Progettazione Integrata Ambiente S.r.l.

IL PROGETTISTA

Ing. Filippo Giancola
Ord. Ingg. Roma N.18193

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Francesco Ventura
Ord. Ingg. Roma N.14660

RIFERIMENTO ELABORATO	DIRETTORIO				FILE				DATA:	REVISIONE	
	codice commessa		N.Prog.	unita'	n. progressivo			MAGGIO 2009	n.	data	
	1	5003002		IDR	100			SCALA:	-	-	

VISTO DELLA COMMITTENTE



INDICE

1. PREMESSA	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	4
3. METODOLOGIA OPERATIVA	6
4. INQUADRAMENTO NORMATIVO	7
4.1 NORMATIVA NAZIONALE	7
4.2 NORMATIVA REGIONALE	11
4.3 AUTORITÀ DI BACINO.....	12
4.4 STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALI	14
5. IDROLOGIA	15
5.1 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	15
5.2 LE PRECIPITAZIONI INTENSE	18
5.2.1 <i>Il regime pluviometrico delle aree di interesse</i>	19
5.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI RIFERIMENTO.....	21
5.3.1 <i>Il calcolo delle portate di piena nel reticolo idrografico principale</i>	21
5.3.2 <i>Il calcolo delle portate di piena nel reticolo idrografico secondario</i>	24
6. IDRAULICA	27
6.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ E INDIRIZZI PER LA PROGETTAZIONE E LA VERIFICA IDRAULICA DEI PONTI.....	27
6.1.1 <i>Indirizzi progettuali</i>	27
6.1.2 <i>Condizioni di esercizio transitorio</i>	29
6.1.3 <i>Progettazione degli interventi di adeguamento</i>	29
6.1.4 <i>Prescrizioni dell’Autorità di bacino del Marecchia-Conca per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti</i>	30
6.2 RILIEVI TOPOGRAFICI	31
6.3 MODELLAZIONE IDRAULICA.....	31
6.3.1 <i>Generalità</i>	31
6.3.2 <i>Risultati delle modellazioni condotte</i>	33
6.3.3 <i>Verifica dei manufatti di attraversamento con altri metodi di calcolo</i>	34
6.3.4 <i>Analisi dei risultati</i>	38
7. FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL’INTERAZIONE DELL’ALVEO CON LE OPERE VIARIE	41
7.1 VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI	41
7.1.1 <i>Abbassamento d’alveo</i>	41
7.1.2 <i>Erosione generalizzata</i>	42
7.1.3 <i>Erosione localizzata</i>	44
7.2 DETERMINAZIONE DELLA SPINTA DELLA CORRENTE SULLE PILE IN ALVEO	49
7.3 FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO	50

7.3.1	<i>L'erosione dei bacini idrografici</i>	51
7.3.2	<i>Condizione di incipiente movimento</i>	52
7.3.3	<i>Capacità di trasporto solido</i>	54
7.3.4	<i>Portata di modellamento</i>	55
7.3.5	<i>Velocità critica di movimentazione</i>	57
7.3.6	<i>Diametro limite movimentabile</i>	58
7.3.7	<i>Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici</i>	58
7.4	EVOLUZIONE MORFOLOGICA DEL CORSO D'ACQUA	59
7.5	CAMPAGNA PER LA CARATTERIZZAZIONE SEDIMENTOLOGICA DEGLI ALVEI	64
7.5.1	<i>Modalità di campionamento</i>	64
7.5.2	<i>Definizione dei punti di campionamento all'interno della sezione trasversale del corso d'acqua e della densità longitudinale del rilievo</i>	65
7.5.3	<i>Schemi planimetrici di campionamento</i>	66
7.5.4	<i>Analisi di laboratorio</i>	68
7.5.5	<i>Monografie risultati analisi</i>	69
7.6	ANALISI DELL'INTERAZIONE DELLE OPERE VIARIE CON I CORSI D'ACQUA DI INTERESSE	71
7.6.1	<i>Fiume Marecchia</i>	72
8.	ALLEGATO A: RISULTATI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE	76

1. **PREMESSA**

Nell'ambito della progettazione della variante alla statale S.S.16 Adriatica, nel tratto compreso tra la progressiva km 192+112 e la progressiva km 220+108, è stato effettuato uno "Studio idrologico e idraulico" finalizzato all'analisi delle interferenze idrografiche principali.

La presente relazione illustra quindi tale studio a supporto alla progettazione che si pone l'obiettivo della verifica dei viadotti stradali di attraversamento dei corsi d'acqua; esso 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 in progetto sia in termini di sezione idraulica (eccessivo restringimento) sia di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto.

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.

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

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

Il tratto stradale della SS16 oggetto dell'intervento ha una lunghezza complessiva pari a circa 28 km.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento ricade all'interno della Regione Emilia-Romagna e più precisamente nella Provincia di Rimini.

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

Nella presente relazione sono studiati gli attraversamenti principali.

La Tabella 2.1 riporta per i manufatti di attraversamento in studio la progressiva stradale di riferimento, la dimensione e il Comune in cui ricade l'attraversamento.

Tutti i corsi d'acqua in studio appartengono all'Autorità di bacino del Marecchia-Conca e ricadono nel comprensorio del Consorzio di bonifica della Provincia di Rimini.

Tabella 2.1: Corsi d'acqua di interesse

N° ordine	Progressiva [km]	Corso d'acqua	Tipo di struttura	Dimens. L-D [m]	Comune
1	193+611	Rio Fontanaccia	tombino scatolare	4.5	Rimini
2	195+078	Scolo Brancona	tombino scatolare	4.5	Rimini
3	197+648	Scolo S. Martino	tombino scatolare	4.5	Rimini
4	198.380	Fosso Viserba	tombino (sottostante ponticello L=4.5m)	6.0	Rimini
5	199+403	Fiume Marecchia	viadotto Marecchia	198	Rimini
6	202+743	Fossa Padulli	tombino scatolare	6.0	Rimini
7	204+018	Dev. Torrente Ausa	ponte	61.3	Rimini
10	209+512	Fosso Rodella	tombino scatolare	6.0	Rimini
11	210+141	Scolo Roncasso	tombino scatolare	6.0	Rimini
12	211.361	Torrente Marano	ponte	87	Rimini
13	212+868	Rio Melo	ponte	32	Coriano
14	213+850	Rio Raibano	tombino scatolare	6.0	Riccione
15	214+070	Fosso 2	sottovia	8.0	Riccione
16	214+814	La Fossa	tombino scatolare	6.0	Riccione
17	217+147	Rio Alberello	tombino scatolare obliquo	6.0	Misano adriatico
18	218+174	Rio Agina	tombino	6.0	Misano adriatico

3. METODOLOGIA OPERATIVA

Per la determinazione delle caratteristiche idrologico-idrauliche dei corsi d'acqua di interesse si è proceduto nel seguente modo:

- Se l'AdB competente, nell'ambito del PAI o di altro strumento normativo, indica i valori ufficiali delle grandezze idrologico-idrauliche ricercate, o fornisce una metodologia approvata per la loro determinazione, sono stati utilizzati tali valori e metodologie ufficiali.
- Se l'AdB competente non fornisce alcuna indicazione circa la caratterizzazione idrologico-idraulica dei corsi d'acqua di interesse, le grandezze di riferimento sono state calcolate utilizzando le metodologie descritte nella relazione del PAI.

Una volta calcolata la portata di riferimento, sono state effettuate le verifiche idrauliche sulle opere d'arte di interesse implementando un modello matematico monodimensionale (codice di calcolo Hec-ras) per simulare il deflusso, in condizioni di moto permanente, di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento stradale, sia in condizioni di stato di fatto (con e senza allargamento autostradale) che in condizioni di progetto. I risultati di tale analisi sono riportati in dettaglio, per i diversi corsi d'acqua, nell'Allegato A: risultati delle modellazioni condotte.

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 progetto previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

4.1 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).

Si riportano inoltre gli estremi di alcune leggi riguardanti la progettazione e la verifica dei ponti stradali:

L. 532/1904

Testo unico sulle opere idrauliche. Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali

D. Min. LL.PP 4 maggio 1990

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

“Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione e all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema e al grado di elaborazione del progetto.

Una cura particolare è da dedicare, in ogni caso, al problema delle escavazioni dell'alveo ed alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La trattazione dei citati problemi dovrà avvenire nel rispetto del testo unico 25 luglio 1904, n. 523 e successivi aggiornamenti.” (Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali – par. 2.4)

Circ. LL.PP. n° 34233 del 25/02/1991

Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali

“Gli elementi del ponte, quali le opere di sostegno, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, specie se di qualche importanza, dovranno far parte di un progetto unitario. Nello studio andranno in particolare illustrati i seguenti aspetti:

- *ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere;*

- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione e in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua prevedibile evoluzione e della natura geologica della zona interessata;
- studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi, in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi; definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- definizione della scala delle portate nella sezione interessata per le condizioni attuali e per quelle dipendenti dal costruendo manufatto, anche per le diverse e possibili fasi costruttive previste; calcolo del rigurgito provocato dal ponte.

Nel caso in cui l'opera di attraversamento sia costituita, oltre che dal ponte vero e proprio, anche da uno o due rilevati collocati in alveo, dovranno essere valutate quali modifiche possono prodursi a monte dell'opera in conseguenza della riduzione della luce libera rispetto a quella primitiva.

La quota idrometrica e il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

Può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 100 anni; è di interesse stimare i valori della frequenza probabile di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave dovrà comunque essere non inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico, sempre che le opere interessino l'alveo, dovranno inoltre essere considerati i seguenti problemi:

classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;

- valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme e alle dimensioni delle pile, delle spalle e delle relative fondazioni, nonché dei rilevati;
- valutazione degli effetti dovuti alla eventuale presenza di una corrente veloce;
- esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, e studio della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia nella fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere.

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

Le questioni idrauliche, trattate con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi ed al grado di elaborazione del progetto, saranno oggetto di apposita relazione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso.”

(Prescrizioni generali – par. 2.4)

4.2 Normativa regionale

Come visto, il tratto stradale di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Emilia-Romagna.

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

LR 27/74

Interventi delle Regioni in materia di opere idrauliche nei corsi d'acqua dell'Emilia-Romagna.

“In base ai DPR 15 gennaio 1972 n. 8 e n. 11, la Regione assume a proprio carico l'esecuzione e la manutenzione di opere idrauliche nei corsi d'acqua dell' Emilia-Romagna necessarie per la regolazione degli stessi e per la sistemazione idrogeologica dei relativi bacini.

Dette opere comprendono quelle di IV e V categoria e non classificate ai sensi della legge 25 luglio 1904, n. 523 e successive modifiche ed integrazioni, nonché le opere idrauliche nei corsi d'acqua ricadenti nei territori montani, di cui all' art. 39 - 2° comma, ultima parte - del RD 30 dicembre 1923 n. 3267.

Dette opere in particolare concernono:

- *sistemazioni dell' alveo, contenimento delle acque di fiumi, torrenti ed altri corsi d'acqua naturali;*
- *manufatti per la regolazione dei corsi d' acqua.*

Nella localizzazione di tali opere si terrà conto anche delle esigenze di difesa degli abitati e di importanti opere pubbliche.” (art. 1: Finalità).

LR 9/83

Redazione del piano territoriale regionale per la tutela ed il risanamento delle acque.

“La regione Emilia-Romagna, ai sensi dell' art. 8 della legge 10 maggio 1976, n. 319, si dota di un piano territoriale di risanamento e tutela delle acque articolato per bacini idrografici ed incentrato sugli obiettivi di qualità per ciascun corpo idrico.” (art. 1: Oggetto della legge).

LR 44/95

Riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione dell'Agenzia Regionale per la Prevenzione e l'Ambiente (ARPA) della Regione Emilia-Romagna.

“1. La Regione, con la presente legge, in attuazione delle disposizioni dell' art. 7 del DLgs 30 dicembre 1992, n. 502 e successive modificazioni, del DL 4 dicembre 1993, n. 496 convertito con modificazioni in Legge 21 gennaio 1994, n. 61 e dell' art. 6 della LR 12 maggio 1994, n. 19, istituisce l'Agenzia regionale per la prevenzione e l' ambiente, di seguito denominata ARPA, ne disciplina l'organizzazione ed il funzionamento e riorganizza le strutture preposte ai controlli ambientali e alla prevenzione collettiva.

2. La presente legge disciplina altresì le modalità di coordinamento dell' ARPA con il sistema delle autonomie locali e con il Servizio sanitario dell' Emilia-Romagna, perseguendo l'obiettivo della massima integrazione programmatica e tecnico-operativa.” (art. 1: Oggetto e finalità)

LR 3/99

Riforma del sistema regionale e locale (gli Artt. 98 e seguenti contengono nuove norme in materia ambientale che riformano parte dell'ordinamento regionale precedente).

LR 25/99

Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli enti locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani.

LR 1/03

Modifiche ed integrazioni alla L.R. 25/99 (Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli Enti Locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani).

4.3 Autorità di bacino

I corsi d'acqua di interesse appartengono all'Autorità di bacino del Marecchia-Conca, il cui limite amministrativo meridionale coincide approssimativamente con il Fiume Tavolo.

Il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (PAI) ad oggi vigente è stato adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino con delibera n° 2 del 30 marzo 2004 a seguito di modifiche e integrazioni al preesistente PAI adottato con delibera n° 22 del 28 maggio 2000.

Di seguito si riporta un breve stralcio delle finalità e degli obiettivi del PAI ad oggi vigente.

“I contributi che vengono richiesti al Piano stralcio, sulla base dell'Art. 17, c.6-ter della L. 183/89 “che in ogni caso devono costituire fasi sequenziali e interrelate rispetto ai contenuti di cui al comma 3” (dello stesso Art. 17, L. 183/89) e che raccolgono quindi i caratteri del piano di bacino quale “strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo” sono schematicamente riassumibili nella:

- *individuazione della pericolosità idraulica (esondazioni per tempi di ritorno fino a 200 anni) e di eventuali fenomeni erosivi e/o di dissesto indotti;*
- *individuazione della pericolosità connessa ai dissesti sui versanti (presenza di frane, attive e quiescenti, rapportate alle caratteristiche litologiche e dell'uso del suolo);*
- *individuazione di particolare vulnerabilità di alcuni ambiti territoriali;*
- *individuazione delle situazioni di rischio, dovute alla presenza di infrastrutture o manufatti su parti di territorio con elementi di pericolosità (aspetti conoscitivi);*
- *individuazione delle strategie di gestione del territorio finalizzate alla conservazione e tutela delle dinamiche insediative e delle dinamiche naturali (aspetto normativo);*
- *individuazione delle politiche per la riduzione del rischio attraverso la specificazione di modalità di comportamento e, dove necessario, di opere (aspetto tecnico-operativo).*

L'elaborazione del piano passa necessariamente attraverso una processualità di acquisizione di conoscenze e formulazioni propositive che, coinvolgendo una complessità articolata di competenze disciplinari, di stati di fatto e di diritto, di soggetti coinvolti, deve necessariamente articolarsi in una scansione temporale nella quale via via possono essere messi a fuoco i diversi ordini di problemi.

I criteri di fondo alla base di questo processo sono quelli di:

- operare per la riduzione della pericolosità agendo, quanto possibile, nella direzione di conoscere e “consentire” i processi delle dinamiche naturali (esondazioni e oscillazioni dei corsi d’acqua; dinamiche evolutive dei versanti), e quindi limitando gli interventi di artificializzazione che ne impediscono una piena funzionalità (individuare le aree “naturalmente” interessate dal reticolo idrografico e riservarle alle funzioni idrauliche; non intervenire con opere ma attraverso una corretta gestione agroforestale, specifica per le diverse situazioni, sui dissesti che non comportano rischi); la territorializzazione di questi processi e delle aree da questi interessate comporta l’individuazione delle parti di territorio delegate alla conservazione delle risorse (ambientali e paesaggistiche), all’interno delle quali valutare attentamente quali attività o interventi antropici siano compatibili;
- operare per la riduzione del rischio (attuale o potenziale per la contestuale presenza di situazioni di fatto e di diritto già consolidato) valutando correttamente, in modo circoscritto, dove intervenire con opere (eseguite dall’Ente pubblico o richieste ai soggetti fruitori) che garantiscano la sicurezza, e dove ricorrere alla delocalizzazione delle attività e manufatti non compatibili.

La coerenza tra il piano stralcio e la pianificazione urbanistica/territoriale viene perseguita attraverso una restituzione “trasparente” delle conoscenze e delle conseguenti strategie individuate dal piano stralcio per l’assetto idrogeologico, in modo che il piano urbanistico (al quale spetta comporre il quadro complessivo dei diversi usi e funzioni) possa definire le proprie scelte con la consapevolezza della pericolosità idraulica e idrogeologica e degli specifici caratteri di vulnerabilità dei diversi ambiti territoriali e con l’acquisizione delle strategie ottimali individuate nell’ambito specifico del piano di bacino.” (cfr. PAI-Relazione, par. 1.4.1 “Obiettivi”).

Elaborati del PAI

1. **Relazione**, articolata in quattro elaborati:
 - Relazione;
 - Tavola n. 0: Rete idrografica, limiti amministrativi e aree naturali (Scala 1:100.000);
 - Allegato n. 1: Inventario e censimento dei dissesti;
 - Allegato n. 2: Aree in dissesto oggetto di perimetrazione (schede descrittive e planimetrie con perimetrazioni – scale 1:2.000, 1:5.000, 1:10.000);
2. **Elaborati grafici di analisi:**
 - Tavv. 1.1,....., 1.6 – Inventario dei dissesti (scala 1:25.000);
 - Tavv. 2.1,....., 2.6 – Censimento dei dissesti per i quali sono stati registrati danni o la cui prevedibile evoluzione li può causare (scala 1:25.000);
 - Tavv. 3.1, 3.2, 3.3 – Calanchi;
 - Allegato n. 3: Atlante esondabilità attuale e rischio attuale (scala 1:5.000, 1:10.000 su base CTR);
3. **Elaborati grafici relativi agli “interventi programmati e modalità di gestione”:**
 - Tavv. 4.1,....., 4.6 – Quadro generale del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (scala 1:25.000);
 - Allegato 4A – Atlante fasce fluviali e interventi previsti (scala 1:5000, 1:10.000 su base CTR);
 - Allegato 4B – Atlante fasce fluviali e interventi previsti (scala 1:10.000 su base ortofoto AIMA);
4. **Norme di piano.**

4.4 **Strumenti di pianificazione territoriali**

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

Per quanto riguarda la pianificazione a scala comunale si faccia riferimento, laddove esistenti, ai PRG redatti dai comuni interessati dagli interventi in studio.

In materia di programmazione territoriale la Regione Emilia-Romagna predispone e aggiorna il **Piano Territoriale Regionale (PTR)**, definito dalla LR 20/2000 come lo strumento di formazione con il quale la Regione definisce gli obiettivi per assicurare lo sviluppo e la coesione sociale, accrescere la competitività del sistema territoriale e regionale, garantire la riproducibilità, la qualificazione e la valorizzazione delle risorse sociali ed ambientali.

Nel quadro della programmazione regionale e della pianificazione territoriale ed urbanistica, la Regione ha predisposto la redazione del **Piano Territoriale Paesistico Regionale (PTPR)**, approvato il 28.01.93.

Per quanto riguarda la Provincia di Rimini, le funzioni di pianificazione territoriale e urbanistica sono esercitate attraverso il **Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP)**, approvato dalla Giunta Regionale con deliberazione n° 656 dell'11.05.99. Con la sua entrata in vigore, il 2 giugno 1999, il PTCP ha sostituito il precedente Piano Infraregionale (PI); successivamente è stata approvata una Variante al PTCP approvata dalla Giunta Regionale con deliberazione n° 2377 del 12 novembre 2001.

Il PTCP considera la totalità del territorio provinciale e ne definisce l'assetto con riferimento agli interessi sovracomunali, articolandole linee di azione sul territorio alla programmazione regionale. Il piano è sede di raccordo e verifica delle politiche settoriali della Provincia e strumento di indirizzo e coordinamento per la pianificazione urbanistica comunale.

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; in particolare sono stati definiti i seguenti parametri:

- Superficie del bacino S [km^2];
- Altezza massima H_{\max} [m s.l.m.];
- Altezza minima in corrispondenza della sezione di chiusura H_0 [m s.l.m.];
- Altezza media H_{med} [m s.l.m.];
- Pendenza media i ;
- Lunghezza dell'asta L [km];
- Tempo di corrivazione t_c [ore];
- coefficiente di deflusso ϕ ;

Per quanto riguarda i parametri morfometrici S , H_{\max} , H_0 , H_{med} , i , L appare superfluo alcun approfondimento metodologico.

Per quanto riguarda invece il tempo di corrivazione t_c del bacino, esso può essere definito come l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale. La determinazione di tale parametro dipende fortemente dalle caratteristiche morfometriche del bacino idrografico in esame. Per bacini di montagna e collina si può adottare la ben nota formula empirica di Giandotti (5.1); per i bacini di pianura e di bassa collina ($H_{\text{med}} < 100$ m) si possono invece usare le formule di Pasini (5.2) e di Ventura (5.3):

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

$$t_c = \frac{0.0045 \cdot \sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}} \cdot 24 \quad (5.2)$$

$$t_c = 24 \cdot 0.0053 \sqrt{\frac{S}{i}} \quad (5.3)$$

dove le grandezze assumono il significato visto, ad eccezione del parametro L che rappresenta la lunghezza del percorso più lungo del bacino misurata in km.

Il coefficiente di deflusso ϕ tiene 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.

Un'indicazione dei valori da attribuire al fattore di ritenuta del terreno è fornita dalla letteratura scientifica come di seguito riportato:

Tabella 5.1: Coefficiente di deflusso raccomandati da American Society of Civil Engineers

Caratteristiche del bacino	ϕ
Superfici pavimentate o impermeabili	0.70-0.95
Suoli sabbiosi a debole pendenza	0.05-0.10
Suoli sabbiosi a media pendenza	0.10-0.15
Suoli sabbiosi a elevata pendenza	0.15-0.20
Suoli argillosi a debole pendenza	0.13-0.17
Suoli argillosi a media pendenza	0.18-0.22
Suoli argillosi a elevata pendenza	0.25-0.35

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 quasi tutti i corsi d'acqua di interesse (corsi d'acqua di Tabella 2.1) esistono dati ufficiali dell'Autorità di Bacino del Marecchia-Conca riguardo la perimetrazione dei bacini idrografici e le relative caratteristiche geomorfologiche.

La relazione del Progetto PAI riporta una breve descrizione dei bacini idrografici dei corsi d'acqua principali (T. Uso, F. Marecchia, T. Ausa, T. Marano, R. Melo, T. Conca, T. Ventena, T. Tavollo); i limiti di detti bacini sono riportati nell'allegato grafico al PAI "Tavola 0: Rete idrografica, limiti amministrativi e aree naturali (scala 1:100.000)".

Lungo i corsi d'acqua principali sono state poi individuate alcune sezioni di maggior interesse, ai fini della suddivisione dei bacini principali in sottobacini, ai quali fare

riferimento per lo studio idrologico e per la valutazione delle portate e dei volumi di piena. La Tabella 5.2 (estratto della tabella 2.2.2 della relazione del PAI) riporta la superficie idrografica e l'altezza media dei sottobacini chiusi alle sezioni di riferimento individuate dal PAI più prossime agli attraversamenti stradali in studio. Inoltre, per gli stessi corsi d'acqua, utilizzando come base cartografica il CTR al 10.000, sono stati tracciati i bacini idrografici chiusi in corrispondenza dell'intersezione con la strada SS16 e ricavate successivamente le grandezze geomorfologiche di interesse riportate in Tabella 5.3; si ricorda che questi ultimi dati, non essendo ufficiali, non possono essere assunti come valori di riferimento su cui definire gli interventi progettuali.

Circa 700 m a monte dell'intersezione con la SS16, in corrispondenza del Villaggio 1° Maggio, dal Torrente Ausa ha origine il Deviatore Ausa, un canale artificiale a sezione trapezia, lungo circa 4 km, che devia le acque del Torrente Ausa verso il Fiume Marecchia.

Dai sopralluoghi effettuati e dai colloqui con i tecnici dell'Autorità di Bacino è emerso che l'intera portata del Torrente Ausa confluisce nel Deviatore, e quindi in Marecchia. Pertanto le grandezze geomorfologiche, idrologiche e idrauliche ricavate dall'analisi degli elaborati PAI verranno nel seguito riferite al Deviatore Ausa.

Tabella 5.2: Caratteristiche dei bacini idrografici: fonte PAI

Corso d'acqua	sez.	S [km ²]	H _{med} [m slm]	φ	Fonte
F. Marecchia	B27.10	494.5	594	0.36	PAI
Deviatore Ausa	B27.12	72.0	93	0.36	PAI
F. Marano	B28.04	60.4	209	0.23	PAI
R. Melo-Maranello	B29.03	47.0	80	0.24	PAI

Tabella 5.3: Caratteristiche dei bacini idrografici chiusi all'intersezione con la SS16

Corso d'acqua	S [km ²]	L [km]	i [-]	H _{max} [m slm]	H ₀ [m slm]	t _c [ore]	Fonte
F. Marecchia	526.2	57.0	0.024	1384	22.5	6.00	SPEA
Deviatore Ausa	58.7	17.4	0.029	521	16.5	3.16	SPEA
F. Marano	58.5	21.8	0.029	658	25.2	3.15	SPEA
R. Melo-Maranello	35.9	12.7	0.017	235	20.0	3.67	SPEA

La relazione del PAI riporta, inoltre, una breve descrizione del reticolo idrografico minore, suddividendo l'intero territorio in una "zona di pianura" e una "zona montano-collinare".

Per alcuni dei corsi d'acqua secondari di Tabella 2.1 esistono valori ufficiali delle caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici chiusi alla foce; tali dati sono riportati nella Tabella 5.4 (estratto della tabella 2.7.4 della relazione del PAI).

Per tutti i corsi d'acqua secondari di interesse, inoltre, è stato tracciato il bacino idrografico chiuso in corrispondenza dell'intersezione con la strada, utilizzando come base cartografica il CRT al 10.000; successivamente sono state ricavate le grandezze idrologiche di interesse riportate in Tabella 5.5.

Tabella 5.4: Caratteristiche dei bacini idrografici secondari: fonte PAI

Corso d'acqua	Sez. chiusura	H _{med} [m slm]	H _{max} [m slm]	H ₀ [m slm]	L [km]	S _{tot} [km ²]	S _{urbana} [km ²]	φ _{naturale}	t _c [ore]
Agina	Mare	48	61	0	6.8	10.6	0.8	0.50	3.1
Alberello	Mare	40	55	0	3.9	3.4	0.7	0.47	1.4
Raibano	Rio Melo	28	50	9	5.7	10.3	0.6	0.26	4.0
Roncasso	Mare	17	30	0	5.1	4.0	1.2	0.17	2.9
Rodella	Mare	19	33	0	6.9	8.0	2.1	0.18	4.5
Brancona	Mare	15	33	0	6.7	10.1	0.4	0.15	5.5
Fontanaccia	Mare	18	25	0	5.7	5.3	0.6	0.18	4.2
Budriolo (Viserba)	Marecchia	35	50	17	6.2	7.7	2.3	0.35	3.5

Tabella 5.5: Caratteristiche dei bacini idrografici chiusi all'intersezione con la SS16

Corso d'acqua	S [km ²]	L [km]	i [-]	H _{max} [m slm]	H ₀ [m slm]	H _{med} [m slm]	φ naturale	t _c [ore]
Rio Fontanaccia	3.5	4.2	0.0392	28.5	12	20	0.10	0.78
Scolo Brancona	4.0	4.5	0.0053	50.0	16	35.07	0.15	3.68
Scolo S. Martino	1.29	1.45	0.0047	31.0	23.0	27.29	0.15	2.02
Fosso Budriolo (Viserba)	5.48	5.96	0.0035	53.4	23.0	35.83	0.35	5.46
Fossa Padulli	11.22	4.38	0.0060	115.0	10.8	43.46	0.36	5.32
Fosso 1	1.16	0.80	0.0123	78.0	15.0	30.23	0.18	1.09
Fosso Rodella	1.45	2.77	0.0082	75.0	21.0	36.33	0.18	1.80
Scolo Roncasso	0.91	2.42	0.0052	43.0	24.0	32.27	0.17	1.82
Rio Raibano	4.11	4.19	0.0058	157.0	21.0	52.00	0.26	3.53
Fosso 2	3.24	3.10	0.0102	125.0	19.0	47.65	0.40	2.29
La Fossa	0.45	0.75	0.0513	83.0	23.0	54.11	0.20	0.35
Rio Alberello	1.64	2.11	0.0179	83.0	23.0	53.81	0.47	1.22
Rio Agina	8.04	5.48	0.0136	164.7	13.0	69.16	0.55	3.18

5.2 Le precipitazioni intense

Il PAI in vigore per l'area in esame riporta i risultati degli studi condotti sul regime delle precipitazioni intense nel territorio in esame e le metodologie utilizzate; tali dati, stante la loro ufficialità, sono stati assunti come valori di riferimento su cui basare le analisi idrologico-idrauliche condotte e i successivi interventi progettuali.

Di seguito viene quindi sinteticamente descritta la metodologia utilizzata, nell'ambito del PAI, per la determinazione delle LSPP nelle aree di interesse relativamente ai corsi d'acqua principali, rimandando alla relazione PAI stesso per una trattazione di maggior dettaglio.

5.2.1 Il regime pluviometrico delle aree di interesse

Per la stima delle LSPP sono state utilizzate le serie storiche di osservazioni delle massime precipitazioni annue, con durata 1, 3, 6, 12, 24 ore, rilevate ai 16 pluviometrografi del Servizio idrografico, riportati in Tabella 5., interni all'area in esame o nelle immediate vicinanze, per i quali siano disponibili almeno 10 anni di osservazioni.

Tabella 5.4: Stazioni SIMI considerate

Codice	Anni	Località	Codice	Anni	Località
1010	11	Corniolo	1190	48	Lido di Rimini
1080	24	Verghereto	1200	38	Monte Colombo
1110	13	Montecastello	1210	47	Cattolica
1120	46	Cesena	1220	34	Carpegna
1140	16	Cesenatico	1230	20	Sassocorvaro
1150	51	Badia Tedalda	1240	27	Tavoleto
1160	40	Novafeltria	1260	38	Candelara
1170	29	San Marino	1280	56	Sant'Angelo in Vado

Per ogni stazione la serie storica delle precipitazioni massime annue è stata regolarizzata utilizzando la distribuzione di probabilità di Gumbel, ricavando le altezze di pioggia massime in funzione del tempo di ritorno T_R . Si sono quindi calcolate le LSPP, espresse nella consueta forma monomia, mediante regressione non lineare fra durata di pioggia t (in ore) e cumulata di pioggia massima (stima centrale) per uno stesso tempo di ritorno T_R (in anni). Data la regolarità con cui entrambi i parametri delle LSPP variano con il tempo di ritorno per quasi tutte le stazioni pluviometriche, sono state individuate, mediante regressione sui dati sperimentali, delle espressioni che legano tali parametri al tempo di ritorno.

Successivamente si è provveduto ad effettuare il ragguaglio all'area delle LSPP calcolate alle singole stazioni pluviometriche del SIMI, sui bacini sottesi alle sezioni di interesse, utilizzando il metodo dei topoi. La Tabella 5.5 (estratto della tabella 2.6.4 della relazione generale del PAI) riporta il numero di pluviometri afferenti a ciascun bacino sotteso da una sezione di interesse, i relativi codici e le rispettive aree di influenza, espresse come percentuale dell'area totale del bacino. Il ragguaglio è stato condotto separatamente per ogni tempo di ritorno e per ogni durata, come media pesata delle corrispondenti cumulate di pioggia puntuale. I valori di precipitazione massima di 1 ora e di 24 ore corrispondono

alle grandezze P_{1h} e P_{1g} utilizzate in fase di regionalizzazione delle piene con il metodo VA.PI.

Tabella 5.5: Aree di influenza dei pluviometri alle sezioni di interesse

Corso d'acqua	sez.	n° stazioni	Codici pluviometri								
			Aree parziali rispettive [%]								
F. Marecchia	B27.10	8	1150 33.3	1080 0.20	1220 17.5	1010 5.70	1160 14.6	1110 0.80	1170 23.6	1190 4.40	
Dev. Ausa	B27.12	9	1150 29.1	1080 0.20	1220 15.2	1010 5.00	1160 12.7	1110 0.70	1170 22.0	1190 14.8	1200 0.20
F. Marano	B28.04	3	1170 41.9	1200 50.9	1190 7.30						
R. Melo-Maranello	B29.03	3	1200 80.3	1190 7.30	1210 12.4						

Il ragguglio all'area effettuato separatamente per ogni tempo di ritorno e per ogni durata ha portato alla determinazione di 5 valori di altezza di pioggia corrispondenti alle durate assegnate, per ognuno dei tempi di ritorno prefissati. Per ogni bacino le LSPP raggugliate vengono infine calcolate con le medesime modalità descritte per le singole stazioni. Anche in questo caso si evidenzia una notevole regolarità nella variazione dei parametri a e n in funzione del tempo di ritorno, per tutti i sottobacini di interesse.

La Tabella 5.6 (estratto della tabella 2.6.6 della relazione generale del PAI) riporta i valori dei parametri delle LSPP così calcolati alle sezioni di interesse, per i tempi di ritorno caratteristici di 20, 50, 100 e 200 anni.

Tabella 5.6: Parametri delle LSPP raggugliate all'area

Corso d'acqua	sezione		Tempo di ritorno T_R [anni]			
			20	50	100	200
F. Marecchia	B27.10	a [mm]	47.6	55.3	61.2	67.0
		n	0.256	0.253	0.251	0.249
Deviatore Ausa	B27.12	a [mm]	48.0	55.9	61.9	67.8
		n	0.251	0.248	0.245	0.243
F. Marano	B28.04	a [mm]	48.6	55.6	62.6	68.5
		n	0.271	0.266	0.264	0.262
R. Melo-Maranello	B29.03	a [mm]	47.3	55.0	60.8	66.5
		n	0.287	0.284	0.282	0.280
		n	0.295	0.292	0.291	0.290

Per quanto riguarda il reticolo secondario, l'Autorità di bacino non fornisce alcuna metodologia per la determinazione delle LSPP, limitandosi a riportare (tabella 2.7.5 della relazione del PAI) i valori delle altezze di pioggia critica, per i tempi di ritorno di 10, 25 e 50 anni.

I valori di pioggia critica relativi ai tempi di ritorno di interesse di 20 e 100 anni sono stati ricavati interpolando i valori forniti dall'Autorità di bacino, utilizzando leggi logaritmiche con coefficienti di determinazione R^2 dell'ordine di 0.999 per tutti i corsi d'acqua.

Per i corsi d'acqua secondari non indagati dall'Autorità di bacino si sono, infine, assunti valori di pioggia critica derivanti da analisi di similitudine geomorfologica ed idrologica con i bacini idrografici ad essi più prossimi per i quali l'AdB fornisce dati ufficiali.

La Tabella 5.6 riporta le altezze di pioggia critiche, relative al tempo di corrivazione t_c , assunte per i corsi d'acqua secondari di interesse; i valori in corsivo sono stati desunti dall'analisi degli elaborati PAI.

Tabella 5.6: Altezze di pioggia critiche relative a t_c per diversi T_R [mm]

Corso d'acqua	10 anni	20 anni	25 anni	50 anni	100 anni
Rio Fontanaccia	54.5	63.1	66.0	74.1	82.7
Scolo Brancona	48.9	56.4	58.9	66.0	73.5
Scolo S. Martino	47.2	54.7	57.2	64.3	71.8
Fosso Budriolo (Viserba)	47.2	54.7	57.2	64.3	71.8
Fossa Padulli	48.9	56.5	59.1	66.4	74.1
Fosso 1	50.5	58.3	61.0	68.5	76.4
Fosso Rodella	50.5	58.3	61.0	68.5	76.4
Scolo Roncasso	50.6	58.8	61.6	69.3	77.5
Rio Raibano	43.1	49.9	52.2	58.6	65.4
Fosso 2	43.1	49.9	52.2	58.6	65.4
La Fossa	43.1	49.9	52.2	58.6	65.4
Rio Alberello	41.9	49.0	51.5	58.1	65.2
Rio Agina	38.5	44.7	46.8	52.6	58.8

5.3 Calcolo della portata di riferimento

L'Autorità di Bacino del Marecchia-Conca, nella relazione del PAI, indica per i corsi d'acqua principali una metodologia di calcolo delle portate di piena derivata dal modello di analisi regionale VA.PI. e modificata in funzione delle caratteristiche del proprio territorio; mentre per i corsi d'acqua secondari viene indicata una metodologia basata sul modello afflussi-deflussi cinematico.

5.3.1 Il calcolo delle portate di piena nel reticolo idrografico principale

Il principale riferimento per il calcolo della portata di piena nell'ambito del PAI è costituito dal Progetto VA.PI. (GNDCI-CNR, 1995-98), che prevede la suddivisione del territorio romagnolo-marchigiano in due zone pluviometriche omogenee: la Zona Ovest e la Zona Est. La metodologia VA.PI. conduce alla definizione di due relazioni a validità regionale: la

prima esprime l'entità della *portata indice* Q_I in funzione delle caratteristiche geomorfologiche e pluviometriche del bacino, la seconda $q'(T_R)=Q(T_R)/Q_I$ rappresenta la *curva di crescita* delle portate adimensionalizzate rispetto ai valori indice, ovvero il loro legame con il tempo di ritorno.

Per l'area in esame valgono le seguenti relazioni:

$$Q(T_R) = Q_I \cdot [\alpha + \beta \ln(T_R)] \quad (5.4)$$

con $\alpha = 0.3298$ e $\beta = 0.6111$, e

$$Q_I = \alpha' \cdot A^{\beta'} \cdot P_{1g}^{\gamma'} \cdot \Delta H_{med}^{\delta'} \quad (5.5)$$

$$Q_I = \alpha'' \cdot A_{imp}^{\beta''} \cdot P_{1h}^{\gamma''} \cdot T_{cor}^{\delta''} \quad (5.6)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- A [km^2]: superficie imbrifera;
- P_{1g} [mm]: media delle massime precipitazioni annue di durata 24 ore ragguagliate sul bacino;
- ΔH_{med} [m]: altitudine media del bacino rispetto alla sezione di chiusura;
- A_{imp} [km^2]: superficie imbrifera impermeabile;
- T_{cor} [ore]: tempo di corrivazione calcolato con la formula di Giandotti.

L'esame dei risultati ottenuti con l'applicazione del metodo VA.PI., per ciascuna delle sezioni individuate dal PAI, ha tuttavia evidenziato alcune non trascurabili anomalie, consistenti principalmente in marcate differenze fra le portate massime calcolate sui sottobacini di estensione minore, non plausibili in relazione a similari caratteristiche meteorologiche, idrologiche e pedologiche dei bacini stessi.

L'Autorità di Bacino del Marecchia-Conca ha quindi apportato alcune modifiche alla regionalizzazione ufficiale VA.PI., ricercando una maggiore stabilità in fase di applicazione nella propria zona di competenza.

Di seguito si riporta uno stralcio della relazione PAI relativo alle modifiche apportate al modello VA.PI. per il calcolo delle portate di riferimento.

“La regionalizzazione VA.PI. modificata

Le modifiche apportate fanno riferimento ai seguenti elementi:

la Q_I si riferisce ai valori al colmo di portata massima ventennale e viene utilizzata in forma specifica ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$): per essa viene scelta una relazione di tipo lineare con le caratteristiche dei bacini; con ciò deliberatamente si perde la capacità di adattamento del campione di osservazioni disponibili, ma si assicura una maggiore stabilità in fase di applicazione estrapolante rispetto al tipo esponenziale;

la nuova portata indice Q_I corrispondente al tempo di ritorno di 20 anni comporta un adeguamento numerico dei coefficienti α e β nella relazione per il calcolo della $Q(T_R)$ che per il resto, rimane immutata: $Q(T_R) = Q_I \cdot [\alpha_{20} + \beta_{20} \ln(T_R)]$;

fra le caratteristiche più correlate alla Q_I si colloca la portata massima media giornaliera, sempre con tempo di ritorno ventennale, $Q_{20,g}$; poiché essa non è disponibile come misura per le sezioni di interesse, viene preliminarmente calibrata una specifica relazione statistica, sempre in funzione delle caratteristiche dei bacini sottesi dalle stazioni idrometriche del Servizio idrografico e sempre di struttura lineare;

si ha cura che i coefficienti di regressione delle due relazioni descrittive la Q_I e la $Q_{20,g}$ abbiano almeno il segno compatibile con l'esperienza idrologica;

studi precedenti hanno posto in luce una possibile disomogeneità idrologica fra i bacini emiliano-romagnoli da un lato e quelli abruzzesi e della parte marchigiana più a sud dall'altro; la circostanza risulta abbastanza evidente in termini di deflussi medi annui, essendo legata alle diverse caratteristiche geo-lito-pedologiche dei bacini, ma può avere ripercussioni non trascurabili anche sulle portate massime; ciò suggerisce la possibilità di reperire leggi "regionali" con un ambito di validità più locale, escludendo dall'insieme delle osservazioni disponibili (24 nella regionalizzazione VA.PI.) quelle riferentisi a bacini più meridionali.

La relazione regionale fra portata indice e caratteristiche dei bacini sottesi viene espressa secondo due differenti formulazioni lineari, in funzione dell'estensione dell'area drenata dalla sezione di chiusura:

$$Q_I = \alpha_1 + \beta_1 \cdot Q_{20,g} + \gamma_1 \cdot Q_{med,ann} + \delta_1 \cdot P_{1g} \quad \text{per } A \geq 60\text{km}^2;$$

$$Q_I = \alpha_1 + \beta_1 \cdot Q_{20,g} + \gamma_1 \cdot C_{def,ann} + \delta_1 \cdot A \quad \text{per } A < 60\text{km}^2;$$

dove anche la portata massima media giornaliera con tempo di ritorno ventennale $Q_{20,g}$ è espressa in forma specifica, $Q_{med,ann}$ rappresenta il deflusso medio annuo di lungo periodo (mm) e $C_{def,ann}$ è il corrispondente coefficiente di deflusso su tutto il bacino imbrifero; i valori dei parametri nelle due relazioni lineari sono i seguenti:

$$\begin{array}{llll} \alpha_1 = -0.380 & \beta_1 = 2.50 & \gamma_1 = 2.9 \cdot 10^{-4} & \delta_1 = 1.03 \cdot 10^{-3} \\ \alpha_2 = 0.222 & \beta_2 = 2.45 & \gamma_2 = 0.455 & \delta_2 = -4.64 \cdot 10^{-3} \end{array}$$

In analogia con la portata indice Q_I , anche la relazione statistica fra la portata $Q_{20,g}$ e le caratteristiche dei bacini sottesi viene espressa secondo due formulazioni lineari, in funzione dell'estensione dell'area drenata dalla sezione di chiusura:

$$Q_{20,g} = \alpha_3 + \beta_3 \cdot Q_{med,ann} + \gamma_3 \cdot C_{def,ann} \quad \text{per } A \geq 60\text{km}^2;$$

$$Q_I = \alpha_4 + \beta_4 \cdot A + \gamma_4 \cdot P_{1h} + \delta_4 \cdot C_{def,ann} \quad \text{per } A < 60\text{km}^2;$$

dove i valori dei parametri sono i seguenti:

$$\begin{array}{llll} \alpha_3 = -0.171 & \beta_3 = -5.5 \cdot 10^{-4} & \gamma_3 = 2.19 & \\ \alpha_4 = -4.12 & \beta_4 = -5.84 \cdot 10^{-3} & \gamma_4 = 0.158 & \delta_4 = 1.81 \end{array}$$

Le statistiche relative alla Q_I e alla $Q_{20,g}$ sono state ricavate mediante regressione lineare multipla, scegliendo di volta in volta gli insiemi più opportuni dei bacini "regionali" con portate misurate.

Il coefficiente di deflusso annuo $C_{def,ann}$ che compare direttamente o indirettamente in tutte e quattro le leggi regionali viene calcolato utilizzando la relazione:

$$C_{def,ann} = \alpha_5 + \beta_5 \cdot P_{med,ann} + f_L(A, \Delta H_{med})$$

con $\alpha_5 = 0.293$ e $\beta_5 = 1.5 \cdot 10^{-4}$, $P_{med,ann}$ è l'altezza media annua di precipitazione ragguagliata (mm) e f_L è una funzione lineare dei parametri Area e H_{med} che rappresenta l'altitudine media del bacino (m slm) e non il suo dislivello rispetto alla sezione di chiusura:

$f_L = -2.2 \cdot 10^{-4} \cdot A + 1.29 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0.5} + 3.3 \cdot 10^{-4} \cdot A^2 + 1.57 \cdot 10^{-3} \cdot A \cdot H_{med} + 1.5 \cdot 10^{-4} \cdot H_{med} \parallel$
deflusso medio annuo $Q_{med,ann}$ pure necessario all'applicazione delle 4 relazioni regionali, viene ottenuto semplicemente come:

$$Q_{med,ann} = C_{def,ann} \cdot P_{med,ann}$$

In fase di applicazione alle sezioni di interesse la modifica apportata alla formulazione VA.PI. comporta una maggiore stabilità di stima, grazie sia alla linearità della formulazione, sia soprattutto alla scelta delle grandezze adottate come variabili indipendenti. Entrambe le opzioni implicano peraltro una ridotta capacità di cogliere eventuali andamenti tipici locali e meno elevate prestazioni statistiche generali per le leggi regionali. Le prestazioni sono state poste leggermente in secondi piano, a favore della abilità di produrre stime attendibili anche in fase di estrapolazione da parte delle relazioni statistiche, per le quali sono state preferite formulazioni che esibissero almeno un segno "fisicamente" plausibile nei coefficienti di regressione, anche a fronte di prestazioni meno brillanti rispetto ad altre combinazioni di variabili e di casi. Con tali precauzioni, per un assegnato tempo di ritorno comune a tutte le sezioni di uno stesso corso d'acqua, i risultati esibiscono l'auspicata monotonicità decrescente della portata massima specifica all'aumentare della superficie del bacino imbrifero e la monotonicità crescente della portata massima naturale con lo stesso aumentare della superficie drenata, prescindendo da effetti laminativi.

Nonostante tutto questo, comunque, per i 4 bacini minori Marano, Melo, Ventena e Tavollo, permangono sui valori di portata stimati margini di incertezza significativi, con una possibile sottostima nei bacini del Ventena e del Tavollo."

La Tabella 5.7 (estratto della tabella 2.7.1 riportata nella relazione del Progetto PAI) riporta i valori di portata massima al colmo associabili a diversi tempi di ritorno compresi tra 5 e 1000 anni, calcolati con la metodologia descritta.

Tabella 5.7: Portate di riferimento calcolate con la procedura VA.PI. modificata

Corso d'acqua	sezione	Portate al colmo [m ³ /s] per tempi di ritorno in anni:							
		5	10	20	50	100	200	500	1000
F. Marecchia	B27.10	449	594	739	930	1075	1220	1412	1557
Deviatore T. Ausa	B27.12	53	71	88	111	128	145	168	185
F. Marano	B28.04	84	111	138	174	201	228	263	291
R. Melo-Maranello	B29.03	75	99	123	154	178	202	234	258

5.3.2 Il calcolo delle portate di piena nel reticolo idrografico secondario

Di seguito si riporta uno stralcio della "Analisi idrologica sui corsi d'acqua minori di pianura" elaborata nell'ambito del PAI.

"L'area compresa tra il margine appenninico e la riviera adriatica è drenata sia da fosse con scolo diretto a mare, che da affluenti di aste di maggiore importanza.

I bacini considerati sono tutti di piccole dimensioni, con superfici mai superiori a 10÷11km²; le zone agricole interessano generalmente territori di bonifica della pianura e porzioni collinari, con quote massime dell'ordine dei 30÷60 m s.l.m.; le aree urbanizzate sono relative alla parte terminale del bacino e sono costituite dalla fascia costiera, che corre ortogonalmente rispetto alla direzione dei corsi d'acqua secondari esaminati.

Il metodo applicato per la stima dei colmi, che per assegnati tempi di ritorno possono transitare nei principali scoli, è consistito nella preliminare analisi degli eventi pluviometrici che sollecitano l'area in esame e nella ricostruzione delle curve segnalatrici di possibilità climatica; la valutazione delle portate, effettuata secondo il metodo cinematico o di Giandotti nella formulazione razionale, è stata quindi messa in relazione alle piogge con uguale tempo di ritorno, utilizzando le suddette curve di possibilità climatica.

La rete idrografica minore della pianura riminese, spesso naturale nella fascia più interna, artificiale nella zona intermedia e nel tratto finale urbanizzato lungo la costa è caratterizzata da portate di piena al più dell'ordine di qualche decina di m^3/s ; il danno conseguente a possibili parziali fuoriuscite, in termini sia di volumi che di lame d'acqua sul terreno, risulta quindi di entità significativamente minore rispetto a quello legato alla rete principale. Appare pertanto accettabile una salvaguardia connessa a tempi di ritorno inferiori, solitamente dell'ordine dei 25 anni. Si sono quindi assunti per l'analisi tempi di ritorno di 25 anni e circostanti, cioè 10 e 50.

La stima delle portate è stata condotta, separatamente, sia per la porzioni agricole dei bacini, che per le zone urbanizzate, utilizzando il metodo cinematico nella formulazione razionale.

Per il calcolo dei tempi di corrivazione si sono impiegati i metodi proposti dal Ventura e dal Pasini, ricordando che essi sono relativi a zone di bonifica e che qui, almeno per una parte dei bacini, operano con una certa estrapolazione, in presenza di un sia pur contenuto rilievo morfologico. I due metodi forniscono valori simili, per il calcolo delle portate è stata effettuata la media fra i due, quindi la stessa per tener conto della presenza di un certo 'rilievo', su alcune delle aree più interne, è stata ridotta fino al 30%, in maniera direttamente proporzionale alla quota media dei bacini stessi.

Il coefficiente di deflusso per le aree naturali è stato assunto variabile tra 0.1 e 0.5 in relazione alla quota media dei bacini e alla superficie, mentre per le aree urbanizzate e quindi significativamente impermeabilizzate, si è assunto il valore uniforme di 0.55.

Sebbene la valutazione degli apporti da aree urbanizzate definisca tempi di concentrazione molto più ridotti, ovvero relativi alla sola estensione dell'area urbanizzata, il metodo cinematico è stato applicato mantenendo come tempo critico di pioggia quello calcolato per l'area naturale; si è quindi supposto che l'evento critico risulti dalla combinazione sincrona del massimo apporto dalle aree naturali e di quello dalle aree urbane, conseguente allo stesso tempo di pioggia.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Portate al colmo delle zone naturali (Q_n), urbanizzate (Q_u) e totali (Q) [m^3/s]									
Bacino	Q_n 10	Q_n 25	Q_n 50	Q_u 10	Q_u 25	Q_u 50	Q 10	Q 25	Q 50
Agina	16.9	20.5	23.1	1.5	1.8	2.1	18.4	22.4	25.2
Alberello	10.4	12.8	14.4	3.1	3.9	4.3	13.5	16.7	18.8
Raibano	7.6	9.2	10.3	1.0	1.2	1.3	8.5	10.3	11.6
Roncasso	2.4	2.9	3.3	3.2	3.9	4.4	5.6	6.9	7.7
Rodella	3.4	4.1	4.6	3.6	4.4	4.9	7.0	8.4	9.5
Turchetta	0.9	1.1	1.2	3.0	3.6	4.1	3.9	4.7	5.3
Sacramora 1	0.5	0.6	0.7	2.3	2.8	3.2	2.8	3.4	3.9
Sortie	3.0	3.6	4.1	1.9	2.4	2.6	4.9	6.0	6.7
Brancona-Cavallaccio	3.5	4.2	4.7	0.5	0.6	0.7	4.0	4.8	5.4
Fontanaccia	3.1	3.7	4.2	1.2	1.5	1.6	4.3	5.2	5.8
Pircio	2.3	2.8	3.1	0.9	1.1	1.2	3.2	3.9	4.3
Mavone G.	39	47	53	0.4	0.5	0.6	40	48	54
Budriolo	7.1	8.6	9.7	4.7	5.7	6.4	11.8	14.4	16.1
Vene	1.1	1.4	1.5	0.0	0.0	0.0	1.2	1.4	1.6
Totale	101.3	122.9	138.0	27.5	33.4	37.6	128.8	156.3	175.6

Vanno sottolineate le incertezze insite nella procedura adottata, in particolare relativamente alla individuazione dei coefficienti di deflusso delle aree non urbanizzate; i valori adottati sono infatti di origine bibliografica e qualitativa, non essendo note valutazioni sperimentali sulle aree di interesse.

Si evidenzia come le portate complessive valutate per la Fossa Budriolo non siano comunque reali, in quanto, a valle di S. Arcangelo, in situazione di piena, vi è la possibilità di un pompaggio, con vettoriamento diretto di parte delle acque nell'adiacente Fiume Marecchia.”

Per tutti i corsi d'acqua appartenenti al reticolo secondario le portate di piena alla sezione di chiusura corrispondente all'intersezione con la strada sono state, quindi, calcolate applicando la metodologia proposta dal PAI, basata, come visto, sulla formula razionale (5.7); i risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5.7.

$$Q(T) = \phi A i_c(T) \quad (5.7)$$

Tabella 5.7: Portate di riferimento calcolate con il modello cinematico

Corso d'acqua	Portate al colmo [m ³ /s] per tempi di ritorno in anni:				
	10	20	25	50	100
Rio Fontanaccia	6.83	7.90	8.27	9.28	10.36
Scolo Brancona	2.21	2.55	2.67	2.99	3.33
Scolo S. Martino	1.25	1.45	1.52	1.71	1.91
Fosso Budriolo (Viserba)	4.61	5.34	5.58	6.28	7.01
Fossa Padulli	10.31	11.92	12.47	14.01	15.63
Fosso 1	2.69	3.10	3.25	3.64	4.06
Fosso Rodella	2.04	2.35	2.46	2.76	3.08
Scolo Roncasso	1.20	1.39	1.46	1.64	1.83
Rio Raibano	3.62	4.19	4.39	4.92	5.49
Fosso 2	6.78	7.84	8.21	9.21	10.28
La Fossa	2.96	3.46	3.64	4.10	4.61
Rio Alberello	7.36	8.61	9.05	10.21	11.46
Rio Agina	14.88	17.26	18.09	20.33	22.72

Come già evidenziato dalla relazione generale del PAI, la metodologia adottata per il calcolo delle portate di piena, se da un lato comporta procedure di calcolo semplici e spedite, dall'altro risulta caratterizzata dalle incertezze relative, in particolare, alla caratterizzazione pluviometrica del territorio ed alla determinazione dei coefficienti di deflusso, dovute essenzialmente alla mancanza di osservazioni dirette specifiche per l'area in esame. Ciononostante l'errore commesso, ed insito nella procedura adottata, risulta comunque ammissibile in relazione alla tipologia dei dati disponibili.

6. IDRAULICA

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

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

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

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

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

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

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

6.1.1 Indirizzi progettuali

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

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

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

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

$$R(T) = R_0$$

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

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

Di conseguenza:

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

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

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

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

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

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

- scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile o delle spalle;
- urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
- scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
- spinta idrodinamica per effetto del sovralzo indotto dalla struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto di ostruzione delle luci.

6.1.2 *Condizioni di esercizio transitorio*

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

Tali condizioni devono contenere:

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

6.1.3 *Progettazione degli interventi di adeguamento*

Nei casi in cui la verifica idraulica dei ponti esistenti non è 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 Prescrizioni dell'Autorità di bacino del Marecchia-Conca per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti

Gli elaborati del PAI non riportano indicazioni relative al progetto e alla verifica idraulica dei ponti, limitandosi ad indicare un valore minimo del franco di sicurezza fissato pari a $0.5 \div 1.0$ m rispetto al sottotrave del manufatto di attraversamento.

La relazione del Progetto PAI riporta, nel capitolo dedicato alle criticità relative alla rete idrografica principale, un elenco degli attraversamenti con franco inferiore al valore fissato, rispettivamente per eventi con tempo di ritorno pari a 50 e 200 anni: gli attraversamenti dell'A14 considerati nel presente lavoro non compaiono nell'elenco citato, pertanto si può considerare che non costituiscano criticità per il deflusso delle piene.

Tuttavia, le attività e le verifiche idrauliche di dettaglio che verranno condotte nel prosieguo della presente relazione si propongono, tra l'altro, di verificare quanto assunto dall'Autorità di bacino.

6.2 Rilievi topografici

Sulla base delle informazioni topografiche i corsi d'acqua principali sono stati digitalizzati e successivamente modellati mediante il codice di calcolo Hec-RAS descritto al paragrafo seguente.

6.3 Modellazione idraulica

6.3.1 Generalità

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

Relativamente al caso in esame, mediante la modellazione matematica si potrà valutare il rigurgito provocato dai manufatti di attraversamento stradale 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 convergenti).

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 incomprimibile, pendenza di fondo modesta, distribuzione della pressione idrostatica nelle sezioni trasversali, assenza di immissioni e sottrazioni di portata, tali equazioni assumono la forma seguente:

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

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

dove:

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

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

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

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

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

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

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

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

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

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

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

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

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

6.3.2 Risultati delle modellazioni condotte

I risultati delle modellazioni condotte per i corsi d'acqua di Tabella 2.1 sono riportati in forma tabellare nell'"Allegato A: risultati delle modellazioni condotte", in calce alla presente relazione. Tali tabelle riportano, in corrispondenza di ciascuna sezione

trasversale del corso d'acqua modellato, la quota assoluta del fondo alveo (Z_f), il livello idrico assoluto (h), la velocità della corrente (v), il numero di Froude caratteristico della corrente (F_r) e la quota assoluta delle sponde destra e sinistra (Z_{dx} e Z_{sx}). I valori in carattere *corsivo* sono relativi alle sezioni immediatamente a monte e a valle del manufatto di attraversamento stradale.

Nelle tabelle allegate vengono riportati i profili di corrente relativi ai tempi di ritorno di 200 anni in tre diverse condizioni:

- ante operam;
- ante operam con autostrada allargata;
- post operam.

6.3.3 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.

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:

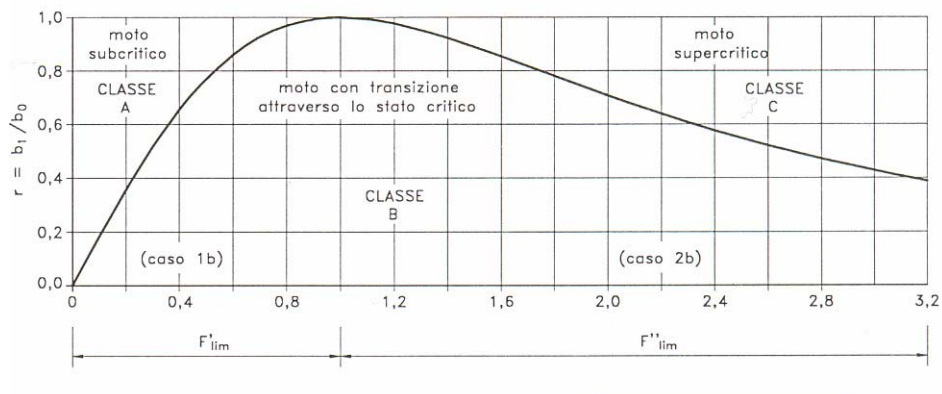
CLASSE A: il deflusso a monte del manufatto avviene in corrente lenta e rimane lenta al passaggio attraverso la sezione ristretta, con un innalzamento del pelo libero a monte del manufatto;

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 6.1: Classificazione dei modi di deflusso attraverso un canale rettangolare



Tale suddivisione in classi è ben evidenziata dal diagramma di Figura 6.1 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 (6.6):

$$r^2 = 27 \cdot \frac{F^2}{(2 + F^2)^3} \quad (6.6)$$

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

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


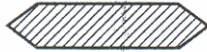

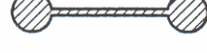
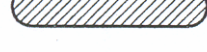
Per i moti di **classe A** le formule d'uso più frequente sono le seguenti:

1. Formula di Yarnell

$$\frac{\Delta y}{y_2} = \frac{y_0 - y_2}{y_2} = K_Y \cdot (K_Y - 0.6 + 5 \cdot F_2^2) \cdot [1 - r + 15 \cdot (1 - r)^4] \cdot F_2^2 \quad (6.7)$$

dove le grandezze hanno il significato già visto e K_Y è un coefficiente di forma delle pile del ponte come da Figura 6.2.

Figura 6.2: Coefficienti di forma delle pile dei ponti.

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

Nell'ipotesi che la corrente investa l'asse della pila con un angolo α diverso da 0, i valori di Δy calcolati con la (6.7) 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

$$\Delta y = K_R \cdot (1 - r) \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad (6.8)$$

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

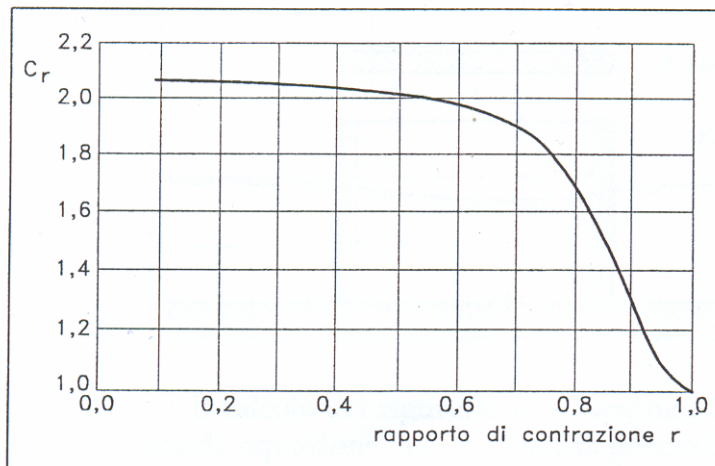
3. Formula di Nagler

$$Q = K_N \cdot b_1 \cdot \sqrt{2g} \left(y_2 - \theta \cdot \frac{v_2^2}{2g} \right) \cdot \sqrt{\Delta y + C_r \cdot \frac{v_2^2}{2g}} \quad (6.9)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- θ : coefficiente legato alla turbolenza, ordinariamente assunto pari a 0.3;
- C_r : coefficiente funzione del rapporto di restringimento r (vedi Figura 6.3);
- K_N : coefficiente di forma della pila funzione del rapporto di restringimento r , dell'angolo α formato dalla corrente con l'asse della pila e dalla forma della pila (vedi Tabella 6.1).

Figura 6.3: Coefficiente C_r della formula di Nagler.



4. Formula di Aubuisson

$$Q = K_A \cdot b_1 \cdot y_2 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta y + v_0^2} \tag{6.10}$$

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 6.1).

Tabella 6.1: 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 (6.11):

$$y_0 = K \cdot \sqrt{\frac{Q^2}{g \cdot b_0^2 \cdot F_{lim}^2}} \quad (6.11)$$

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.

6.3.4 *Analisi dei risultati*

In questa fase progettuale sono state effettuate le analisi idrauliche sui corsi d'acqua principali, fiume Marecchia e torrente Ausa.

Di seguito si riporta un'analisi sintetica dei risultati delle modellazioni condotte, corredata da una descrizione delle eventuali problematiche riscontrate e da una eventuale proposta di intervento finalizzata alla risoluzione delle eventuali insufficienze idrauliche evidenziate dalle modellazioni.

FIUME MARECCHIA

Nell'ottica di un'analisi di dettaglio degli effetti del manufatto di attraversamento stradale sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità della SS16 di progetto, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata, tenuto conto anche che il primo attraversamento a valle del ponte sulla nuova SS16, che potrebbe potenzialmente influenzare le condizioni di moto, è posto a una distanza superiore a 3500 m (ponte SS16 Adriatica). Sono state comunque effettuate ulteriori verifiche variando la condizione al contorno (anche sulla base delle fasce PAI), per valutare l'incidenza di tale condizione sui livelli idrici in corrispondenza della nuova opera.

Tali analisi hanno evidenziato la scarsa influenza della condizione al contorno di valle paragonata agli elevati franchi di sicurezza in gioco.

E' stata, inoltre, effettuata una verifica del comportamento idraulico in condizioni di moto vario in corrispondenza di un tempo di ritorno di 200 anni, ottenendo quote idrauliche in corrispondenza del manufatto pressoché identiche a quelle calcolate in precedenza in condizioni di moto permanente.

Come detto in precedenza, si sono fatte tre simulazioni:

- stato di fatto;
- stato di fatto con piattaforma autostradale allargata: la nuova lunghezza del manufatto di attraversamento è pari a 33.0 m, mentre la sezione trasversale non si modifica rispetto allo stato di fatto;
- stato di progetto: nuovo viadotto di lunghezza pari 198 m ed avente sei campate. Le campate sono state progettate con una lunghezza di 33.33 m in modo che le pile siano allineate a quelle del viadotto autostradale il che minimizza l'interferenza tra queste ed il corso d'acqua. Il viadotto ha una larghezza di 23.40 m.

Le modellazioni condotte mostrano che il profilo idrico di progetto presenta variazioni di pochi centimetri rispetto alla configurazione iniziale, pertanto si può affermare che l'opera viaria sostanzialmente non interferisce con il deflusso idrico in alveo.

In conclusione, il manufatto di attraversamento stradale del Fiume Marecchia risulta sufficiente con un franco di 5.20 m per $T=200$ anni. Sul viadotto autostradale il franco è di 4.14 m.

DEVIATORE AUSA

Nell'ottica di un'analisi di dettaglio degli effetti del manufatto di attraversamento stradale sul profilo di corrente, si è deciso di simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua unicamente in un tratto in prossimità dell'autostrada, imponendo, come condizione al contorno di valle, le condizioni di moto uniforme nell'ultima sezione rilevata, tenuto conto della presenza, a valle del ponte stradale, di ulteriori due manufatti di attraversamento minori. E' stata, inoltre, effettuata una verifica del comportamento idraulico in condizioni di moto vario in corrispondenza di un tempo di ritorno di 200 anni, ottenendo quote idrauliche in corrispondenza del manufatto pressoché identiche a quelle calcolate in precedenza in condizioni di moto permanente.

Come detto in precedenza, si sono fatte tre simulazioni:

- stato di fatto;
- stato di fatto con piattaforma autostradale allargata: la configurazione di progetto prevede la realizzazione in variante di un nuovo manufatto di attraversamento posto in ombra a quello esistente;
- stato di progetto: nuovo ponte di lunghezza pari a 60 m a tre campate realizzato con un angolo di circa 40 gradi rispetto al corso d'acqua. La lunghezza del ponte proiettata sulla sezione del Deviatore Ausa risulta pari a 46 m, mentre la proiezione della campata centrale è di circa 23 m. La larghezza del ponte, lungo la direzione del corso d'acqua, è di 30.26 m. Le pile del nuovo ponte sono state allineate a quelle del ponte dell'A14.

Le modellazioni condotte mostrano che il profilo idrico duecentennale non arriva a lambire le pile del nuovo ponte ed è completamente contenuto in alveo. Non si hanno quindi variazioni tra lo stato attuale e quello di progetto.

In conclusione, il manufatto di attraversamento stradale del Deviatore Ausa risulta sufficiente con un franco di 4.80 m per T=200 anni. Sul viadotto autostradale il franco è di 4.42 m.

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

7.1 Vulnerabilità idraulica dei ponti per fenomeni erosivi

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

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

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

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

7.1.1 Abbassamento d'alveo

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

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

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

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

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

7.1.2 Erosione generalizzata

Per un'analisi di tale fenomeno si fa riferimento alla letteratura ormai consolidata in materia di vulnerabilità idraulica dei ponti.

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori di scavo ottenuti dalla (7.3) rappresentano valori medi sulla sezione; devono pertanto essere corretti per tenere conto della non uniformità delle azioni erosive, al fine di stimare le profondità massime locali.

Analogamente, per ponti in curva, si deve tenere in conto della maggiore azione erosiva sul lato esterno rispetto al lato interno della curva medesima; si introducono a tale proposito i fattori correttivi di h_p riportati nella tabella seguente:

Tabella 7.1: fattori moltiplicativi di h_p

Tipologia deviazione	Interno curva	Centro	Esterno curva
Alveo rettilineo	1.25	1.25	1.25
Curva leggera	1.00	1.25	1.50
Curva media	0.75	1.50	1.75
Curva pronunciata	0.50	1.75	2.00

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

7.1.3 Erosione localizzata

La presenza di un ostacolo immerso in una corrente fluida, quale una pila od una spalla di un ponte, provoca una distorsione localizzata del campo di moto, con generazione di vortici di vario tipo. In alvei a fondo mobile ciò comporta quasi sempre l'instaurarsi di un fenomeno erosivo localizzato intorno all'ostacolo stesso che, se la corrente si mantiene inalterata, si sviluppa nel tempo fino al raggiungimento di una situazione di equilibrio. Nel

caso di corsi d'acqua naturali tale condizione di equilibrio si modifica dinamicamente in funzione delle variazioni di portata e del tirante idrico.

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

- se la velocità della corrente indisturbata v_0 è molto inferiore a quella che provoca la movimentazione del materiale di fondo nella corrente indisturbata v_{cr} (orientativamente $v_0 < 0.5 v_{cr}$) non ha luogo alcun fenomeno erosivo localizzato;
- se la velocità della corrente è superiore a detto valore ma inferiore a quella che provoca la movimentazione generalizzata del materiale di fondo ($0.5 v_{cr} < v_0 < v_{cr}$), ha luogo un'erosione solo localizzata attorno all'ostacolo, mentre il letto del corso d'acqua ad una certa distanza da esso si mantiene fisso. Tale tipo di erosione localizzata è detta di "acque chiare" appunto perché da luogo solo ad una redistribuzione del materiale intorno all'ostacolo, con formazione di una buca intorno ad esso e di una duna a valle dello stesso. L'equilibrio viene raggiunto asintoticamente, in quanto non vi è alcun apporto di materiale solido proveniente da monte;
- se la velocità della corrente supera quella che provoca la movimentazione generalizzata del materiale di fondo, l'erosione localizzata si sovrappone ad un fenomeno di trasporto solido generalizzato. Gli apporti di materiale provenienti da monte riducono in parte l'entità dell'erosione localizzata e l'equilibrio che si raggiunge è di tipo dinamico, quando si raggiunge il bilancio tra materiale proveniente da monte e trasportato a valle.

In genere la situazione più critica ha luogo quando la velocità della corrente è all'incirca uguale ad v_{cr} . In questo caso infatti l'erosione localizzata è intensa ed il ripascimento da monte ancora nullo. Inoltre, tale velocità è in generale associata a stati di morbida o di piena ordinaria, e pertanto può mantenersi effettivamente nel corso d'acqua per un periodo sufficientemente lungo da consentire all'erosione di svilupparsi completamente.

Utilizzando i risultati di indagini sperimentali svolte, alcuni Autori (Breusers, Nicollet e Shen, 1977), fornirono una funzione che può essere utilizzata in fase di progetto per prevedere, con discreta approssimazione, lo scalzamento massimo che può verificarsi alla base delle pile di ponti. Tale funzione assume la seguente espressione:

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

dove:

d_s = profondità massima dell'erosione

v_0 = velocità della corrente indisturbata

v_{cr} = velocità critica di inizio del trasporto solido

b = larghezza della pila

h_0 = profondità della corrente indisturbata

L = lunghezza della pila

α = angolo di attacco della pila

f_1 = Funzione della velocità della corrente

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

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

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

f_2 = Funzione di forma della sezione della pila

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

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

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

f_3 = Funzione dell'angolo di attacco della pila

Il campo delle velocità in prossimità della pila, con valori superiori a quello v_0 della corrente indisturbata, condiziona l'eventuale processo di scavo.

La velocità critica di inizio del trasporto solido v_{cr} si può ricavare applicando la formula (7.5) derivata dalla teoria del trasporto solido:

$$v_{cr} = 0.85 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d \cdot \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}} \quad (7.5)$$

dove:

γ_s = peso specifico del materiale di fondo;

γ = peso specifico dell'acqua;

d = d_{50} ricavato dalla curva granulometrica del materiale di fondo alveo.

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

Come mostra l'espressione sopra riportata l'erosione massima dipende, tra l'altro, anche dalla profondità della corrente h_0 . Pile di ugual forma, dimensione ed angolo di attacco

subiscono pertanto erosioni maggiori se sono posizionate nell'alveo di magra rispetto a quelle situate in zona golenale.

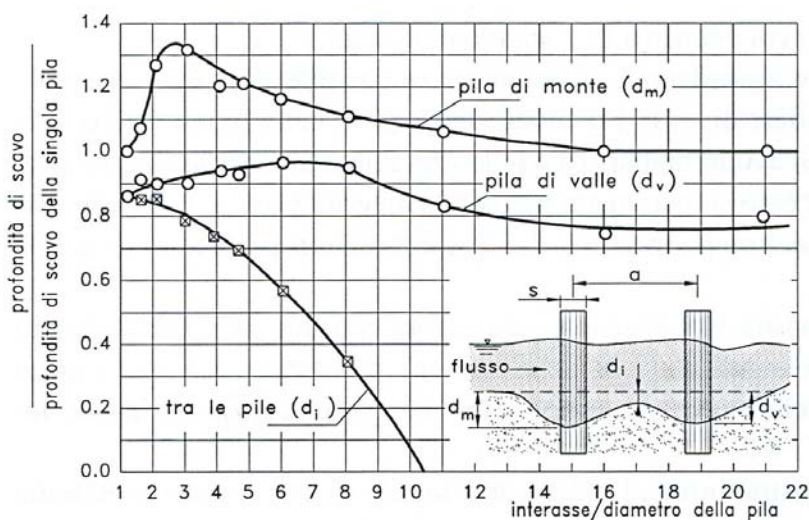
Nei casi in cui il singolo appoggio dell'impalcato stradale non sia costituito da un'unica pila di lunghezza pari all'impalcato stesso, ma da due o più pile allineate, è necessario valutare l'influenza che la pila più a monte può esercitare sui fenomeni di scalzamento delle pile di valle.

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

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

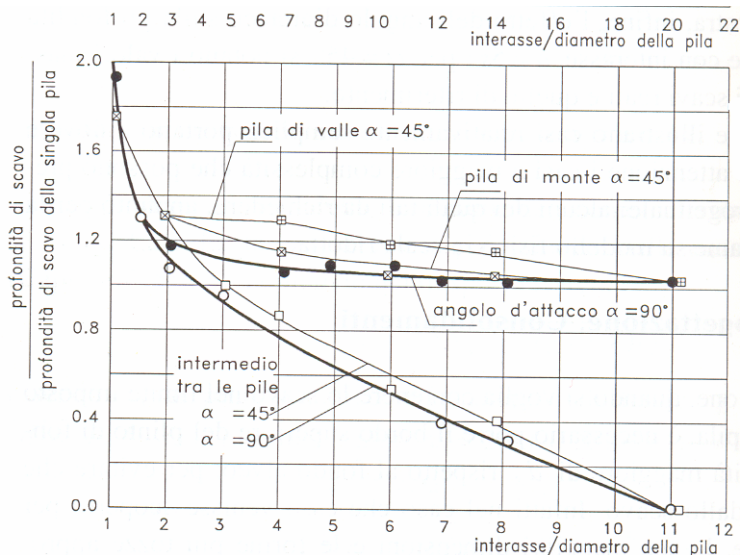
In particolare, nel caso di due pile allineate (angolo di attacco 0°) il grafico di Figura 7.1 evidenzia, al variare del rapporto "*interasse-diametro pila*", quale sia lo scavo sulle due pile (separatamente pila di monte e pila di valle) in rapporto a quello che si avrebbe per la singola pila. Si nota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

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



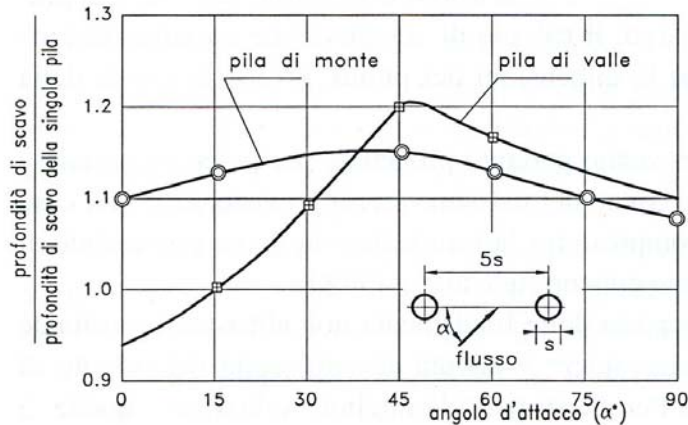
La Figura 7.2 mostra, invece, i risultati delle prove sperimentali ottenuti ancora con due pile allineate, per differenti rapporti "interasse-diametro pile", ma con angoli di attacco delle correnti $\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$.

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



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

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



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

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

7.2 Determinazione della spinta della corrente sulle pile in alveo

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

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

$$R = S_m - S_v \quad (7.6)$$

essendo la spinta totale:

$$S = \gamma \cdot A \cdot y_b + \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot A} \quad (7.7)$$

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

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

7.3 **Fenomeni di trasporto solido**

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

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

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

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

Si vuole infine sottolineare che le metodologie utilizzate per la determinazione dei caratteri del trasporto solido discendono, in generale, dall'analisi dei risultati di prove sperimentali

di laboratorio che si riferiscono a situazioni necessariamente schematizzate. Applicando tali metodologie a situazioni reali e più complesse si incorre quindi in errori ed incertezze difficilmente quantificabili di cui bisogna però tenere conto attraverso un'analisi critica dei risultati ottenuti.

7.3.1 L'erosione dei bacini idrografici

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

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

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

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

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

$$W = RKLSCP \quad (7.8)$$

in cui il fattore RK , prodotto tra l'indice idrologico R e l'indice pedologico K , rappresenta l'erosione che si ha da una particella standard di riferimento, con lunghezza, pendenza e tipo di coltura assegnate. I rimanenti fattori tengono conto delle differenze tra le caratteristiche del versante esaminato e della particella standard; in particolare, L ed S compendiano rispettivamente l'effetto della lunghezza e della pendenza del versante, C

tiene conto del tipo di coltura e P del tipo di lavorazione del terreno. Per la valutazione dei parametri esistono relazioni empiriche o tabelle per le quali si rimanda alla letteratura specializzata.

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

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

$$G = W \cdot r \quad (7.9)$$

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

7.3.2 Condizione di incipiente movimento

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

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (7.10)$$

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

Sostituendo nella (7.10) l'espressione $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$, si ottiene:

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \quad (7.11)$$

dove $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ rappresenta il peso specifico in acqua dei granuli, R è il valore assunto

dal raggio idraulico, d è ancora il diametro caratteristico del materiale e i è la pendenza dell'alveo.

Indicando con τ_{cr} il valore che τ assume all'inizio del movimento della particella, Shields dimostrò sperimentalmente che tale grandezza è univocamente legata al numero di Reynolds Re_* relativo alla velocità d'attrito alla parete v_* espresso dalla (7.12), individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu} \quad (7.12)$$

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

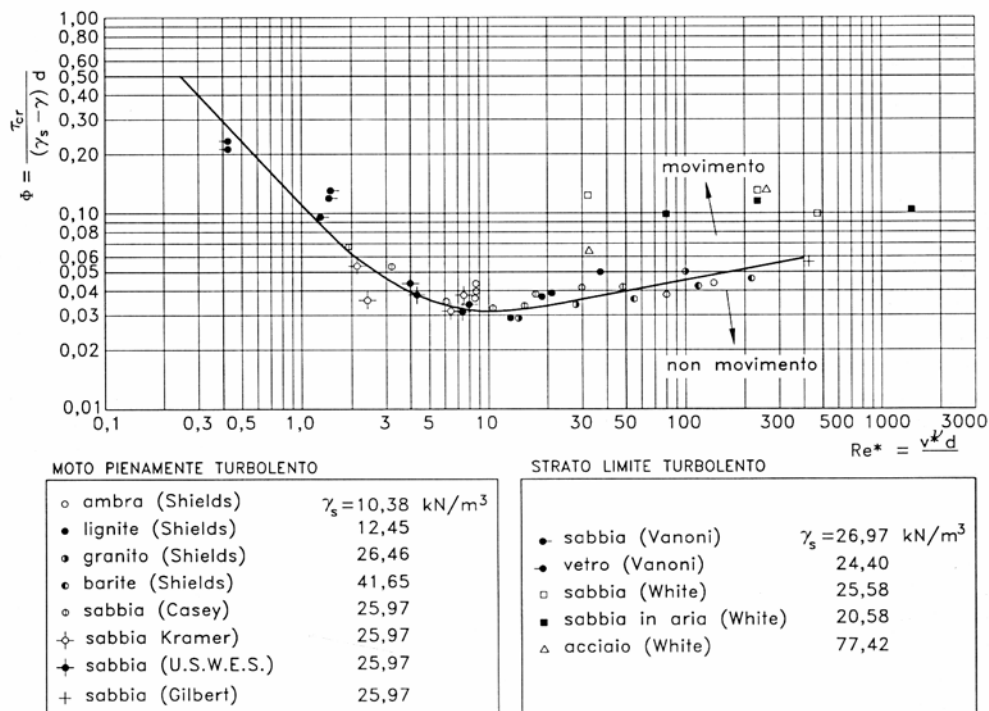
I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale.

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

La condizione di incipiente movimento è quindi definita dalla relazione:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056 \quad (7.13)$$

Figura 7.4: Abaco di Shields.



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

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

7.3.3 Capacità di trasporto solido

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

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

Posto:

$$\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot d} \quad (7.14)$$

$$\Theta = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \quad (7.15)$$

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

$$\Phi = 8 \cdot (\Theta - \Theta_{cr})^{1.5} \quad (7.16)$$

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

$$q_b = 8 \cdot \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \Theta_{cr} \right)^{1.5} \quad (7.17)$$

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

Nota la quantità di materiale proveniente da monte, calcolata con le metodologie esposte al paragrafo 7.3.1, è possibile effettuare una valutazione quantitativa assoluta sulle condizioni dell'alveo. In particolare, si avrà erosione del fondo se la portata solida proveniente da monte è minore della massima capacità di trasporto q_b dell'alveo, calcolata con la (7.17), deposito di materiale nel caso opposto.

7.3.4 Portata di modellamento

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

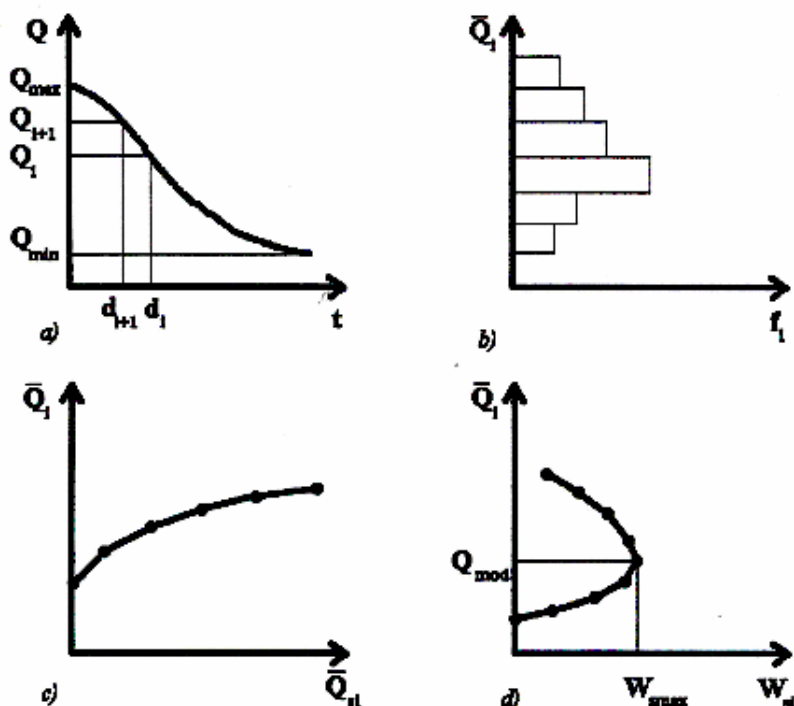
Va definito quindi un valore intermedio della portata, la cosiddetta *portata di modellamento*, che possa ritenersi rappresentativa ai fini dello studio del trasporto solido. Molto spesso, non avendo a disposizione un numero significativo di rilevamenti dell'andamento nel tempo delle portate liquide,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

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

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

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

Figura 7.5: Calcolo della portata di modellamento.



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

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

7.3.5 Velocità critica di movimentazione

La velocità critica di movimentazione rappresenta la minima velocità della corrente necessaria alla movimentazione di materiale di un determinato diametro. Al di sotto di tale velocità della corrente tutto il materiale di diametro uguale o superiore al valore considerato si deposita.

Tale velocità può essere definita tramite la seguente relazione empirica:

$$v = 6 \cdot \sqrt{d} \tag{7.18}$$

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

7.3.6 *Diametro limite movimentabile*

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

$$d_{lim} = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot 0.056} \quad (7.19)$$

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

7.3.7 *Influenza dei fenomeni di trasporto solido sui livelli idrici*

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

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

Le caratteristiche della corrente idrica, la natura e le caratteristiche delle forme di fondo e l'entità del trasporto solido sono quindi problematiche tra loro strettamente interconnesse. Elemento fondamentale di reciproca influenza è l'insieme delle forze che si trasmettono tra corrente idrica e fondo mobile.

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

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

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

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

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

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

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

7.4 Evoluzione morfologica del corso d'acqua

In condizioni di deflusso "normali", ossia non interessate da modifiche naturali o antropiche gli alvei di tutti i corsi d'acqua tendono a raggiungere un certo grado di equilibrio; in particolare, un corso d'acqua si definisce stabile quando i parametri rappresentativi delle sue caratteristiche geometriche, idrauliche e della composizione dell'alveo risultano in equilibrio fra loro.

Come detto, tutti i corsi d'acqua tendono al raggiungimento di un proprio grado di stabilità, ma, nel momento in cui uno qualsiasi dei parametri visti viene modificato, naturalmente o

artificialmente, tutti gli altri parametri cambieranno e il fiume volgerà, molto lentamente nel tempo, ad una nuova situazione di equilibrio.

I parametri generalmente coinvolti nei processi di equilibrio della morfologia fluviale sono:

- la portata del fiume o canale e la sua distribuzione annuale;
- la portata solida che entra nell'alveo e quella che la corrente può trasportare;
- le caratteristiche del materiale di fondo alveo e delle sponde;
- la pendenza longitudinale del tronco in esame;
- la geometria della sezione trasversale.

Pertanto le grandezze da prendere in considerazione nello studio della stabilità morfologica dei corsi d'acqua sono le seguenti:

- Q portata liquida Q e sua distribuzione nell'anno [mc/s];
- C concentrazione di materiale in sospensione [kgf/mc];
- Q_B portata totale dei sedimenti sul fondo [mc/s];
- A area della sezione trasversale [mq];
- d_m profondità media della corrente [m];
- S pendenza idraulica della corrente;
- D_i diametro rappresentativo del materiale costituente il letto [m];
- γ_s peso specifico delle particelle del materiale del fondo [kgf/mc];
- γ peso specifico dell'acqua [kgf/mc].

Il presente lavoro ha per oggetto lo studio della stabilità morfologica degli alvei dei corsi d'acqua principali che interferiscono con la SS16 nel tratto in progetto.

Parlare di stabilità morfologica equivale a dire che in un corso d'acqua naturale la pendenza del fondo alveo, la larghezza della sezione trasversale, la profondità della corrente e il numero dei rami attraverso cui l'acqua scorre dipendono dal flusso idrico stesso e dalla sua distribuzione nel corso dell'anno, dalle caratteristiche dei sedimenti costituenti il fondo e le sponde e dalla quantità e qualità (tipo) di sedimenti trasportati.

Tutti i corsi d'acqua presentano una stabilità morfologica a meno che non si siano verificati improvvisi cambiamenti come, ad esempio, movimenti tellurici o tagli dei meandri.

Un altro fattore da tenere in considerazione per lo studio dell'evoluzione morfologica dell'alveo sono i gradi di libertà della corrente, ovvero il numero di grandezze che la corrente può variare al fine di raggiungere una condizione di equilibrio.

Per i corsi d'acqua naturali, i gradi di libertà sono, in genere, tre: la larghezza della sezione trasversale, la profondità della corrente e la pendenza idrica; pertanto si rendono necessarie tre equazioni per risolvere il problema.

È, infine, necessario definire il valore della portata di piena rappresentativo dei fenomeni di modellamento del fondo da assumere nel calcolo delle condizioni di stabilità. Tale portata, definita *portata formativa*, nel caso in esame è stata assunta pari alla portata con tempo di ritorno di 2 anni.

Come detto precedentemente, una corrente che scorre in un singolo canale raggiunge una condizione di equilibrio tra la portata formativa, il flusso di sedimenti che entrano nel corso d'acqua studiato e le caratteristiche della sezione trasversale e del materiale solido di fondo. Una volta note le prime (Q e Q_b) e il diametro rappresentativo del fondo alveo (D), è facile ottenere i valori di pendenza S , larghezza B della superficie e profondità d_m a cui l'alveo tenderà.

Al fine di calcolare queste variabili è possibile utilizzare diversi metodi proposti in letteratura. Si citano, ad esempio, la teoria di regime, il metodo di Altunin o quello di Maza-Cruickshank (1973). Il primo include tutte le formule, metodi empirici e osservazioni di canali stabili ed è utile in special modo per rappresentare canali con un fondo costituito da materiale coesivo o sabbioso. Il secondo, principalmente utilizzato nel caso di fondi in ghiaia e ciottoli, può esser utilizzato anche per le sabbie. Nel presente studio si è optato per la terza soluzione che è sembrata di più ampio utilizzo (sabbie e ghiaia).

Il metodo di Maza-Cruickshank si basa sul concetto di gradi di libertà e quindi, come già detto, fa ricorso a tre equazioni: una di resistenza al flusso, una riferita al trasporto solido e la terza di resistenza agli argini (attrito).

In funzione dei diversi campi di applicazione si individuano tre distinti gruppi di equazioni:

<i>Gruppo</i>	<i>Eq. di attrito</i>	<i>Eq. di trasporto solido</i>	<i>Eq. di resistenza all'erosione</i>
I	Manning	Meyer-Peter&Muller	Gluschkov
II	Cruickshank	Engelund	Gluschkov
III	Cruickshank-Maza	Meyer-Peter&Muller	Gluschkov

Le equazioni del gruppo I sono utilizzabili nel caso di alvei con fondo costituito da ghiaia o ciottoli. Nel caso di trasporto solido molto elevato o, nel caso opposto, quando lo stesso tende a zero, si possono usare le equazioni di Meyer-Peter&Muller in forma semplificata; quando invece ciò non è possibile i valori di B , d_m ed S si ottengono attraverso equazioni in forma implicita.

Quando lo sforzo di taglio delle particelle τ^* è superiore a 1.5 è preferibile usare solo la formula del gruppo II (Engelund), perché parte del trasporto solido è sicuramente in sospensione e la soluzione di Meyer-Peter&Muller non prende in considerazione questa condizione.

Nel caso di canali in sabbia l'unica limitazione all'uso delle equazioni del gruppo II è il valore dello sforzo di taglio che non deve essere inferiore a 0.1, in quanto ciò implicherebbe la possibilità che si verifichi apporto di portata solida nulla da monte.

In questo caso è necessario far ricorso alle equazioni del gruppo III, la cui formulazione è valida sia per trasporto di fondo diffuso che nullo.

Nel caso di τ^* inferiori a 1.5 lo studio della tendenza evolutiva dell'alveo con apporto di portata solida da monte nulla si effettua usando la formula di Meyer-Peter&Muller semplificata. Se invece lo sforzo di taglio supera il limite indicato in tal caso, verosimilmente, non si ha mai trasporto nullo perché il materiale più fine, in sospensione, è sempre spostato dalla corrente.

Di seguito si riportano le formule usate per i calcoli di B, d_m ed S nei vari casi.

GRUPPO I: trasporto nullo di sedimenti

$$\begin{aligned} B &= 2.32 \cdot (nQ)^{0.55} \cdot K^{0.642} \cdot N^{0.275} \\ d_m &= 1.802 \cdot (nQ)^{0.385} \cdot N^{0.193} / K^{0.55} \\ S &= 0.0261 \cdot K^{0.55} / \left((nQ)^{0.385} \cdot N^{1.193} \right) \end{aligned} \quad (7.20)$$

dove le grandezze hanno il significato di seguito riportato:

n = coefficiente di Manning;

Q = portata formativa;

K = coefficiente assunto pari a 8.33 per le ghiaie e 8.93 per le sabbie, valido, quest'ultimo, nel caso in cui sia il fondo che le sponde siano in materiale sabbioso (cfr. Simons and Albertson);

m = parametro assunto pari a 0.7 (cfr. Simons and Albertson), da cui dipendono i valori degli esponenti delle suddette equazioni;

N = parametro funzione della granulometria, del peso specifico e della scabrezza.

GRUPPO I: trasporto elevato di sedimenti

$$\begin{aligned}
 B &= (nQ)^{0.674} \cdot K^{0.787} \cdot N^{0.337} \cdot \varepsilon^{0.225} / Q_B^{0.225} \\
 d_m &= (nQ)^{0.472} \cdot N^{0.236} \cdot \varepsilon^{0.157} / (Q_B^{0.157} \cdot K^{0.449}) \\
 S &= Q_B^{0.974} / ((nQ)^{0.921} \cdot N^{1.461} \cdot \varepsilon^{0.974} \cdot K^{0.075})
 \end{aligned}
 \tag{7.21}$$

con ε = coefficiente proporzionale al diametro medio dei sedimenti, alla differenza dei pesi specifici e all'accelerazione di gravità

GRUPPO II: trasporto elevato di sedimenti

$$\begin{aligned}
 B &= 0.308 \cdot D_{84}^{0.248} \cdot (Q)^{0.63} \cdot K^{0.7} / (\omega_{50}^{0.39} \cdot (\Delta \cdot g)^{0.06} \cdot (D_{35} \cdot Q_B)^{0.119}) \\
 d_m &= 0.439 \cdot D_{84}^{0.174} \cdot (Q)^{0.441} / (\omega_{50}^{0.274} \cdot (\Delta \cdot g)^{0.042} \cdot K^{0.51} \cdot (D_{35} \cdot Q_B)^{0.083}) \\
 S &= 2.967 \cdot Q_B^{0.559} \cdot K^{0.296} \cdot D_{84}^{0.223} \cdot \Delta^{1.278} \cdot g^{0.280} \cdot D_{35}^{0.56} / (\omega_{50}^{0.352} \cdot Q^{0.767})
 \end{aligned}
 \tag{7.22}$$

dove le grandezze hanno il significato di seguito riportato:

D_{35} e D_{84} = diametri con passante al 35% e all'84%;

ω_{50} = velocità di caduta delle particelle, per i cui criteri valutativi si rimanda alla letteratura specifica (*"Introduction to river engineering"*, José Antonio Maza Alvares).

GRUPPO III: trasporto nullo di sedimenti

$$\begin{aligned}
 B &= 2.147 \cdot N^{0.25} \cdot K^{0.646} \cdot (Q / \alpha)^{0.548} \\
 d_m &= 1.707 \cdot N^{0.175} \cdot (Q / \alpha)^{0.384} / K^{0.548} \\
 S &= 0.0275 \cdot K^{0.548} \cdot (\alpha / Q)^{0.384} / N^{1.175}
 \end{aligned}
 \tag{7.23}$$

dove le grandezze hanno il significato di seguito riportato:

α = coefficiente direttamente proporzionale alla velocità di caduta delle particelle e inversamente proporzionale a D_{84} e alla differenza Δ dei pesi specifici

GRUPPO III: trasporto elevato di sedimenti

$$\begin{aligned}
 B &= (\alpha Q)^{0.658} \cdot (\varepsilon / Q_B)^{0.2} \cdot N^{0.3} / K^{0.775} \\
 d_m &= N^{0.21} \cdot (Q / \alpha)^{0.461} \cdot (\varepsilon / Q_B)^{0.14} / K^{0.458} \\
 S &= (Q_B / \varepsilon)^{0.94} / ((Q / \alpha)^{0.899} \cdot N^{1.41} \cdot K^{0.059})
 \end{aligned}
 \tag{7.24}$$

dove le grandezze hanno il significato visto.

Per i corsi d'acqua principali è stata effettuata l'analisi delle tendenze evolutive con la teoria di Maza-Criuckshank precedentemente descritta, verificando se il raggiungimento

della pendenza di equilibrio dell'alveo avviene mediante erosione del fondo alveo o deposito di materiale.

I risultati delle elaborazioni condotte sono riportati nell'elaborato IDR003 – Schede di analisi morfologica. In particolare tali schede di sintesi riportano le principali caratteristiche idrauliche e morfologiche del corso d'acqua, i parametri utilizzati nelle formule di Maza-Criuckshank, le caratteristiche della corrente e dell'alveo relative alla configurazione attuale del corso d'acqua e quelle relative alla configurazione di stabilità, sia nel caso di elevato apporto di sedimenti da monte sia nel caso opposto di portata solida da monte nulla; infine, l'andamento evolutivo del fondo alveo viene riportato anche in un grafico, individuando immediatamente se il tronco di corso d'acqua in studio è caratterizzato da erosione o deposito di materiale.

7.5 Campagna per la caratterizzazione sedimentologica degli alvei

Nell'ambito del progetto di ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A14, a supporto degli studi geomorfologici, è stata condotta una campagna di caratterizzazione sedimentologica del materiale d'alveo. Tale campagna ha tenuto conto anche del progetto preliminare della variante della S.S. 16 Adriatica. In questa relazione si riporta, dunque, la campagna indagini condotta e l'analisi dell'interazione delle opere viarie con i corsi d'acqua di interesse integrato per il progetto in esame.

Il rilievo delle caratteristiche geomorfologiche dei corsi d'acqua è stato finalizzato allo studio del trasporto solido e di bilancio di materiale movimentato, alla quantificazione delle scabrezze del canale principale e delle sponde, dei fenomeni erosivi che interessano il corso d'acqua e le opere in esso presenti.

7.5.1 Modalità di campionamento

Le modalità di campionamento sono state diversificate in funzione delle dimensioni e dell'assortimento dei depositi d'alveo. Tuttavia l'impiego di tecniche di estrazione di materiale d'alveo omogenee in relazione alle diverse tipologie di sedimento dei corsi d'acqua determina l'insorgere di errori del tutto accettabili all'interno dei livelli di approssimazione prefissati dallo studio in esame.

Il prelievo del materiale d'alveo è stato effettuato anche tramite l'utilizzo di mezzi meccanici. Ove necessario è stato asportato un primo strato di terreno vegetale non adatto a rappresentare il materiale d'alveo. Successivamente è stato estratto un

campione di sedimento di un'altezza pari a circa 60-80 centimetri per una superficie di circa un metro quadrato. Il materiale estratto è stato sottoposto a quartatura e di seguito selezionato per le analisi di laboratorio.

7.5.2 Definizione dei punti di campionamento all'interno della sezione trasversale del corso d'acqua e della densità longitudinale del rilievo

Per ogni sezione trasversale del corso d'acqua oggetto di rilievo sono stati prelevati campioni uniformemente distribuiti in zone granulometricamente omogenee e rappresentative dal punto di vista geomorfologico.

Il tratto campionato si sviluppa a cavallo delle opere di attraversamento lungo allineamenti paralleli distanziati tra loro in funzione della larghezza del corso d'acqua e del numero di campioni da prelevare. A titolo indicativo per alvei come il Marecchia che presentano fasce ripariali dell'ordine di 100 metri sono stati effettuati campioni disposti lungo diversi allineamenti. Alvei caratterizzati da larghezza delle golene di circa 20 metri sono stati invece investigati tramite il prelievo di 2-4 campioni disposti, ove possibile, lungo due schieramenti a monte e a valle dell'attraversamento e su entrambe le sponde.

ALVEO MONOCURSALE

Nel caso di alvei monocursali ove non sia stato possibile prelevare campioni direttamente in alveo, è stato effettuato il prelievo del materiale lungo le sponde o comunque in zone il più possibile prossime al canale principale. Il numero di campioni estratti varia in funzione dell'importanza del corso d'acqua e dell'omogeneità dei sedimenti.

ALVEO PLURICURSALE

Nel caso di alvei pluricursali è stato necessario estendere il campionamento anche ai canali secondari e alla barre interposte fra essi. Il numero di campioni estratti varia in funzione dell'importanza del corso d'acqua e dell'omogeneità dei sedimenti.

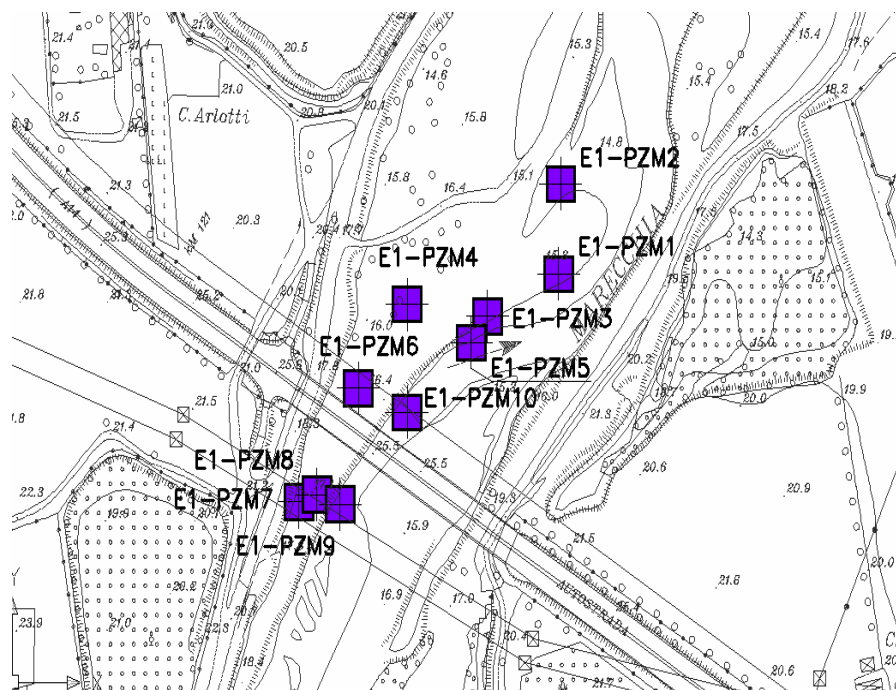
ALVEO MEANDRIFORME

Nel caso degli alvei meandriformi i campioni sono stati prelevati nei tratti rettilinei o pseudo-rettilinei, in maniera tale da non incorre in disomogeneità del materiale d'alveo provocate dai moti elicoidali del fluido e dalle forze centripete. Per quanto concerne il numero dei campioni e la loro densità longitudinale valgono le considerazioni espresse in nel caso degli alvei monocursali.

7.5.3 Schemi planimetrici di campionamento

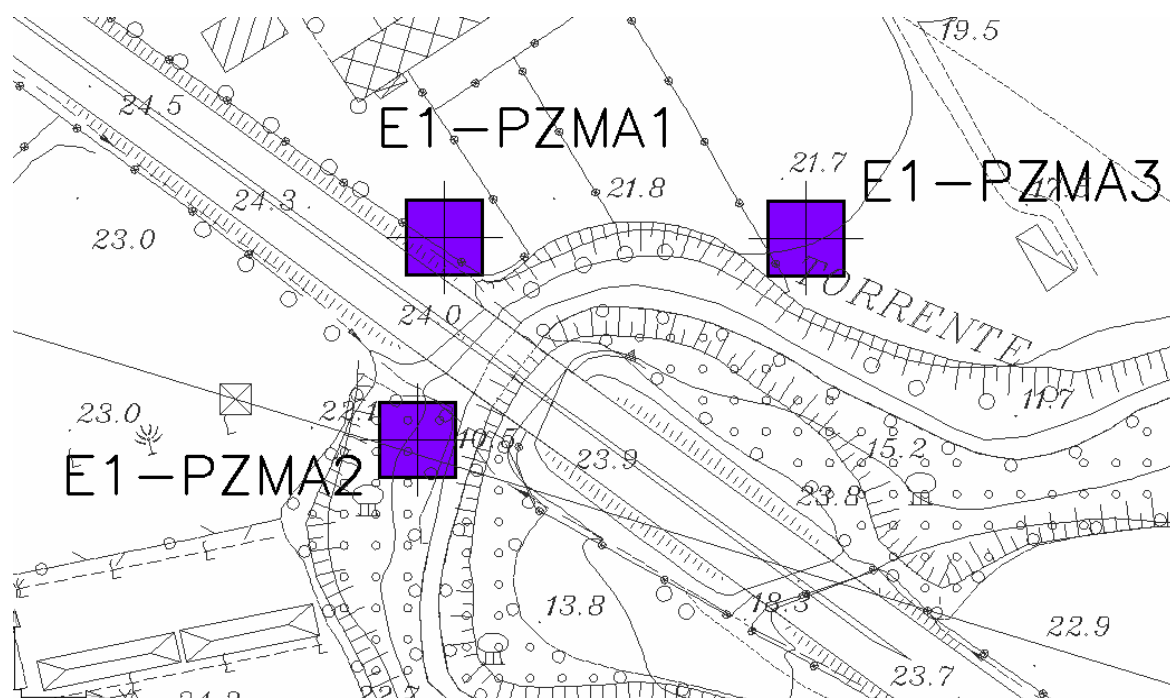
Di seguito si riportano delle planimetrie contenenti le ubicazioni dei pozzetti effettuati nei corsi d'acqua.

FIUME MARECCHIA



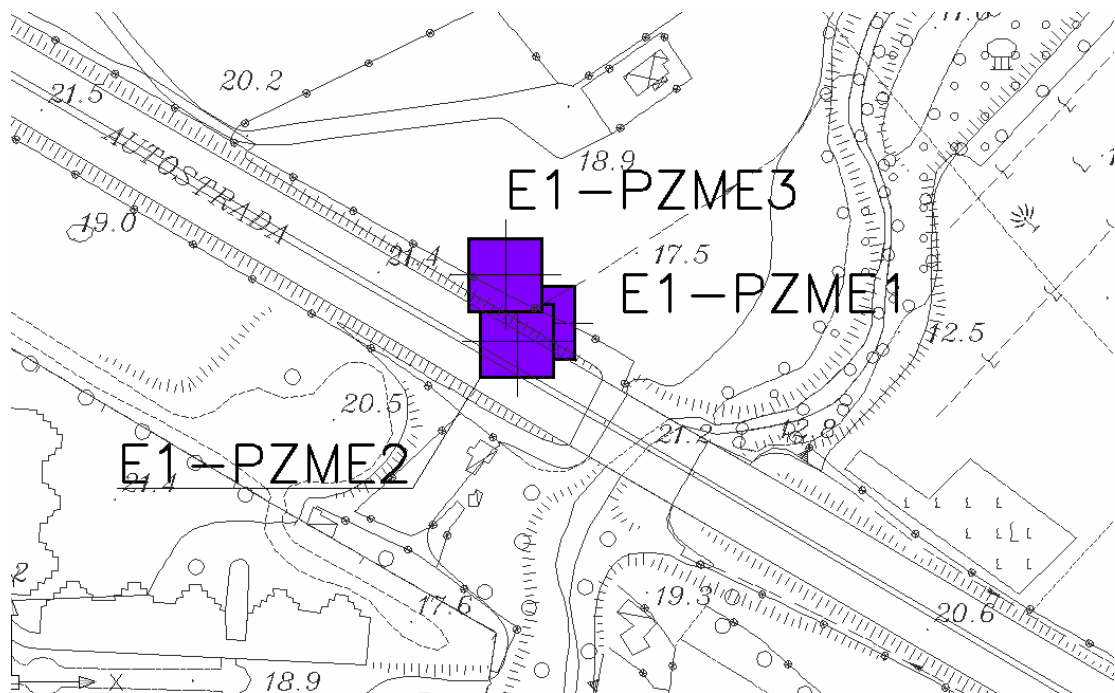
Il numero dei campioni effettuati nel caso del fiume Marecchia è pari a 10. I campioni sono stati effettuati a monte e valle dell'opera di attraversamento e su entrambe le golene. Si è cercato di prelevare i campioni in zone granulometricamente omogenee, come barre affioranti, e in prossimità dell'attraversamento.

TORRENTE MARANO



Il numero dei campioni prelevati nel caso del torrente Marano è pari a 3. Come è possibile evincere dallo stralcio planimetrico il campionamento è stato condotto sensibilmente distante dal corso d'acqua non potendo giungere in vicinanza dello stesso a causa della elevata pendenza delle sponde.

RIO MELO MARANELLO



Il numero dei campioni effettuati nel caso del Rio Melo Maranello è pari a 3. Anche in questo caso, come nel precedente, non è stato possibile prelevare i sedimenti in prossimità del corso d'acqua.

7.5.4 *Analisi di laboratorio*

Le analisi di laboratorio effettuate sono state finalizzate all'individuazione di quei parametri necessari per la determinazione del trasporto solido, del bilancio di materiale movimentato, delle scabrezze e dei fenomeni erosivi che interessano il corso d'acqua e le opere che interferiscono con essi.

Nello specifico sono state condotte le seguenti analisi:

1. curva granulometrica più il passante ASTM 200;
2. peso specifico dei granuli;
3. limiti di Atterberg solo per il passante al 200.

La prima analisi è suddivisa in due prove: determinazione per vagliatura della distribuzione granulometrica di un campione di terreno trattenuto al setaccio ASTM N°200, accompagnata, ove il sedimento presenti diametri dei granuli inferiori a 2 mm, dalla determinazione per sedimentazione della distribuzione granulometrica del campione passante al setaccio ASTM N°200.

La seconda analisi consiste nella determinazione nel rapporto fra la massa della frazione solida di un campione e il suo volume eseguita con il metodo del picnometro calibrato su materiale omogeneo.

L'ultima prova consiste nella determinazione del contenuto d'acqua per il quale avviene il passaggio dallo stato semiliquido allo stato plastico (limite di liquidità) e dallo stato plastico allo stato semisolido (limite di plasticità).

7.5.5 Monografie risultati analisi

Si riportano, di seguito, le tabelle riassuntive contenenti le informazioni granulometriche e statistiche propedeutiche all'analisi della stabilità dei corsi d'acqua di interesse. I coefficienti statistici desunti rappresentano i principali parametri impiegati nelle elaborazioni pratiche: media, deviazione standard coefficiente di asimmetria e di variazione e i relativi valori mediati sui campioni.

In particolare nelle tabelle sono contenuti i seguenti dati rappresentativi degli alvei in oggetto:

- Diametro dei granuli D_i per le frazioni passanti in peso i del 10, 16, 35, 50, 60, 84 e 90%;
- Diametro massimo;
- Coefficiente di uniformità $C_u = D_{60}/D_{10}$;
- Diametro medio del sedimento;
- Coefficiente di scabrezza dovuto ai granuli (secondo Meyer-Peter e Muller)
 $K_s = 26/(D_{90})^{1/6}$ ($m^{1/3}/s$);
- Peso specifico dei grani (t/m^3).

Sulla base di tali elementi sarà possibile rappresentare il comportamento del materiale d'alveo nei calcoli successivi.

Tabella 7.2: Fiume Marecchia

DIAGRAMMA GRANULOMETRICO												
Campione	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
N°	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
1	2.703	0.2	0.45	10	17	21	38	41	50	31	19.00	44
2	2.693	0.28	0.7	10	18	24	42	45	50	42	20.75	44
3	2.578	0.008	0.015	0.035	0.07	0.22	41	45	48	16	13.48	44
4	2.686	0.05	0.2	10	17	23	40	44	50	30	19.89	44
5	2.705	0.35	1.2	10	17	20	35	40	50	19	18.16	44
6	2.643	0.22	0.4	15	21	26	40	44	19	38	21.77	44
7	2.66	0.25	0.6	10	16	19	34	38	50	61	17.46	45
8	2.703	0.23	0.7	15	23	28	45	48	50	120	23.81	43
9	2.686	2	6	17	23	28	40	45	50	120	23.24	44
10	2.698	0.28	1	15	23	28	45	48	50	120	23.83	43
DIAGRAMMA RAPPRESENTATIVO DELL'ALVEO												
	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
Media	2.68	0.39	1.13	11.20	17.51	21.72	40.00	43.80	46.70	59.75	20.14	43.81
Dev.St.	0.040	0.576	1.748	4.817	6.750	8.277	3.651	3.259	9.753	43.41	3.274	0.555

CV	0.01	1.49	1.55	0.43	0.39	0.38	0.09	0.07	0.21	0.73	0.16	0.01
-----------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Nel caso del Fiume Marecchia sono stati prelevati dieci campioni. Dalle analisi di laboratorio condotte si evince come il materiale presenta caratteristiche granulometriche omogenee. Solamente il campione numero tre presenta delle discrepanze rispetto agli altri soprattutto nei diametri minori. Per migliorare la rappresentatività delle caratteristiche granulometriche dell'alveo appare lecito non prendere in considerazione tale campione. Il sedimento prelevato presenta delle caratteristiche granulometriche di una ghiaia limo – sabbiosa con presenza di ciottoli.

Tabella 7.3: Torrente Marano

DIAGRAMMA GRANULOMETRICO												
Campione	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
N°	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
1	2.612	0.004	0.007	0.03	0.045	0.055	0.08	0.14	2	14	0.05	114
2	2.619	0.004	0.007	0.033	0.055	0.07	0.25	0.3	2	18	0.11	100
3	2.671	0.01	0.02	0.04	0.055	0.061	0.27	0.3	25	6	0.11	100
DIAGRAMMA RAPPRESENTATIVO DELL'ALVEO												
	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
Media	2.63	0.01	0.01	0.03	0.05	0.06	0.20	0.25	9.67	12.45	0.09	105.03
Dev.St.	0.032	0.003	0.008	0.005	0.006	0.008	0.104	0.092	13.28	5.81	0.035	7.858
CV	0.01	0.58	0.69	0.15	0.11	0.12	0.52	0.37	1.37	0.47	0.39	0.07

Interpretando i risultati granulometrici tramite i coefficienti statistici è possibile evincere come il campione numero tre presenta delle leggere discrepanze rispetto ai restanti campioni. In particolare il valore del diametro massimo non è confrontabile con i restanti e il rapporto fra i diametri D60/D10 risulta invece inferiore rispetto agli altri. Il coefficiente di simmetria è della stessa entità degli altri campioni.

Per migliorare la rappresentatività dei sedimenti prelevati in alveo sembra opportuno non inserire nei calcoli il valore del diametro massimo relativo al campione numero tre.

Il sedimento prelevato presenta caratteristiche di un limo argilloso – sabbioso di colore marrone.

Tabella 7.4: Rio Melo Maranello

DIAGRAMMA GRANULOMETRICO												
Campione	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
N°	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
1	2.613	0.0025	0.004	0.025	0.05	0.065	0.3	0.38	10	26	0.12	97
2	2.626	0.0028	0.005	0.028	0.052	0.13	0.3	0.35	4.75	46	0.13	98
3	2.638	0.008	0.015	0.048	0.2	0.3	22	30	42	38	7.75	47
DIAGRAMMA RAPPRESENTATIVO DELL'ALVEO												

	Ps	D10	D16	D35	D50	D60	D84	D90	Dmax	Cu	Dm	K's
	[t/mc]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m ^{1/3} /s]
Media	2.63	0.00	0.01	0.03	0.10	0.17	7.53	10.24	18.92	36.64	2.67	80.40
Dev.St.	0.013	0.003	0.006	0.013	0.086	0.121	12.529	17.110	20.162	10.24	4.403	29.239
CV	0.00	0.70	0.76	0.37	0.85	0.74	1.66	1.67	1.07	0.28	1.65	0.36

Nel caso del rio Melo Maranello i campioni effettuati sono in numero pari a 3. Confrontando i valori dei singoli diametri caratteristici corrispondenti ai campioni analizzati emerge chiaramente come il campione numero tre presenta dei valori dei diametri significativi divergenti rispetto ai restanti campioni. Tale campione può dunque non essere preso in considerazione nel computo medio dei parametri statistici.

Il sedimento ha le caratteristiche di un limo – argilloso sabbioso con presenza sporadica di ciottoli.

7.6 **Analisi dell'interazione delle opere varie con i corsi d'acqua di interesse**

Come visto ai paragrafi precedenti, negli alvei cosiddetti “a fondo mobile”, ossia potenzialmente interessati dal movimento del materiale incoerente costituente il fondo, è di grande importanza lo studio delle interazioni tra il manufatto di attraversamento e l'alveo, al fine di individuare preventivamente l'instaurarsi di eventuali fenomeni erosivi, generali o localizzati, che possano pregiudicare la stabilità dell'opera.

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

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

Nell'ambito del presente progetto sono stati valutati gli effetti prodotti dall'erosione generalizzata e localizzata. In particolare è stata valutata l'erosione localizzata prodotta dai corsi d'acqua, principali o secondari, sulle pile dei viadotti, mentre l'erosione generalizzata è stata valutata per i medesimi corsi d'acqua più quelli principali anche se sottopassano la strada mediante un tombino e non un viadotto.

L'erosione localizzata al piede delle pile dei ponti è stata valutata, nelle condizioni di stato di fatto e di progetto, in corrispondenza di un tirante idrico in alveo con tempo di ritorno pari a 200 anni per i corsi d'acqua principali e 100 anni per i secondari, applicando la formula (7.4) descritta in dettaglio al paragrafo 7.1.3.

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

Gli stessi tempi di ritorno utilizzati per calcolare l'erosione localizzata sono stati utilizzati per il calcolo dell'erosione generalizzata mediante la (7.3).

Nel tratto di strada in esame, in questa fase progettuale, l'erosione localizzata è stata calcolata per il Viadotto sul Fiume Marecchia. Ulteriori approfondimenti saranno sviluppati nella successiva fase progettuale.

Si ricorda in questa sede che non è stata calcolata erosione per il ponte sul Deviatore Ausa in quanto trattasi di corso d'acqua con fondo rivestito, totalmente o in parte, in calcestruzzo.

Per ciascun corso d'acqua viene inoltre effettuata l'analisi delle tendenze evolutive con il metodo di Maza-Criuckshank, verificando se il raggiungimento della pendenza di equilibrio dell'alveo avviene mediante erosione del fondo alveo o deposito di materiale.

7.6.1 Fiume Marecchia

Il viadotto Marecchia di progetto (progressiva km 199+204) ha un impalcato di larghezza l pari a circa 198 m e lunghezza L di 23.4 m, sorretto da cinque pile in alveo con interasse d pari a circa 33 m.

Le pile del nuovo viadotto sono poste in ombra a quelle del viadotto dell'autostrada.

EROSIONE LOCALIZZATA

Per il viadotto in esame è stata valutata l'erosione localizzata al piede delle pile in corrispondenza di un tirante idrico in alveo con tempo di ritorno pari a 200 anni, applicando la formula (7.4) descritta in dettaglio al paragrafo 7.1.3. Nel viadotto in esame tutte le pile risultano allineate alla corrente ($\alpha=0^\circ$) e presentano una sezione con fronte profilato idraulicamente; le pile del viadotto hanno larghezza costante pari a 1.80 m.

Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche della corrente indisturbata nella sezione immediatamente a valle del manufatto, ricavate mediante modellazione monodimensionale in moto permanente effettuata con il codice di calcolo Hec-Ras (vedi paragrafo 6.3); i valori attribuiti ai parametri della (7.4) nei due casi in esame e i valori

ricavati per la profondità di scavo a causa dei fenomeni di erosione localizzata, calcolati assumendo $v_0 \geq v_{cr}$.

Sono state inoltre condotte le analisi granulometriche su dieci campioni di terreno prelevati nell'alveo del corso d'acqua in aree prossime all'attraversamento stradale morfologicamente omogenee o lungo barre affioranti. Tali analisi hanno permesso di caratterizzare il materiale di fondo alveo e quindi di calcolare il valore della velocità critica v_{cr} secondo la formula (7.5); in particolare la determinazione della v_{cr} è stata effettuata sia considerando un d_{50} pari alla media dei valori relativi ai diversi sondaggi effettuati sia considerando il valore di d_{50} caratteristico di ciascuno dei sondaggi effettuati, verificando in tutti i casi la veridicità della posizione $v_0/v_{cr} \geq 1$.

Tabella 7.5: Viadotto Marecchia: caratteristiche della corrente indisturbata ($T=200$ anni).

Sezione	Q	z_0	v_0	Fr
	[mc/s]	[m slm]	[m/s]	[-]
sez. -5.6 (valle manufatto)	1220.0	18.24	3.28	0.70

Tabella 7.6: Viadotto Marecchia: calcolo della profondità di scavo.

Pila	b	z_{fondo}	h_0	f_1	f_2	f_3	d_s
	[m]	[m slm]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]
1 (pila a dx)	1.80	14.85	3.39	1.00	0.75	1.00	2.58
2	1.80	15.90	2.34	1.00	0.75	1.00	2.33
3	1.80	15.25	2.99	1.00	0.75	1.00	2.51
4	1.80	16.37	1.87	1.00	0.75	1.00	2.10
5	1.80	16.65	1.59	1.00	0.75	1.00	1.91

La formula (7.4) per la determinazione della profondità di scavo viene, inoltre, applicata ipotizzando che le pile dei viadotti siano distanti fra loro a sufficienza perché non vi sia alcuna interazione fra loro in rapporto ai fenomeni erosivi. Nel caso in esame, per interesse tra le pile di poco superiore a 30 m su una larghezza totale della sezione pari a circa 200 m si può ritenere che tale ipotesi sia pienamente soddisfatta.

EROSIONE GENERALIZZATA

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

Tabella 7.7: Viadotto Marecchia: calcolo della profondità media di scavo prodotta dall'erosione generalizzata.

h_0	h_a	Q_p	Q_a	W_p	W_a	h_p	e_c
[m]	[m]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
3.21	3.47	1220	1220	180.62	195.34	3.71	0.50

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

Nella configurazione di progetto al fine di evitare fenomeni erosivi è prevista la protezione al piede delle pile mediante massi con $D_{50} > 1$ m e la protezione delle spalle con materassi metallici.

ANALISI MORFOLOGICA DEL CORSO D'ACQUA

L'analisi della tendenza evolutiva del Fiume Marecchia è stata effettuata applicando le equazioni del Gruppo I, sia nel caso di elevato apporto di sedimenti da monte sia nel caso opposto di portata solida da monte nulla, in quanto il fondo alveo e le sponde sono costituite da materiale prevalentemente ghiaioso.

Assumendo fissa la quota di fondo alveo nella sezione più a valle (sez. -7) il raggiungimento della condizione d'equilibrio comporta l'innalzamento del fondo alveo di 80 cm o 1.0 m, rispettivamente nei casi di portata solida proveniente da monte elevata o nulla. Questo secondo caso non risulta tuttavia realistico in quanto l'innalzamento del fondo alveo dovuto all'accumulo di sedimenti risulta incompatibile con l'ipotesi fatta di portata solida in arrivo da monte nulla.

In conclusione, per il Fiume Marecchia si registra un valore medio dello scavo al piede delle pile del viadotto pari a 2.40 m cui va aggiunto il valore dello scavo dovuto all'erosione generalizzata pari a 0.50 m.

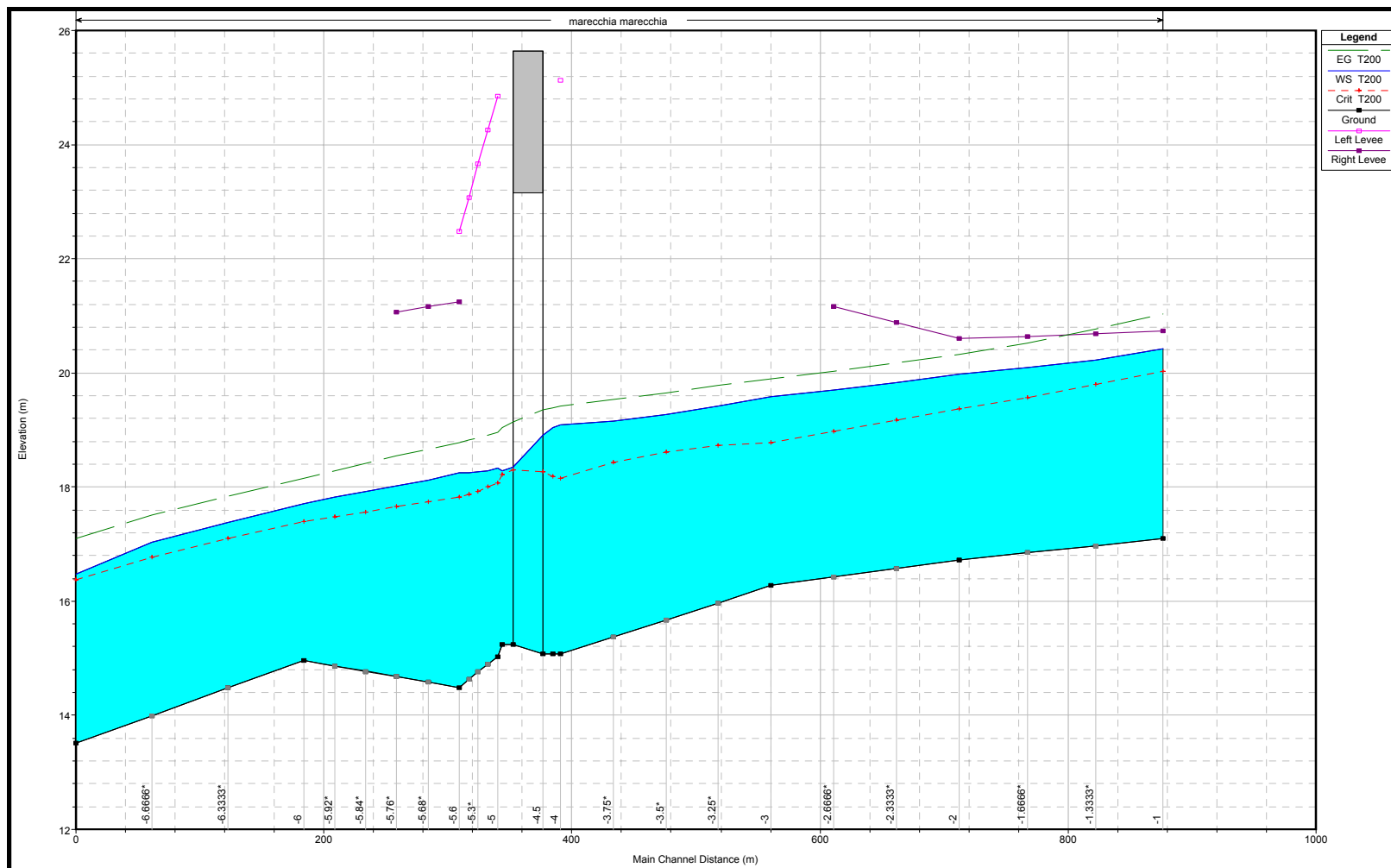
L'analisi morfologica dell'alveo mostra, invece, un innalzamento del fondo di circa 80 cm che tende a contrastare i fenomeni erosivi innescati dalla presenza del manufatto di attraversamento.

In ogni caso, benché i valori di scavo e deposito calcolati siano confrontabili fra loro, si vuole ricordare che si tratta pur sempre di fenomeni che si sviluppano su scale spazio-

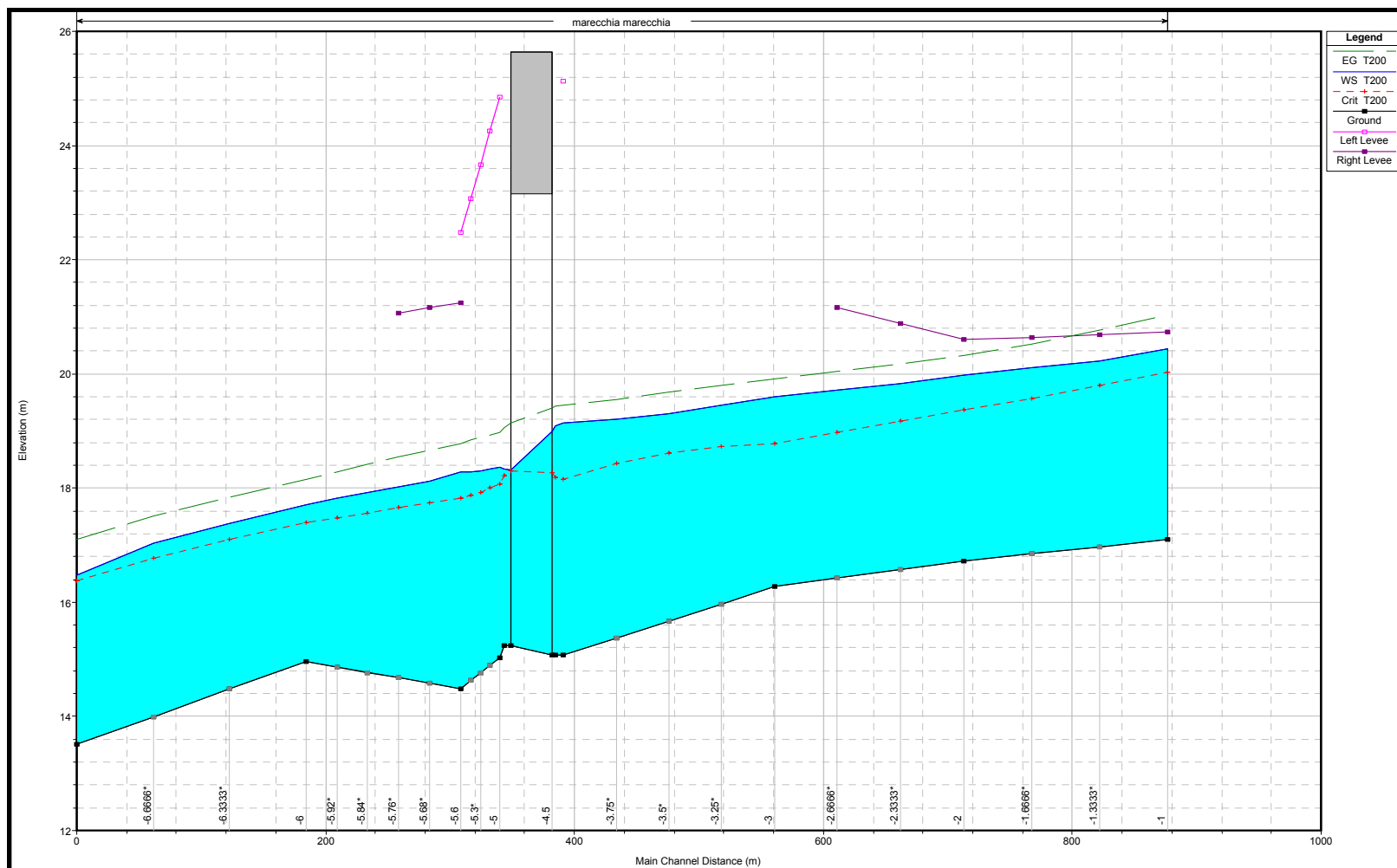
temporali molto diverse i cui effetti, sebbene vengano algebricamente sommati ai fini progettuali, possono avvertirsi non simultaneamente.

8. ALLEGATO A: RISULTATI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE

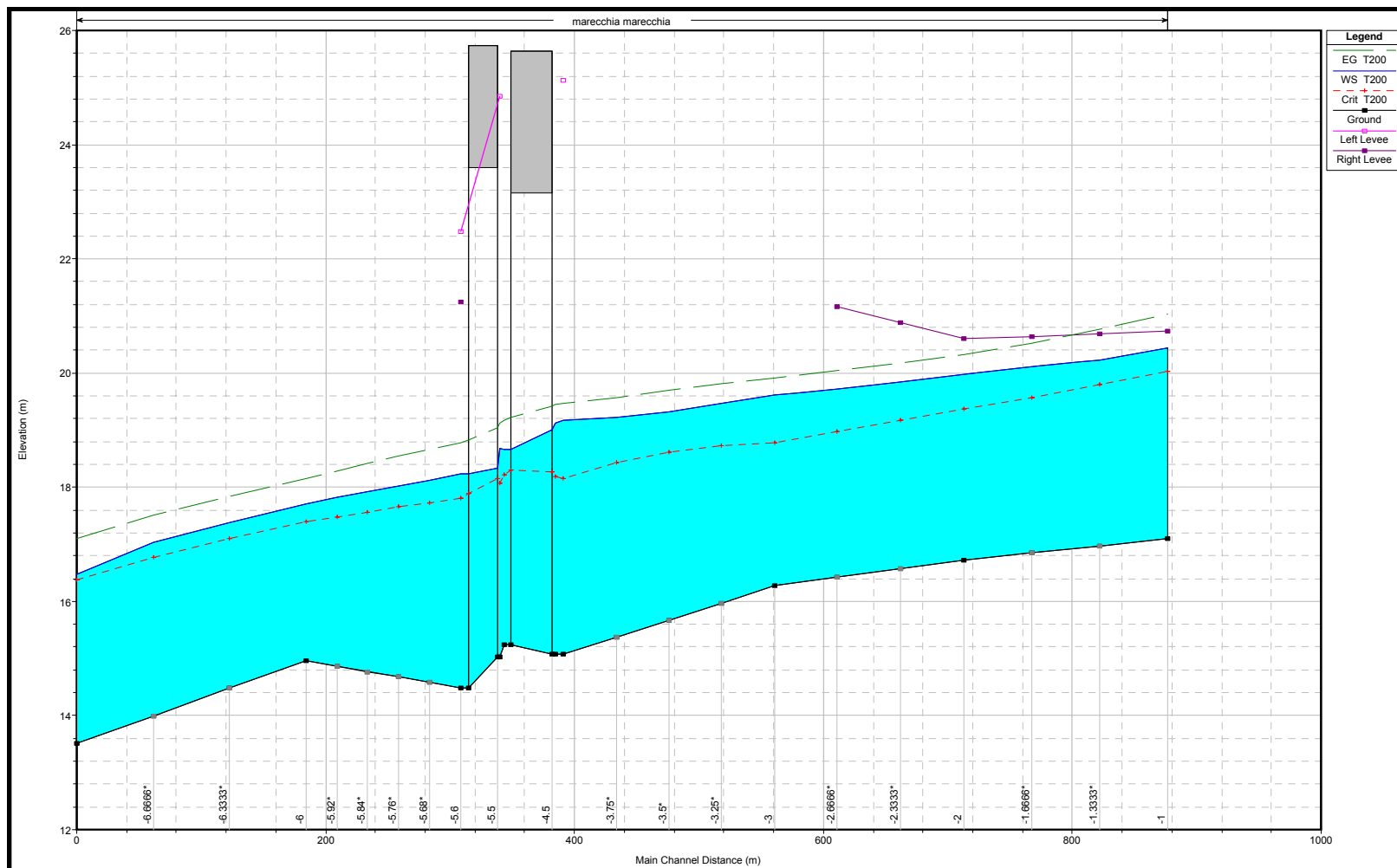
FIUME MARECCHIA – STATO DI FATTO – TR=200 ANNI



FIUME MARECCHIA – AUTOSTRADA AMPLIATA – TR=200 ANNI

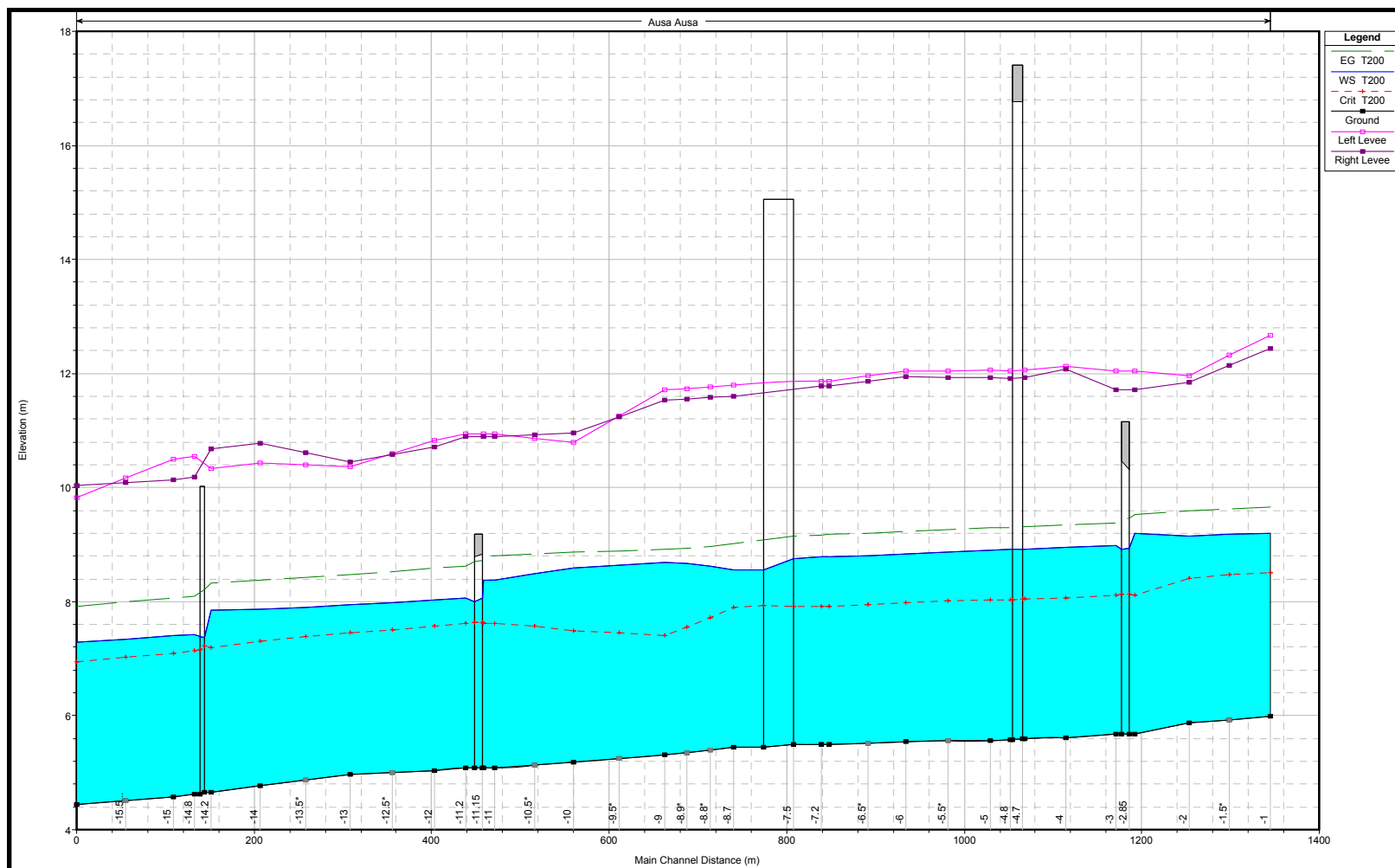


FIUME MARECCHIA – POST OPERAM – TR=200 ANNI

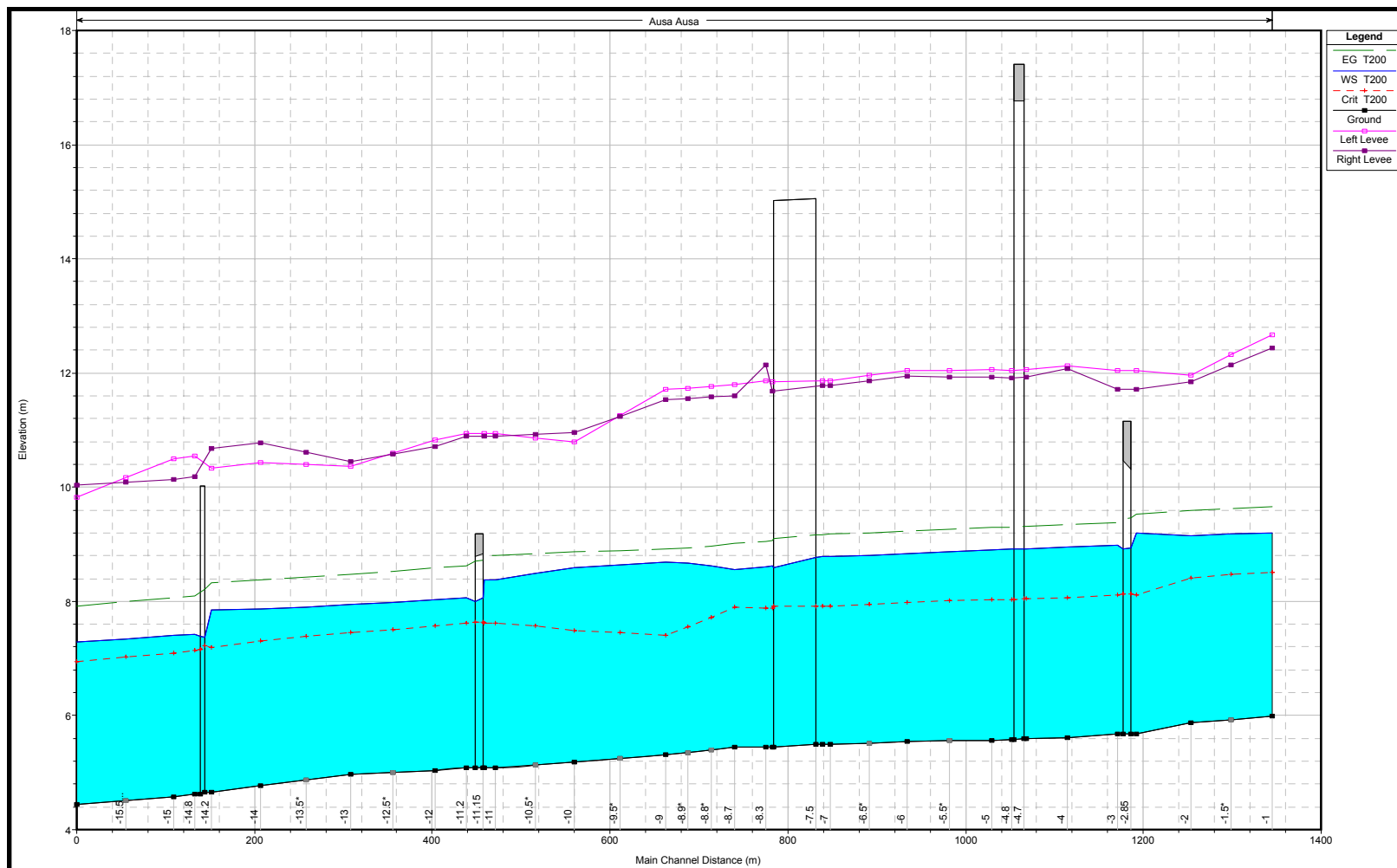


FIUME MARECCHIA										
T = 200 anni		Stato di fatto			Autostrada allargata			Progetto		
Sezione	Z _t	h	v	Fr	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
-1	17.10	20.43	3.41	0.74	20.43	3.41	0.74	20.44	3.41	0.74
-2	16.72	19.97	2.62	0.59	19.98	2.61	0.59	19.98	2.60	0.59
-3	16.27	19.59	2.47	0.53	19.61	2.45	0.52	19.62	2.44	0.52
-4	15.08	19.10	2.49	0.50	19.14	2.45	0.49	19.17	2.42	0.48
-4.1	15.07	19.04	2.65	0.54	19.09	2.60	0.53	19.12	2.57	0.52
-4.5 U	15.07	18.90	2.97	0.63	18.99	2.86	0.59	19.01	2.83	0.59
-4.5 D	15.24	18.35	3.95	0.96	18.32	4.02	0.99	18.66	3.34	0.76
-4.9	15.24	18.29	3.86	0.95	18.33	3.75	0.91	18.66	3.15	0.71
-5	15.03	18.33	3.51	0.79	18.37	3.44	0.77	18.68	2.97	0.62
-5.5 U	15.03							18.33	3.73	0.84
-5.5 D	14.49							18.23	3.48	0.74
-5.6	14.49	18.26	3.23	0.68	18.28	3.19	0.67	18.24	3.28	0.70
-6	14.96	17.70	2.97	0.74	17.70	2.97	0.74	17.70	2.97	0.74
-7	13.51	16.48	3.49	0.92	16.48	3.49	0.92	16.48	3.49	0.92

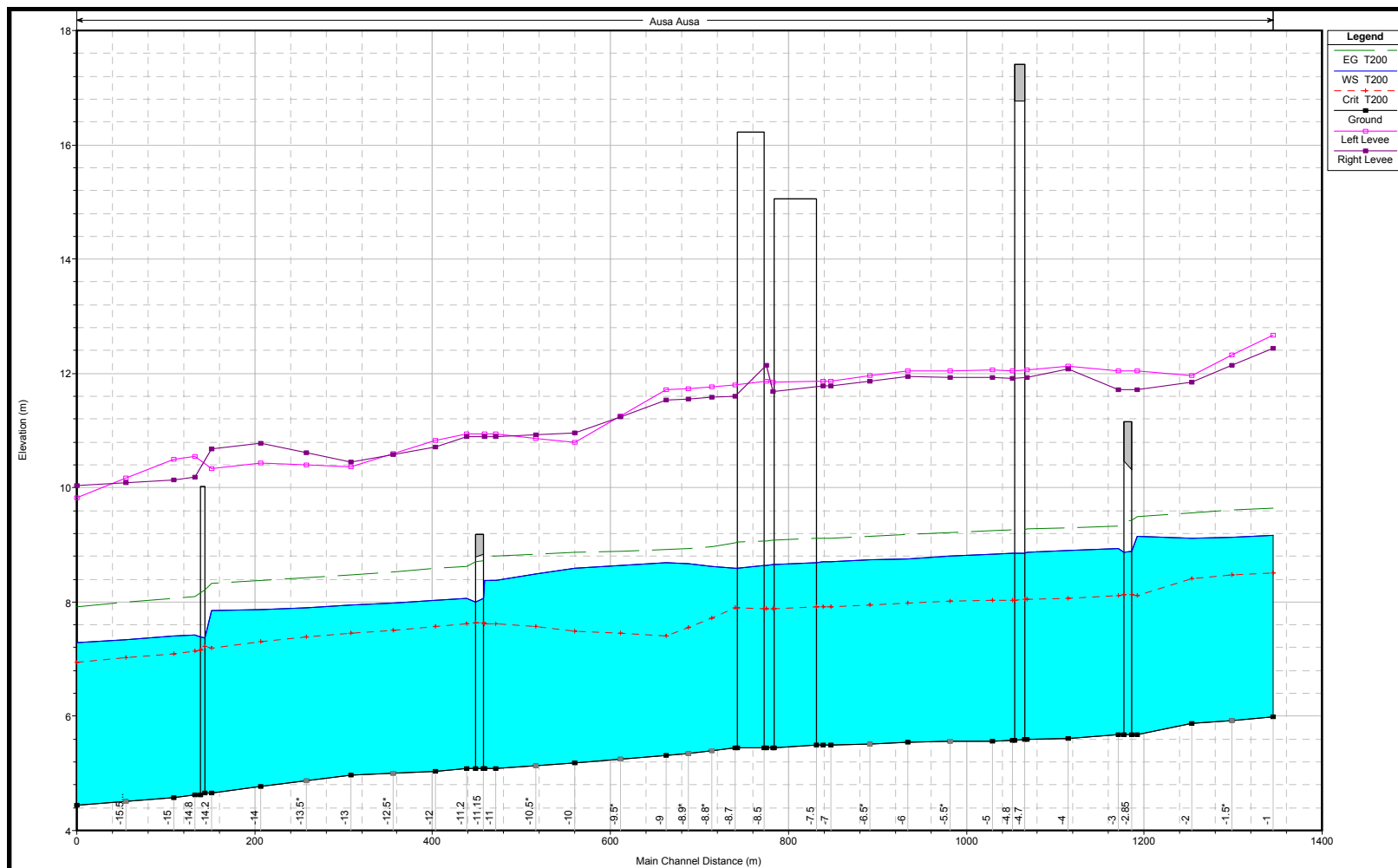
DEVIATORE AUSA – STATO DI FATTO – TR=200 ANNI



DEVIATORE AUSA – AUTOSTRADA AMPLIATA – TR=200 ANNI



DEVIATORE AUSA – POST OPERAM – TR=200 ANNI



DEVIATORE AUSA										
T = 200 anni		Stato di fatto			Autostrada allargata			Progetto		
Sezione	Z _f	h	v	Fr	h	v	Fr	h	v	Fr
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]	[m s.l.m.]	[m/s]	[-]
-1	5.99	9.20	3.00	0.63	9.20	3.00	0.63	9.16	3.05	0.64
-2	5.87	9.15	2.92	0.61	9.15	2.92	0.61	9.11	2.97	0.62
-2.8	5.67	9.20	2.52	0.50	9.20	2.52	0.50	9.16	2.56	0.51
-2.85 U	5.67	8.94	3.20	0.57	8.94	3.20	0.57	8.88	3.26	0.58
-2.85 D	5.67	8.93	3.21	0.57	8.92	3.21	0.57	8.87	3.28	0.58
-3	5.67	8.99	2.74	0.56	8.99	2.74	0.56	8.94	2.80	0.58
-4	5.61	8.96	2.74	0.56	8.96	2.75	0.56	8.90	2.81	0.58
-4.6	5.59	8.92	2.77	0.57	8.92	2.77	0.57	8.86	2.84	0.59
-4.7 U	5.59	8.92	2.77	0.57	8.92	2.77	0.57	8.86	2.84	0.59
-4.7 D	5.58	8.91	2.77	0.57	8.91	2.77	0.57	8.85	2.84	0.59
-4.8	5.58	8.91	2.77	0.57	8.91	2.77	0.57	8.85	2.85	0.59
-5	5.57	8.90	2.78	0.57	8.90	2.78	0.57	8.83	2.85	0.59
-6	5.54	8.83	2.80	0.57	8.83	2.80	0.57	8.76	2.89	0.60
-7	5.50	8.79	2.76	0.56	8.79	2.76	0.56	8.71	2.85	0.59
-7.2	5.50	8.78	2.77	0.57	8.78	2.77	0.57	8.70	2.86	0.59
-7.5 U	5.50	8.75	2.81	0.58	8.77	2.78	0.57	8.69	2.87	0.60
-7.5 D	5.45	8.56	3.22	0.67	8.59	3.15	0.65	8.66	2.88	0.60
-8	5.44				8.62	2.92	0.61	8.66	2.89	0.60
-8.3	5.45				8.61	2.94	0.61	8.65	2.90	0.60
-8.5 U	5.45							8.64	2.91	0.60
-8.5 D	5.45							8.59	2.98	0.63
-8.7	5.45	8.56	3.03	0.64	8.56	3.03	0.64	8.59	2.99	0.63
-9	5.31	8.69	2.07	0.41	8.69	2.07	0.41	8.69	2.07	0.41
-10	5.18	8.59	2.36	0.48	8.59	2.36	0.48	8.59	2.36	0.48

DEVIATORE AUSA										
T = 200 anni		Stato di fatto			Autostrada allargata			Progetto		
Sezione	Z _f	h	v	Fr	h	v	Fr	h	v	Fr
-11	5.09	8.38	2.89	0.60	8.38	2.89	0.60	8.38	2.89	0.60
-11.1	5.09	8.37	2.91	0.61	8.37	2.91	0.61	8.37	2.91	0.61
-11.15 U	5.09	8.06	3.62	0.67	8.06	3.62	0.67	8.06	3.62	0.67
-11.15 D	5.09	8.01	3.70	0.69	8.01	3.70	0.69	8.01	3.70	0.69
-11.2	5.09	8.06	3.35	0.74	8.06	3.35	0.74	8.06	3.35	0.74
-12	5.03	8.03	3.29	0.72	8.03	3.29	0.72	8.03	3.29	0.72
-13	4.97	7.95	3.24	0.71	7.95	3.24	0.71	7.95	3.24	0.71
-14	4.77	7.87	3.18	0.68	7.87	3.18	0.68	7.87	3.18	0.68
-14.2	4.66	7.85	3.05	0.64	7.85	3.05	0.64	7.85	3.05	0.64
-14.5 U	4.66	7.36	4.06	0.91	7.36	4.06	0.91	7.36	4.06	0.91
-14.5 D	4.63	7.39	3.92	0.86	7.39	3.92	0.86	7.39	3.92	0.86
-14.8	4.63	7.43	3.64	0.81	7.43	3.64	0.81	7.43	3.64	0.81
-15	4.58	7.41	3.60	0.80	7.41	3.60	0.80	7.41	3.60	0.80
-16	4.45	7.30	3.49	0.78	7.30	3.49	0.78	7.30	3.49	0.78