

**SS 189 - Itinerario Agrigento Palermo**  
**Sistemazione e messa in sicurezza dello svincolo al Km 24 della SS 189**  
**(Svincolo San Giovanni Gemini in località Tumarrano)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. PA-884

**R.T.I. di PROGETTAZIONE:**



Via Artemide n°3  
92100 Agrigento  
Tel. 0922 421007  
email: deltaingegneria@pec.it

**MANDATARIA**



**tce** s.r.l.  
**technical consultant engineers**  
Servizi Integrati d'Ingegneria - Progettazioni  
Computer Aided Design - Drafting  
Sviluppo soluzioni software - hardware - dedicato

**MANDANTE**



**ING. ANDREA MILANO**

**MANDANTE**

**MANDANTE**

**PROGETTISTI:**

*Ing. Nicola D'Alessandro - Responsabile delle prestazioni specialistiche  
Delta Ingegneria srl - Ordine Ing. di Agrigento n. A995*



**AREE SPECIALISTICHE:**

<b>GEOLOGIA</b> <i>Dott. Geol. Massimo Carlino - Delta Ingegneria srl Albo Geol. di Sicilia n. 1328</i>	<b>PROGETTAZIONE IDRAULICA</b> <i>Ing. Maurizio Carlino - Delta Ingegneria srl Ordine Ing. di Agrigento n. A628</i>
<b>PROGETTAZIONE STRADALE E GEOTECNICA</b> <i>Ing. Domenico D'Alessandro - Delta Ingegneria srl Ordine Ing. di Agrigento n. A634</i>	<b>IMPIANTI</b> <i>Ing. Andrea Milano Ordine Ing. di Agrigento n. A789</i>
<b>AMBIENTE E PAESAGGIO</b> <i>Ing. Raimondo D'Alessandro - Delta Ingegneria srl Ordine Ing. di Agrigento n. A2254 Dott. Agr. Floriana Di Leonardo Albo degli Agronomi e Forestali Provincia di Palermo n. 1250</i>	<b>STRUTTURE</b> <i>Ing. Antonio Alparone - Alisea srl Ordine Ing. di Palermo n. A9349 Ing. Giuseppe Ferraro - Delta Ingegneria srl Ordine Ing. di Agrigento n. A203</i>
<b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> <i>Ing. Nicola D'Alessandro - Delta Ingegneria srl Ordine Ing. di Agrigento n. A995</i>	<i>Ing. Claudio Orsini - TCE srl Ordine Ing. di Napoli n. 9080</i>
<b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b> <i>Ing. Luigi Mupo</i>	<b>ACUSTICA</b> <i>Ing. Antonio Orlando - TCE srl Ordine Ing. di Salerno n. 3817</i>

**STUDI ED INDAGINI**  
**Idrologia ed Idraulica**  
**Relazione Idraulica**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO		T00ID00IDRRE02B.pdf			
LIV. PROG.	ANNO	CODICE ELAB.			
DPPA0884	E 23	T00ID00IDRRE02		B	
D					
C					
B	Revisione per recepimento riesame ANAS	Gennaio 2024	Ing. M. CARLINO	Ing.N. D'ALESSANDRO	Ing.N. D'ALESSANDRO
A	Consegna Progetto Esecutivo	Ottobre 2023	Ing. M. CARLINO	Ing.N. D'ALESSANDRO	Ing.N. D'ALESSANDRO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE .....</b>	<b>10</b>
3.1	Normativa .....	10
3.2	Iter autorizzativo pregresso e prescrizioni di carattere idraulico .....	12
3.2.1	Conferenza di Servizi sul Progetto Definitivo – Quadro di sintesi .....	12
3.3	Generalità.....	15
3.4	Schema di drenaggio della piattaforma stradale .....	15
3.5	Sezioni tipologiche costruttive con riguardo alle opere idrauliche di drenaggio e smaltimento. ....	17
3.5.1	Tratti in rilevato .....	21
3.5.2	Tratti in trincea .....	23
3.5.3	Opere idrauliche lineari – Canalette al piede del rilevato e Fossi di guardia in trincea .....	24
3.6	Portate di drenaggio delle acque meteoriche e prima pioggia sulla piattaforma stradale .....	26
3.7	Calcolo interasse embrici in rilevato e caditoie su cunetta tipo "Francese" nei tratti in trincea. ....	33
3.7.1	Tabulati interasse embrici-bocchettoni e caditoie in trincea adottate in progetto. ....	43
3.8	Verifica interasse bocchettoni viadotti .....	50
3.9	Dimensionamento cunette alla Francese.....	54
3.10	Dimensionamento tubazioni collettamento acque meteoriche. ....	60
3.11	Dimensionamento canaletta rettangolare continua con griglia classe D400. ....	65
3.12	Dimensionamento fossi di guardia, canalette trapezie e rettangolari con griglia.....	69
<b>4</b>	<b>OPERE IDRAULICHE SULLA RETE DI DRENAGGIO NATURALE ESISTENTE .....</b>	<b>75</b>
4.1	Specifiche tecniche capitolato d'oneri ANAS .....	75
4.2	NTC 2018 e relativa circolare applicativa .....	78
4.3	Richieste Autorità di bacino del distretto idrografico della Sicilia.....	81
4.4	Criteri di verifica.....	83
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA DI VERIFICA IDRAULICA IN MOTO UNIFORME .....</b>	<b>88</b>
5.1	Verifiche idrauliche .....	89
5.1.1	TO.03 – Tombino T.03 Ramo 3 .....	92
5.1.2	TO.04 – Tombino T.04 Viabilità secondaria S.01 .....	96
5.1.3	TO.05 – Tombino TO.05 esistente Ramo 6 .....	101
5.1.4	TO.07 – Tombino TO.07 Ramo 6 .....	105
5.1.5	TO.08 – Tombino TO.08 Ramo 8 .....	110
5.1.6	OI.01– Canale di raccordo asse principale S.S. 189 .....	115
<b>6</b>	<b>CALCOLO E VERIFICA TOMBINI IN MOTO PERMANENTE (HY-8). .....</b>	<b>119</b>
6.1.1	Comportamento idraulico dei tombini .....	120
6.1.2	Dati di input richiesti da HY-8. ....	130
6.1.3	Rappresentazione dei dati di input di HY-8.....	132
6.1.4	Rappresentazione dei risultati delle simulazioni numeriche.....	134
6.1.5	Tombini oggetto di verifica .....	135
6.1.6	Risultati delle simulazioni.....	136
<b>7</b>	<b>ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI IN SCHEMA DI MOTO PERMANENTE (HEC-RAS)</b>	<b>146</b>
7.1	Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente .....	146
7.1.1	Caratteristiche modello matematico.....	146
7.1.2	Calcolo del profilo a moto permanente .....	154
7.1.3	Equazione della conservazione della quantità di moto .....	158
7.1.4	Equazione di Yarnell.....	162
7.1.5	Calcolo del rigurgito dovuto ai tombini/ponticelli .....	165
7.2	Fiume Platani.....	169

7.2.1	Inquadramento territoriale.....	169
7.2.2	Scenari di simulazione.....	170
7.2.3	Messa a punto del modello idrodinamico monodimensionale.....	171
7.2.4	Risultati delle simulazioni.....	175
<b>8</b>	<b>VALUTAZIONI DELLE INTERAZIONI CORSI D'ACQUA – OPERE IN ALVEO .....</b>	<b>209</b>
8.1	Premesse .....	209
8.2	Valutazione teorica dello scavo localizzato nell'intorno delle pile e spalle dei ponti.....	210
8.3	Abbassamento d'alveo .....	211
8.4	Erosione Generalizzata.....	212
8.5	Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle dei ponti.....	213
8.5.1	Campo di moto attorno alle pile dei ponti.....	219
8.5.2	Metodologie di calcolo per l'analisi della massima profondità di erosione per pile da ponte.....	226
8.5.3	Metodo analitico di sovrapposizione delle componenti di scavo.....	234
8.6	Sistemazione Viadotto su Fiume Platani.....	248
8.6.1	Sintesi risultati scalzamento pile.....	254
8.7	Criteri di dimensionamento delle protezioni delle pile in alveo.....	256
8.7.1	Protezione con RIPRAP .....	256
8.8	Sistemazione Pile in alveo viadotto su Fiume Platani.....	261
<b>9</b>	<b>TRATTAMENTO ACQUE PRIMA PIOGGIA.....</b>	<b>263</b>
9.1	Premesse .....	263
9.2	Inquinamento delle acque di piattaforma .....	263
9.2.1	Origine dell'inquinamento .....	263
9.2.2	Composizione dell'inquinamento .....	265
9.2.3	Impatto sui corpi ricettori.....	267
9.2.4	L'inquinamento accidentale .....	267
9.3	La funzionalità e lo schema di trattamento delle acque di prima pioggia.....	268
9.4	Le previsioni di progetto .....	270
9.5	Scelta del sistema con manufatti prefabbricati .....	274
9.6	Parametri di dimensionamento .....	276
9.7	Pozzetto scolmatore e pozzetti di linea .....	278

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono esposti i criteri di dimensionamento e di verifica delle opere idrauliche necessarie per il mantenimento della continuità della rete di drenaggio naturale sul territorio, il dimensionamento di tutti i manufatti dell'asse stradale, nonché le problematiche idrologiche e idrauliche connesse con l'inserimento del corpo stradale nel contesto naturale preesistente, dalla intercettazione e allontanamento delle acque di versante dal corpo stradale, alla raccolta ed allontanamento delle acque meteoriche afferenti l'area di sedime della strada.

In particolare le tipologie di opere si possono riassumere in due grandi classi:

- **Opere idrauliche del corpo stradale:**

Tutte le opere, lineari e puntuali, deputate alla raccolta, collettamento ed allontanamento delle acque meteoriche incidenti sulla piattaforma stradale quali cunette, fossi di guardia, canalette al piede del rilevato;

- **Opere idrauliche sulla rete di drenaggio naturale esistente:**

Le opere per il mantenimento del reticolo idrografico e la salvaguardia del corpo stradale, quali tombini, ponticelli, canali di scolo delle acque e sistemazioni idrauliche in prossimità dei viadotti;

- **Opere per il trattamento delle acque di prima pioggia:**

Opere per il monitoraggio e controllo qualitativo delle acque di piattaforma, tramite trattamento in continuo delle acque di prima pioggia, con l'ausilio di manufatti di sedimentazione e flottazione oli e idrocarburi, ed intercettazione delle "Onde Nere" generate da sversamenti accidentali.

Nel dettaglio lo studio idraulico viene effettuato secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle portate di drenaggio delle acque meteoriche sulla piattaforma stradale con  $Tr= 25$  anni nei tratti in rilevato e  $Tr= 50$  anni nei tratti in trincea;
- Calcolo delle portate di drenaggio delle acque meteoriche sulle scarpate e sui

versanti che scolano nelle canalette al piede dei rilevati del corpo stradale con  $Tr = 100$  anni e delle acque di versante che scaricano sui fossi di guardia posizionati in testa alle trincee di scavo con  $Tr = 100$  anni;

- Verifica e dimensionamento degli interassi e delle canalette ad embrice sui rilevati, dei bocchettoni sui viadotti, delle caditoie di intercettazione e deviazioni su tubazioni nei tratti in trincea con cunette tipo "Francese";
- Verifica e dimensionamento della capacità di trasporto idraulica di tutti gli elementi lineari inseriti nella piattaforma stradale: Canalette trapezie al piede del rilevato; Fossi di guardia, Cunette tipo "Francese", tubazioni al di sotto cunette tipo "Francese", tubazioni per raccolta acque su viadotti; Cunette continue con griglia su tratti in trincea con muri, cunette testa muro;
- Verifica idraulica di canali per deviazione fossi e inalveazioni elementi del reticolo idraulico di superficie in schema di moto uniforme (portate con  $Tr = 300$  anni);
- Verifica idraulica di tombini scatoari e ponticelli mediante elaborazione di simulazione idraulica in schema di moto permanente (HY-8) (portate con  $Tr = 300$  anni);
- Verifica idraulica delle opere di attraversamento maggiori, mediante elaborazioni di simulazione idraulica su modello matematico in schema di moto permanente (HEC-RAS) (portate con  $Tr = 300$  anni);
- Elaborazione di planimetrie di esondazione Ante e Post Operam e dei profili di moto permanente con livelli idrici ed energetici dell'opera di attraversamento per diversi tempi di ritorno;
- Valutazione dello scalzamento per le opere che prevedono pile in alveo.

Il seguente studio è stato redatto in accordo agli strumenti di pianificazione territoriale in vigore, in particolar modo fra gli strumenti legislativi è stato considerato il P.A.I., Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana (dicembre 2004 e successivi aggiornamenti)

ed il P.G.R.A. Piano di Gestione Rischio da Alluvione.

Il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) costituisce un importante strumento conoscitivo, normativo e tecnico mediante il quale sono programmate e pianificate azioni, norme d'uso ed interventi riguardanti l'assetto idrogeologico. Il P.A.I. rappresenta, nel territorio della Regione Siciliana, i livelli di pericolosità e rischio derivanti dal dissesto idrogeologico relativamente alla dinamica dei versanti, alla pericolosità geomorfologica, alla dinamica dei corsi d'acqua, alla pericolosità idraulica e d'inondazione.

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E DELL'INTERVENTO

Il progetto definitivo/esecutivo dei lavori di sistemazione e messa in sicurezza dello svincolo Tumarrano al km 23+450 della S.S. 189 "Della Valle del Platani" prevede la realizzazione di uno svincolo a piani sfalsati al posto dell'esistente e pericoloso doppio svincolo a raso con innesto da un lato sulla SP 26 per Cammarata e San Giovanni Gemini e dall'altro sulla SP 26 del Tumarrano (Vallelunga Platameno).

Negli ultimi tempi l'afflusso di traffico in tale svincolo è ulteriormente aumentato anche per effetto della realizzazione del centro commerciale "Tumarrano" per cui è aumentato il flusso che da Cammarata taglia la SS189 in corrispondenza dello svincolo a raso per immettersi nella SP26 che conduce verso il centro commerciale.

Considerato che l'intervento prevede l'adeguamento dell'infrastruttura esistente, la norma di riferimento con la quale sono state verificate le scelte di tracciato, è costituita dal D.M. 22/04/2004 che costituisce modifica del D.M. 05/11/2001 per gli interventi sulle strade esistenti.



Figura 2-1 – Stato attuale dello svincolo Tumarrano



L'intervento in progetto razionalizza il doppio svincolo a raso lungo la SS 189, denominato del "Tumarrano", al km 23+450.

Le aree interessate dall'intervento sono localizzate nei comuni di Cammarata e San Giovanni Gemini.

Lo svincolo a piani sfalsati progettato riprende lo schema di svincolo previsto nel Progetto Preliminare redatto dal Libero Consorzio e già verificato da ANAS con certificato n. PA 784 del 17/01/2018 di verifica tecnica con esito positivo.

In particolare la soluzione proposta prevede:

- La realizzazione di un nuovo viadotto sulla SS 189;
- La realizzazione di n. 2 rotatorie per lo svincolo del nuovo Cavalcavia da entrambi i lati rispetto alla SS189 e di n.1 rotatoria sulla SP26 in prossimità del Centro Commerciale, lato Tumarrano;
- La realizzazione delle rampe di uscita ed immissione nella SS 189 in prossimità del ponte esistente della SP 26 su fiume Platani, che viene riutilizzato e riqualficato per la funzionalità dello svincolo;
- La demolizione della rampa di immissione esistente dalla SP 26 sulla SS 189 in direzione Agrigento, in quanto non a norma.
- La manutenzione straordinaria della SP per Mussomeli, nel tratto compreso tra le due rotatorie poste in sinistra idraulica del fiume Platani (Lato Tumarrano).

Nella figura di pagina successiva è presentato lo schema viario complessivo dell'intervento, con evidenziati gli interventi stradali previsti, sia di nuova realizzazione che di rifunzionalizzazione di strada esistente.

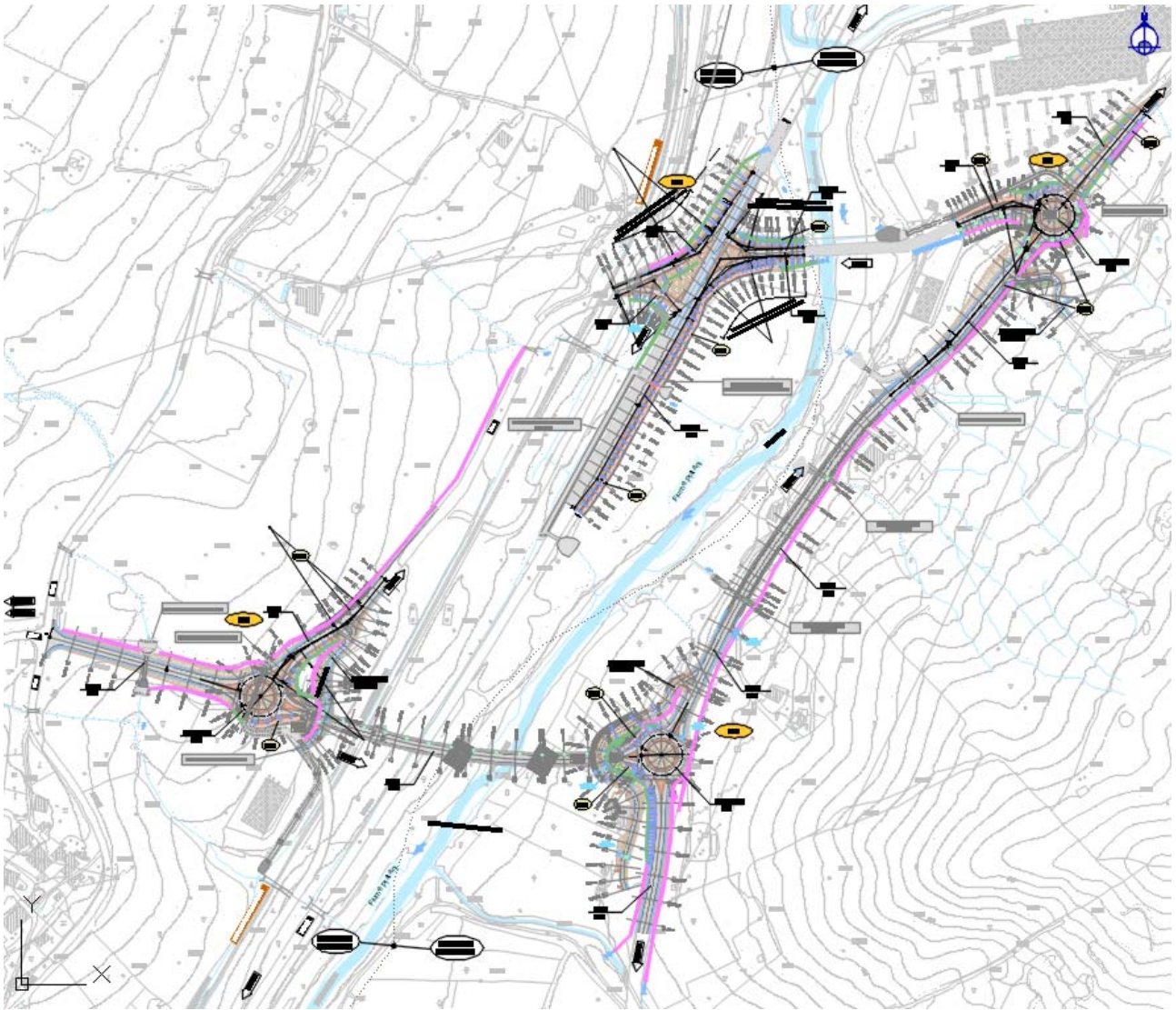


Figura 2-2- Schema viario complessivo dell'intervento

## 3 DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

### 3.1 Normativa

Il progetto del sistema di smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma è stato redatto conformemente alla "Normativa legislativa" ed alla "Normativa tecnica" vigente sul territorio nazionale e regionale di interesse.

#### Normativa Nazionale

1. Regio Decreto n° 1265 del 27 luglio 1934 "Testo unico delle leggi sanitarie";
2. Testo Unico sulle Opere Pubbliche di cui al Regio Decreto 25/7/1904 n.523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie";
3. Decreto Ministeriale LLPP del 12 dicembre 1985 "Normativa tecnica per le tubazioni";
4. Circolare Ministeriale LLPP n° 11633 del 7 gennaio 1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto".
5. Legge 5 gennaio 1994, n. 36 "Disposizioni in materia di risorse idriche (Legge Galli)";
6. Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977, "Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e), della legge 10 maggio 1976, n. 319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento"
7. D.Lgs del 3 aprile 2006 n° 152 "Norme in materia ambientale",  
*Art. 113 "Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia:  
Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:*
  - a) *le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
  - b) *i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.**Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.  
Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici. È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee."*
8. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per la Costruzione "NTC 2018" di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e la relativa Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

## Normativa Regionale

1. LEGGE REGIONALE N. 27 DEL 15-05-1986 - "Disciplina degli scarichi delle pubbliche fognature e degli scarichi degli insediamenti civili che non recapitano nelle pubbliche fognature e modifiche alla legge regionale 18 giugno 1977, n.39 e successive modificazioni ed integrazioni".

## Strumenti attuativi

**Piano di Tutela delle Acque** (PTA) adottato con Ordinanza n. 637 del 27/12/07 (GURS n. 8 del 15/02/08) ed approvato definitivamente (art.121 del D.lgs 152/06) dal Commissario Delegato per l'Emergenza Bonifiche e la Tutela delle Acque – Presidente della Regione Siciliana – On. Dr. Raffaele Lombardo con ordinanza n. 333 del 24/12/08.

## Normativa Regionale inerente gli aspetti qualitativi e quantitativi degli scarichi

Alle Regioni ai sensi dell'art. 113 "**Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia**" del D.Lgs del 3 aprile 2006 n° 152 "Norme in materia ambientale", spetta il compito di disciplinare i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate e la definizione stessa dei parametri tecnici per la valutazione e quantificazione delle acque di prima pioggia.

**Al momento della redazione del presente progetto, la Regione Sicilia non ha emanato una specifica Direttiva concernente la qualità e la quantità di gestione delle acque di prima pioggia**

Con riferimento ai compiti di assicurare la difesa del suolo e la mitigazione del rischio idrogeologico, la manutenzione dei corpi idrici e la tutela degli aspetti ambientali nell'ambito dell'ecosistema unitario del bacino del distretto idrografico della Sicilia, con Legge Regionale n° 8 del 8/05/2018 è stata istituita "l'Autorità di bacino del distretto idrografico della Sicilia".

**Al momento della redazione del presente progetto, la Regione Sicilia non ha emanato una specifica Direttiva concernente la qualità delle acque meteoriche di dilavamento e**

**acque di prima pioggia e le modalità di restituzione nel ricettore finale.**

### **3.2 Iter autorizzativo pregresso e prescrizioni di carattere idraulico**

Per i pareri e approvazioni si rimanda al documento T00EG01GENRE01A "Fascicolo pareri progetto definitivo aggiornato – CDS 2022".

Si riporta nel paragrafo seguente una sintesi del quadro delle prescrizioni che riguardano l'ambito idraulico.

#### **3.2.1 Conferenza di Servizi sul Progetto Definitivo – Quadro di sintesi**

In riferimento ai lavori della Conferenza di Servizi sul progetto definito, l'Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia con nota Prot. n°3532 del 01/03/2022 ha rilasciato "*nulla osta idraulico ai sensi degli artt. 93 e seguenti del R.D. n. 523/1904 sul progetto per la realizzazione delle opere (e/o attività) in premessa descritti*", "*autorizzazione all'accesso all'alveo del Fiume Platani e alla realizzazione degli interventi di cui al progetto di che trattasi*" ed il "*“parere di compatibilità idrogeologica e idraulica di cui alle N.d.A. del P.A.I.”*", con raccomandazioni e prescrizioni.

Si riportano di seguito le prescrizioni rese dall'A.d.B.

**Autorizzazione Idraulica Unica prot. AdB n.3532 del 01/03/2022 - Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia nell'ambito della C.d.S. convocata dal Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili - Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Sicilia-Calabria nella persona del presidente delegato dott. ing. Giovanni Coppola, con le modalità dell'articolo 14-bis della L. 241/90 e s.m.i. e D.P.R. 383/1994 in forma semplificata modalità asincrona.**  
**QUADRO SINTESI PRESCRIZIONI E RACCOMANDAZIONI**

- i. il parere è riferito alle interferenze/prossimità individuate e dichiarate dal progettista negli elaborati tecnici trasmessi; ove siano individuate ulteriori interferenze /prossimità tra le opere in progetto con il reticolo idrografico, le stesse vengano conformate alla disciplina del Regio Decreto 523/1904.
- ii. i lavori e le opere siano realizzate in modo da non alterare il regime idraulico dei corsi d'acqua, definiti in accordo agli articoli prima richiamati, e tutte le opere vengano realizzate nel rispetto delle distanze previste dal R.D. 523/1904, la sezione del corso d'acqua non venga ristretta in alcun punto e non vengano arrecati danni alle sponde e ad eventuali opere idrauliche presenti nell'area interessata dai lavori e nell'immediato intorno;
- iii. che vengano osservate tutte le condizioni e gli accorgimenti progettuali contenuti nella progettazione;
- iv. vengano adottate in fase di cantiere tutte le precauzioni e gli accorgimenti che garantiscano condizioni di sicurezza idraulica nelle aree oggetto di intervento;
- v. che vengano programmate con cadenze periodiche adeguate e con oneri a carico dell'ente gestore interventi di manutenzione sull'alveo al fine di eliminare il materiale detritico alluvionale che nel tempo potrebbe accumularsi riducendo la sezione idraulica di deflusso delle acque;
- vi. venga sollevata in maniera assoluta l'Amministrazione Regionale da qualsiasi molestia, azione e/o danno che ad essa potessero derivare da parte terzi in conseguenza del parere reso;
- vii. che l'ente gestore dovrà farsi carico di tutti i danni a persone o cose che la realizzazione delle opere in questione possa produrre in ordine agli aspetti di natura idrogeologica;
- viii. che i lavori siano svolti in modo da non alterare il regime idraulico dei corsi d'acqua e tutte le opere vengano realizzate nel rispetto delle distanze previste dal R.D. 523/1904, la sezione del corso d'acqua non venga ristretta in alcun punto e non vengano arrecati danni alle sponde e ad eventuali opere idrauliche presenti nell'area interessata dai lavori e nell'immediato intorno;
- ix. la presente Autorizzazione si riferisce esclusivamente alla realizzazione delle opere di progetto che interferiscono con il reticolo idrografico secondo le modalità indicate negli elaborati progettuali trasmessi; sono esclusi qualsiasi altra opera e/o attività che possa alterare il buon regime delle acque;
- x. l'Autorità di Bacino si riserva la facoltà di ordinare modifiche all'opera autorizzata a cura e spese del soggetto autorizzato, o anche di procedere alla revoca della presente autorizzazione in caso di inadempimento delle presenti prescrizioni;
- xi. eventuali altre interferenze delle opere proposte con le acque pubbliche individuate dal progettista, anche in fase di realizzazione dei lavori in oggetto, dovranno essere sottoposte al rilascio della relativa Autorizzazione da parte di questa Autorità;
- xii. i materiali di rifiuto e i materiali detritici provenienti dai lavori di che trattasi dovranno essere allontanati dall'intorno degli alvei e portati a pubblica discarica.

L'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente (ARPA) – Dipartimento attività produttive e impatto sul territorio – in fase di Conferenza dei Servizi Istruttoria ha rilasciato, con nota Prot. 31202 del 13/06/2022, ha rilasciato parere favorevole con prescrizioni.

Si riporta di seguito un quadro sinottico con le prescrizioni rese dall'ARPA e le ottemperanze poste in essere nell'ambito del progetto esecutivo.

Autorizzazione Idraulica Unica prot. AdB n.3532 del 01/03/2022 - Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia nell'ambito della C.d.S. convocata dal Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili - Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Sicilia-Calabria nella persona del presidente delegato dott. ing. Giovanni Coppola, con le modalità dell'articolo 14-bis della L. 241/90 e s.m.i. e D.P.R. 383/1994 in forma semplificata modalità asincrona. <b>QUADRO SINTESI PRESCRIZIONI E RACCOMANDAZIONI</b>	
SINTESI PRESCRIZIONI-RACCOMANDAZIONI	OTTEMPERANZA PROGETTO ESECUTIVO
<p>i. omissis...</p> <p>ii. in merito al progetto definitivo dell'opera in oggetto non sono stati previsti presidi idraulici a protezione dell'ambiente e dei corsi d'acqua da eventuali sversamenti accidentali di sostanze pericolose e neanche il trattamento delle acque di prima pioggia della piattaforma stradale, considerato che il progetto prevede la costruzione di un viadotto che scavalca il fiume Platani, la SS189 e la strada ferrata, oltre che prevede 3 nuove rotatorie.</p> <p>Sulla base del principio di precauzione, è parere di questa UOC che l'opera stradale in oggetto venga adeguata a quanto previsto dall'art.113 del D.Lgs 152/06 e s.m.i., mediante la predisposizione di idonei sistemi di trattamento (dissabbiatura e disoleatura), garantendo l'efficacia del sistema anche in presenza di eventi meteorici particolarmente intensi e/o reiterati, adottando sistemi di allarme in remoto che segnalino lo stato di riempimento/saturazione dei livelli di raccolta dei fanghi/materiali e degli olii/combustibili, o idoneo piano di manutenzione programmata che garantisca da parte dell'Ente gestore il necessario svuotamento o pulizia. Inoltre detti presidi idraulici dovranno essere collocati al di fuori delle aree di esondazione del fiume Platani in modo da evitare che gli stessi siano resi inutilizzabili nel momento di maggiore necessità.</p> <p>iii. omissis....</p>	<p>ii. Nel progetto esecutivo sono stati previsti n.3 impianti di presidio idraulico (vedi elaborati di nuova emissione T00ID01IDRDI01A-T00ID01IDRDI02A-T00ID01IDRDI03A-T00ID01IDRDI04A). Le opere sono state poste al di fuori della fascia di esondazione del fiume Platani per permetterne la fruizione anche durante gli eventi meteorici. La documentazione progettuale è stata integrata con apposito piano di manutenzione delle opere idrauliche (vedi elaborato di nuova emissione T00MA00TAMRE04A "Piano di manutenzione opere idrauliche").</p>

### 3.3 Generalità

L'esigenza di tutela dell'ambiente e delle risorse impone un diverso approccio progettuale che oltre alla difesa idraulica dei manufatti e della piattaforma tenga anche conto dell'aspetto ambientale.

A tale scopo le scelte progettuali condotte nella fase esecutiva, per ottemperare alle richieste degli Enti fatte in fase di Conferenza dei Servizi decisoria sul progetto Definitivo, si sono orientate verso la realizzazione di una rete di captazione e allontanamento delle acque di versante separata da quella delle acque di piattaforma per le opere di nuova realizzazione, diversamente a quanto previsto nella precedente fase progettuale.

La rete delle acque di versante, definite acque "bianche", ha il compito di operare la difesa idraulica del corpo stradale dalle acque esterne al corpo stesso, ed è costituita dal sistema di fossi di guardia, canali, tombini etc. Le acque bianche non scorreranno mai sui manufatti della piattaforma stradale.

La rete delle acque di piattaforma, definite acque "nere", consente la raccolta di tutti i liquidi provenienti dalle sedi stradali di nuova realizzazione, siano acque meteoriche o provenienti da sversamenti accidentali, l'adduzione, il trattamento e/o la ritenzione in vasche di sicurezza, ed il rilascio nel corpo idrico ricettore finale.

### 3.4 Schema di drenaggio della piattaforma stradale

Lo schema elementare di drenaggio delle acque nere di una tratta stradale, prevede un sistema chiuso di raccolta e collettamento a gravità, delle acque meteoriche e dei liquidi accidentalmente sversati sulla piattaforma stradale, verso un unico punto di raccolta, dove vengono trattate in apposito impianto di sedimentazione e disoleatura e successivamente recapitate sul reticolo idrografico esistente..

Nelle sezioni stradali in scavo le acque incidenti sulla piattaforma vengono raccolte sulle



cunette laterali e quando la lunghezza dei tratti in trincea determina un apporto meteorico maggiore della capacità di adduzione delle cunette laterali, si adotta uno schema che utilizza sulla piattaforma stradale, in asse alle cunette stesse, caditoie e tubazioni che intercettano e collettano le acque di piattaforma fino all'impianto di trattamento.

Nei tratti in rilevato, le acque e i liquidi defluenti sulla piattaforma stradale vengono raccolte lateralmente sulle banchine, intercettate ad intervalli regolari e scaricate lungo scivoli, rivestiti con embrici, al piede del rilevato in apposite canalette.

Le canalette scorrendo parallelamente al rilevato stradale, raccolgono le acque scaricate dagli scivoli e seguendo la pendenza del terreno convogliano le acque verso punti di scarico sul reticolo idrografico esistente. In questi punti possono essere posizionati appositi impianti di trattamento a valle dei quali si restituiscono le acque meteoriche captate nel recapito idraulico finale.

In questo schema di drenaggio particolare importanza assume l'ubicazione degli impianti di trattamento, giacché per ogni situazione plano-altimetrica –idrologico- ambientale si devono poter soddisfare le seguenti esigenze contrastanti tra loro:

- Avere il maggiore numero possibile di impianti sul territorio per consentire una semplice adduzione a gravità delle acque da trattare e non concentrare scarichi con portate elevate in nuovi punti di recapito, sovraccaricando le capacità di deflusso del reticolo idrografico preesistente (Principio della invarianza idraulica);
- Effettuare una maggiore concentrazione possibile degli impianti, aumentando le portate da trattare, per migliorare l'efficacia di funzionamento dell'impianto, ridurre il numero di impianti, e quindi le opere di accesso e le perdite di suolo connesse con gli impianti stessi, semplificare le operazioni di manutenzione durante l'esercizio della strada;
- Collocarle in aree a scarso pregio ambientale o in aree già compromesse dall'infrastruttura stessa, come le aree sotto i viadotti, ma in zone di facile accesso.

Pertanto si sono posizionati gli impianti di trattamento in maniera tale veicolare tutte le acque di piattaforma attraverso un sistema integrato di collettamento costituito da tutte le opere idrauliche lineari, canalette trapezie, canalette testa muro, sistema di tubazioni con caditoie stradali poste sulle banchine laterali in trincea.

Il sistema di collettamento seguendo la pendenza longitudinale della strada, adduce verso tre distinti punti di recapito finale opportunamente attrezzati con impianti a presidio idraulico dell'ambiente. I Presidi Idraulici hanno il compito di effettuare la chiarificazione delle acque di piattaforma ed in seguito ad una sedimentazione e disoleazione rilasciare le acque trattate in appositi bacini disperdenti.

Il progetto, così come richiesto dall'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente (ARPA) Sicilia, in fase di approvazione del progetto definitivo, è stato dotato di Presidi Idraulici per il trattamento delle acque di piattaforma ed il loro successivo rilascio nei recapiti finali. In progetto sono stati previsti tre presidi idraulici posizionati come indicato nell'elaborato T00ID01IDRPP01A "Planimetria idraulica di piattaforma" e negli elaborati T00ID01IDRDI01/02/03 "Planimetrie e sezioni presidio idraulico...".

**TABELLA RIEPILOGATIVA PRESIDI IDRAULICI**

Codice impianto	Tratto Corsia	Area intercettata [ mq ]	Progressiva impianto [ m ]	Progressiva iniziale [ m ]	Progressiva tratta drenata finale [ m ]	Portata acque di piattaforma		
						massima meteorica $X_Q$ [l/s]	prima pioggia $Q_n$ [l/s]	nominale impianto $Q_{imp}$ [l/s]
PI 01	Ramo 5-Rot.1	3.119	0+163	0+000	0+163	138,9	13,6	15
PI 02	Viadotto 1-Ramo7	3.194	0+280	0+020	0+290	146,9	16,3	20
PI 03	Ramo 6 - Rot.3	2.339	0+519	0+400	0+519	102,8	10,1	15

### 3.5 Sezioni tipologiche costruttive con riguardo alle opere idrauliche di drenaggio e smaltimento.

L'intero asse stradale si sviluppa secondo un susseguirsi di tratte con sezioni naturali in scavo e rilevato, un tratto in viadotto, tratte in rettilineo ed in curva che in relazione al loro sviluppo piano altimetrico nel territorio devono essere attrezzate con opere idrauliche tali da assicurare:

- il mantenimento del reticolo idrografico di superficie preesistente;
- tramite un sistema chiuso, che tutte le acque meteoriche incidenti la piattaforma stradale, in condizione di sicurezza per i fruitori della strada, vengano:
  - o raccolte;
  - o convogliate verso impianti di trattamento capaci di depurarle da eventuale carico inquinante contratto per contatto e dilavamento sulle sedi stradali;
  - o restituite in alveo.

Pertanto si è operata una separazione fisica tra le acque meteoriche di versante e le acque meteoriche di piattaforma, prevedendo un doppio sistema di rete di drenaggio.

La rete delle acque di versante, definite acque "bianche", ha il compito di operare la difesa idraulica del corpo stradale dalle acque esterne provenienti dai versanti limitrofi, ed è costituita dal sistema di fossi di guardia, canalette trapezoidali, canali, tombini che vengono incanalate verso i recapiti naturali preesistenti. Le acque bianche non scorreranno mai sui manufatti della piattaforma stradale.

La rete delle acque di piattaforma, definite acque "nere", che costituita da elementi marginali e canalizzazioni di tipo convenzionale (banchine, cunette laterali, sistemi di tubazioni etc..) presiede alla raccolta di tutti i liquidi provenienti dalla sede stradale ed al loro convogliamento verso punti di rilascio nel corpo idrico ricettore finale.

Di seguito si descrive nel dettaglio il sistema di drenaggio e presidio dell'infrastruttura nelle varie tipologie di sezione stradale.

Per le rampe monodirezionali dello svincolo si è adottata una piattaforma stradale formata da un'unica carreggiata di 6,00 m di larghezza, costituita da una corsia della larghezza di 4,00

m, fiancheggiata da ambo i lati da banchine laterali larghe 1,00 m ciascuna, mentre per le rampe bidirezionali si è adottata una piattaforma stradale formata da un'unica carreggiata di 9,00 m di larghezza, costituita da una corsia della larghezza di 3,50 m per senso di marcia, fiancheggiata da ambo i lati da banchine laterali larghe 1,00 m ciascuna (Tabella 9 D.M. 19/04/2006).

Le rampe di uscita in affiancamento alla S.S.189 esistente hanno una larghezza della corsia specializzata di 3,50 m e banchine di 1,75 m, in conformità al D.M. 19/04/2006 (Tabella 5 e 9)

Le tre rotatorie previste in progetto, aventi diametro esterno di 40 m, prevedono una corona giratoria di 6,00 m, banchina interna di 1,00 m e banchina esterna di 0,50 m, in conformità al D.M. 19/04/2006 (Tabella 6).

Il viadotto in progetto sul ramo R04 tra le rotatorie 1 e 2, denominato Platani 1, ha un impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su 4 campate lunghe 55 m, 69 m, 69 m e 55 m, per una lunghezza complessiva di 248 m (in asse appoggi). L'asse planimetrico dell'impalcato è curvo con raggio di curvatura circa uguale a 520 m.

Riassumendo in maniera schematica lo svincolo risulta così articolato:

### SV.01

- R.01, rampa di uscita da SS189 in direzione Agrigento (L=133,75 m);
- R.02, rampa di immissione su SS189 in direzione Agrigento (L=58,86 m);
- R.10, rampa di uscita da SS189 in direzione Palermo (L=147,821 m), preceduta da una corsia di decelerazione (L=161,091);
- R.11, rampa di immissione da SS189 in direzione Palermo (L=73,62 m).

### SV.02

- RT.01, rotatoria di raggio pari a 20 m, posta in destra idraulica del fiume Platani;
- R.03, ramo di lunghezza pari a 130,65 m, di collegamento tra la rotatoria RT.01 e la rampa R.01;

- R.04, ramo di collegamento tra le due rotatorie RT.01 e RT.02, ubicate sulle sponde opposte del fiume Platani, presenta una lunghezza di 305,04 m ed è comprensiva del nuovo viadotto in progetto;
- R.05, ramo di collegamento tra la rotatoria RT.01 e la S.P. 58 (L=180,10 m);
- S.01, accesso privato di lunghezza pari a 193,995 m.

### SV.03

- RT.02, rotatoria di raggio pari a 20 m, posta in sinistra idraulica del fiume Platani;
- R.07, ramo di lunghezza pari a 139,70 m, di collegamento tra la rotatoria RT.02 e la strada provinciale per Mussomeli;
- R.06, ramo di lunghezza pari a 552,56 m che collega le rotatorie RT.02 e RT.03, ubicate sulla sponda Est del fiume Platani;
- S.02, accesso privato di lunghezza pari a 155,596 m.

### SV.04

- RT.03, rotatoria di raggio pari a 20 m, posta in sinistra idraulica del fiume Platani;
- R.06, ramo di lunghezza pari a 552,56 m che collega le rotatorie RT.02 e RT.03, ubicate sulla sponda Est del fiume Platani;
- R.08, ramo di lunghezza pari a 104,80 m, di collegamento tra la rotatoria RT.03 e la SP26 in direzione Vallelunga;
- R.09, ramo di lunghezza pari a 82,77 m, di collegamento tra la rotatoria RT.03 e la S.S 189.

### 3.5.1 Tratti in rilevato

#### **Sezione in rilevato con scarpate in terra**

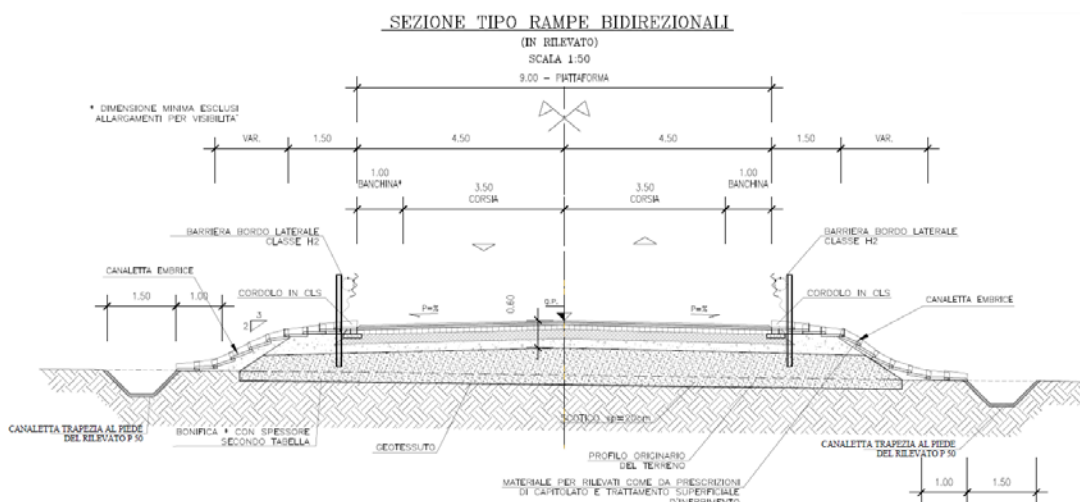
Nei tratti in rilevato in rettilineo, il sistema di drenaggio avrà le caratteristiche di seguito descritte (si vedano le tavole T00ID01IDRST02 e T00ID01IDRST05).

Rilevato con scarpata naturale

In rilevato l'elemento marginale è costituito da un arginello di larghezza 1.50 m, all'interno del quale è prevista l'installazione della barriera di sicurezza di tipo metallica: la delimitazione dell'arginello dalla piattaforma stradale è realizzato mediante un cordolino bituminoso di altezza 7 cm dal piano viario.

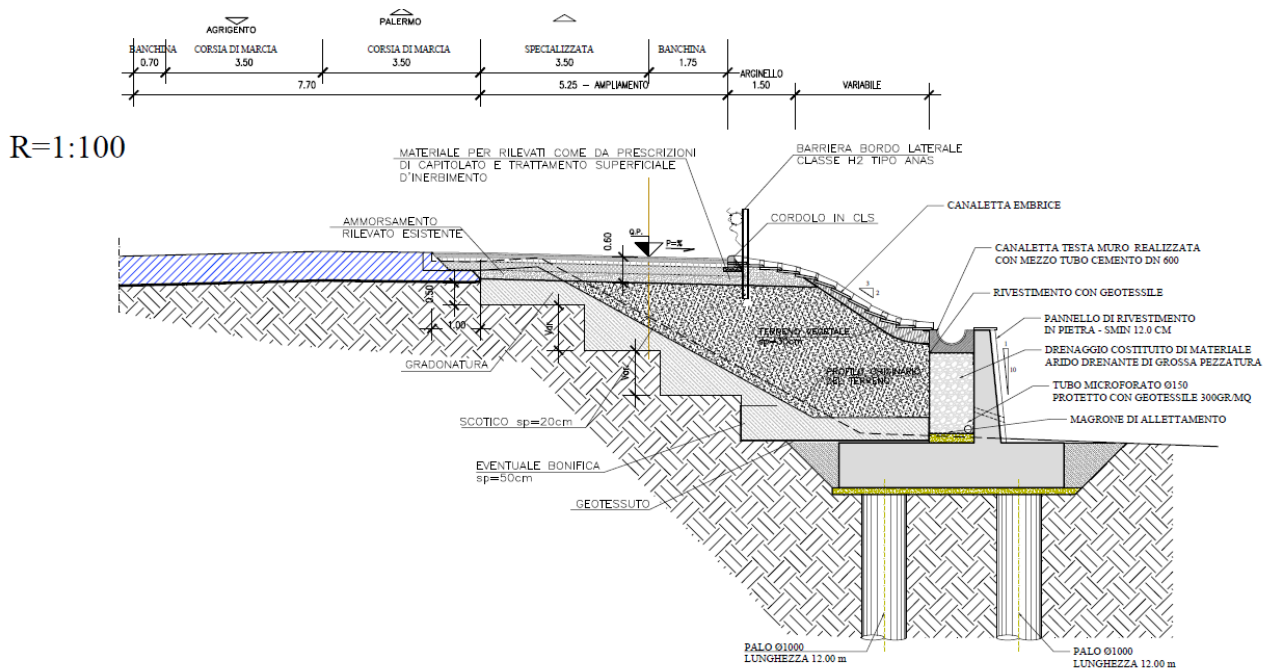
Le scarpate saranno profilate con pendenza 3/2 (orz./vert.), con strato di vegetale di spessore medio 30 cm inerbito mediante idrosemina, che si rastrema in corrispondenza dell'arginello e sostituito da materiale stabilizzato compattato, al fine di garantire la corretta infissione della barriera in un materiale che ne permetta il corretto funzionamento in caso di urto.

La raccolta acque in rilevato è gestita mediante canalette tipo embrice, posizionate lungo la scarpata, che convogliano le acque di piattaforma al piede del rilevato in canalette trapezoidali rivestite.



### Sezione in rilevato con muro sottoscarpa

Laddove necessario, al fine di contenere l'ingombro del rilevato, sono previste opere di sostegno di sottoscarpa (tav. T00ID01IDRST01). Lo smaltimento delle acque di piattaforma avviene attraverso canalette tipo embrice, posizionate lungo la scarpata, che rilasciano le acque al piede del rilevato – testa muro in canalette costituite da tubi in cemento tagliati a metà del DN 60 cm. Il mezzo tubo viene posato su di un massetto di spessore 20 cm in CLS classe C25/30 che avvolge il manufatto. La canaletta testa muro convoglia le acque di piattaforma, secondo la pendenza del profilo del muro (normalmente parallelo al profilo asse strada) verso i presidi idraulici di trattamento.



### 3.5.2 Tratti in trincea

#### **Sezione in trincea con scarpate in terra o con muri di controripa**

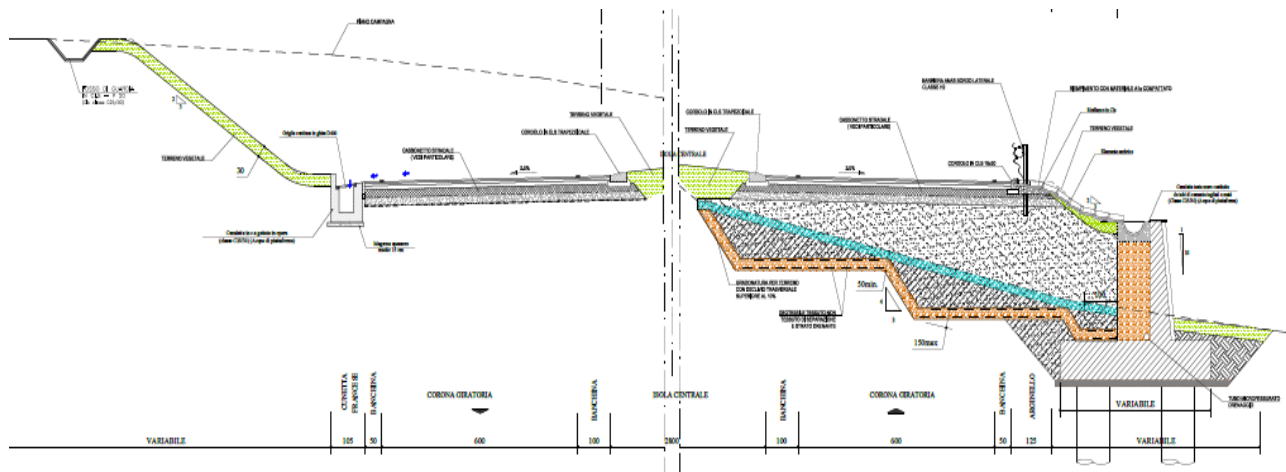
Nei tratti in trincea le scarpate sono scavate con pendenza al 3/2 (orizz./vert.). Le scarpate sono rivestite con uno strato di vegetale di 30 cm inerbite con idrosemina.

Le acque meteoriche vengono raccolte mediante cunette laterali di larghezza complessiva 100 cm; ad interasse tale da impedire l'allagamento delle banchine (compreso tra 5 m e 24 m in relazione alla pendenza dell'asse stradale vedi paragrafo seguente), è prevista l'intercettazione delle acque in superficie tramite pozzetti prefabbricati ispezionabili, in conglomerato cementizio vibrato con altezza variabile e dimensione in pianta 60x60 cm, attrezzati con caditoie grigliate in ghisa sferoidale classe D 400. Le tubazioni ed i pozzetti vengono posti in asse alla banchina.

Le acque intercettate dai pozzetti sono raccolte dal sistema di collettamento principale, costituito da tubazioni in PEad, corrugate esternamente e con parete interna liscia, realizzate per coestrusione a doppia parete, di classe di rigidità  $SN= 8 \text{ kN/m}^2$ , di diametro nominale compreso tra 315 mm e 630 mm. La posa in opera dei collettori avviene mediante scavo a sezione obbligata e successiva realizzazione del letto di posa, del rinfiacco e del rinterro mediante materiale granulare arido ben costipato.

In prossimità della rotonda 2, nel tratto terminale in scavo, viene prevista una canaletta con griglia continua 30x30, classe D400, che in relazione alle basse pendenze longitudinali dell'asse strada, consente di raccogliere tutte le acque generate nella piattaforma del tratto a monte, in assoluta sicurezza senza invasione di acque sulle banchine.





In testa alla scarpata viene sempre previsto un fosso di guardia rivestito in cls di larghezza minima totale di 150 cm, a protezione del tratto stradale in trincea dalle acque di versante.

In presenza di muri di controripa, si mantiene il sistema di raccolta acque di piattaforma con cunetta alla "Francese" bordo banchina, mentre per la raccolta delle acque di scarpata si prevede al piede della scarpata in trincea, proprio a ridosso della testa muro, una canaletta trapezia rivestita in cls normalmente a passo 30 o 50 cm.

### 3.5.3 Opere idrauliche lineari – Canalette al piede del rilevato e Fossi di guardia in trincea

La continuità della rete di raccolta delle acque di versante e di raccolta delle acque di scarpata, definite acque bianche, che non verranno mai a contatto con le acque di piattaforma, viene assicurata dalla successione di fossi di guardia, canalette al piede del rilevato (opere idrauliche lineari) ed elementi di raccordo tra monte e valle del corpo stradale tramite tubazioni o tombini di adeguato diametro.

In tutta la trattazione che segue vengono definiti:

- Fossi di guardia, gli elementi di raccolta a sezione trapezia inseriti nei tratti stradali in trincea-scavo, subito a monte della scarpata in scavo; la loro funzione è quella di

raccogliere le acque di versante provenienti da monte ed evitare che invadano la piattaforma stradale;

- Canalette al piede del rilevato, gli elementi di raccolta a sezione trapezia, inserite nei tratti in cui il corpo stradale è in rilevato, esse provvedono a raccogliere le acque meteoriche che si abbattono e scorrono sulla scarpata del rilevato stradale e le eventuali acque di versante provenienti dal versante scolante da monte;

La continuità della rete delle canalette trapezie sino al recapito finale è garantita da tombini di attraversamento del corpo stradale a sezione circolare, in calcestruzzo, di diametro minimo 1000 mm ovvero da tombini scatolari in C.A. a sezione rettangolare minima 2,00 x 2,00 m.

### **Tratti in rilevato**

La raccolta delle acque di versante nei tratti in rilevato è realizzata mediante canalette trapezie poste al piede del rilevato stradale. Le canalette al piede del rilevato nella parte in cui il versante di monte pende verso il corpo stradale, raccolgono le acque ruscellanti dal versante e le acque meteoriche che si abbattono sulla scarpata in rilevato, mentre nella parte di valle intercettano le sole acque bianche che provengono dalla scarpata in rilevato.

Le canalette trapezie al piede del rilevato in progetto hanno ordinariamente dimensioni con passo 30 e 50 cm e sono realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo vibro-compresso ed armati aventi spessore di 6 cm e lunghezza di 80-100 cm (identificativo CP nelle planimetrie idraulica di piattaforma).

### **Tratti in scavo**

Come per le canalette al piede del rilevato, i fossi di guardia hanno dimensioni ordinarie passo 30 o 50 ed in alcuni casi 80 cm.

Normalmente sono realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, ed hanno spessore di 6 cm e larghezza di 50-80 cm (identificativo FG per i fossi).

### 3.6 Portate di drenaggio delle acque meteoriche e prima pioggia sulla piattaforma stradale

L'intero asse stradale è stato suddiviso in tratte elementari, con riferimento al modello di schema elementare di drenaggio di cui al paragrafo precedente.

La portata meteorica di ciascuna tratta elementare è stata calcolata applicando il metodo razionale secondo la seguente espressione:

$$x_Q = \frac{\phi \cdot h \cdot S}{60 \cdot t_c}$$

- Essendo:
- $X_Q$  [l/s] = Portata al colmo di piena ;
  - $S$  [m<sup>2</sup>] = Superficie del bacino scolante;
  - $h$  [mm] = Altezza di pioggia per un tempo pari a quello di corrivazione;
  - $t_c$  [min] = Tempo di corrivazione del bacino
  - $\phi$  = Coefficiente medio di deflusso.

Per il calcolo del tempo di corrivazione si è adottata la formula consigliata dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland ("Le Opere idrauliche nelle costruzioni stradali" L. Da Deppo e C. Datei):

$$t_c = \frac{26,3 \cdot (L / K_s)^{0,6}}{j^{0,4} * i^{0,3}}$$

Avendo posto:

- $t_c$  [s] = Tempo di corrivazione del bacino
- $L$  [m] = Lunghezza della cunetta o della superficie scolante ;
- $K_s$  [m<sup>1/3</sup> /s] = Coefficiente di scabrezza secondo Gauckler- Strickler;
- $J$  [m/h] = Intensità di precipitazione;

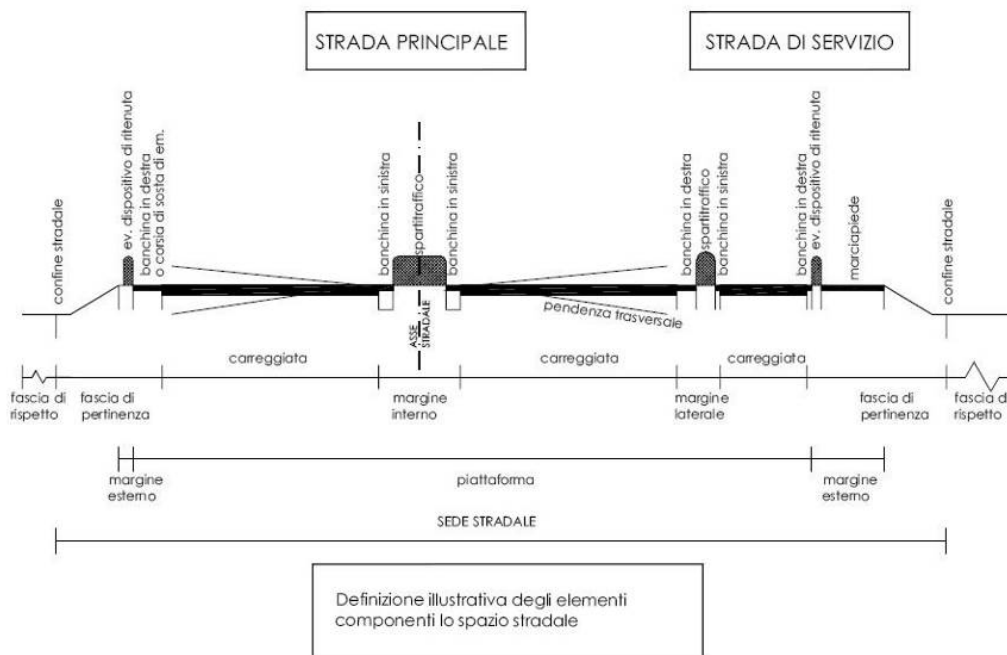
$i [m/m] =$  Pendenza media della superficie scolante.

Per il calcolo dell'intensità di precipitazione si fa riferimento alle curve di possibilità pluviometrica delle piogge di breve durata, elaborate per un tempo di ritorno di 25 anni nei tratti in rilevato e 50 anni nei tratti in scavo, riportate nello studio idrologico per la stazione idrometrica di Mussomeli:

$$h [mm] = 8,08 t^{0,386} [t \text{ in minuti}] \quad t \leq 1 \text{ ora.}$$

$$h [mm] = 9,10 t^{0,386} [t \text{ in minuti}] \quad t \leq 1 \text{ ora.}$$

Per il calcolo del coefficiente di deflusso medio da assegnare ad una carreggiata, si sono considerati i singoli elementi componenti la piattaforma stradale, ciascuno con il proprio coefficiente, secondo la seguente tabella.



**ASSE PRINCIPALE CON RAMPA IN AFFIANCAMENTO**

**ELEMENTI DELLA SEDE STRADALE - RILEVATO**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	3,50	0,95
Corsia specializzata	3,50	0,95
Banchina	1,75	0,95
Ciglio in rilevato - Arginello		
<b>RILEVATO IN RETTO</b>	<b>8,75</b>	<b>0,95</b>

**RAMPE/RAMI MONODIREZIONALI**

**ELEMENTI DELLA SEDE STRADALE - TRINCEA**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	4,00	0,95
Banchina Sinistra	1,00	0,95
Banchina Destra	1,00	0,95
Cunetta Sinistra	1,00	0,95
Cunetta Destra	1,00	0,95
Striscia servizi		
Scarpata trincea in scavo		
<b>SCAVO IN RETTO</b>	<b>8,00</b>	<b>0,95</b>

**RAMPE/RAMI MONODIREZIONALI**

**ELEMENTI DELLA SEDE STRADALE - RILEVATO**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	4,00	0,95
Banchina Sinistra	1,00	0,95
Banchina Destra	1,00	0,95
<b>RILEVATO IN RETTO</b>	<b>6,00</b>	<b>0,95</b>

**RAMPE/RAMI BIDIREZIONALI**

**ELEMENTI DELLA SEDE STRADALE - TRINCEA**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	3,50	0,95
Banchina	1,00	0,95
Cunetta	1,00	0,95
<b>SCAVO IN RETTO</b>	<b>5,50</b>	<b>0,95</b>
<b>SCAVO IN CURVA</b>	<b>11,00</b>	<b>0,95</b>

**RAMPE/RAMI BIDIREZIONALI**

**ELEMENTI DELLA SEDE STRADALE - RILEVATO**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	3,50	0,95
Banchina	1,00	0,95
<b>RILEVATO IN RETTO</b>	<b>4,50</b>	<b>0,95</b>
<b>RILEVATO IN CURVA</b>	<b>9,00</b>	<b>0,95</b>

**STRADELOCALI - RILEVATO**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	2,00	0,95
Banchina		
Ciglio in rilevato - Arginello		
<b>RILEVATO IN RETTO</b>	<b>2,00</b>	<b>0,95</b>
<b>RILEVATO IN CURVA</b>	<b>4,00</b>	<b>0,95</b>

**STRADELOCALI - SCAVO**

Elementi della piattaforma stradale	Lunghezza (m)	Coef. Deflusso
Corsia di marcia	2,00	0,95
Banchina	0,72	0,95
Ciglio in rilevato - Arginello		
<b>SCAVO IN RETTO</b>	<b>2,72</b>	<b>0,95</b>
<b>SCAVO IN CURVA</b>	<b>5,44</b>	<b>0,95</b>

Nei tabulati seguenti, si riportano per ogni singola tratta elementare di calcolo, sezione idraulica riportata nella planimetria dei bacini, individuata da progressiva di inizio e fine, la sua larghezza, lunghezza, gli elementi per la definizioni geometrica della scarpata che scarica le acque sugli elementi marginali, pendenza longitudinale media della strada, coefficiente di scabrezza, tempo di corrivazione, altezza e intensità di pioggia, area tributaria della sezione, coefficiente udometrico e portata meteorica al colmo di piena, per un tempo di ritorno di 25 anni per i tratti in rilevato e 50 anni per i tratti in scavo.

Nello stesso tabulato, per ogni tratta elementare, sotto la dizione "Sezione intermedie", si sono individuate le tratte idraulicamente più svantaggiate di cunette francesi, tubazioni e cunette al piede del rilevato. Nelle sezioni terminali di queste tratte, si sono determinate le portate competenti, come prodotto delle aree scolanti da monte per il coefficiente udometrico della tratta elementare stessa. Vengono riportati i tabulati di calcolo delle acque di piattaforma per i tratti in elaborati con Tr= 50 anni. Mentre per i tratti in rilevato con scarpata, in rilevato con muri e nei tratti su viadotto con Tr = 25 anni.

## PORTATE ACQUE DI PIATTAFORMA - METODO RAZIONALE

$$x_Q = \frac{\phi \cdot h \cdot S}{60 \cdot t_c}$$

Essendo :  
X<sub>Q</sub> [l/s] = Portata al colmo  
S [m<sup>2</sup>] = Superficie del bacino  
h [mm] : Altezza di pioggia per t<sub>c</sub>  
t<sub>c</sub> [min] Tempo di corrivazione del bacino  
φ = Coefficiente medio di deflusso

### CALCOLO TEMPO DI CORRIVAZIONE

Formula adottata dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, per il calcolo del tempo di corrivazione per le cunette :

$$t_c = \frac{26,3 \cdot (L / K_s)^{0,6}}{j^{0,4} \cdot i^{0,3}}$$

Essendo : t<sub>c</sub> [s]: Tempo di corrivazione  
L [m] : Lunghezza della cunetta o della superficie scolante  
K<sub>s</sub> [m<sup>1/3</sup>/s] : Coefficiente di scabrezza secondo Gauckler- Strickler  
J [m/h] : Intensità di precipitazione  
i [m/m] : Pendenza media della superficie scolante

### CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

Per il calcolo dell'intensità di precipitazione oraria si fa riferimento all'equazione degli scrosci di breve durata (Pioggia intensa).

Per l'area in esame si è assunta la curva elaborata per la :

Stazione Pluviometrica Mussomeli

con :  $h = a t^n$       0,04      a [mm/t<sup>n</sup>] = 9,10      n = 0,386      Tr = 50 anni  
h [mm] = millimetri di pioggia      t [m] = tempo in minuti primi





Tabella di calcolo portate - Acque di Piattaforma - TRATTI IN RILEVATO (Canalette laterali)

SEZIONE DI CALCOLO				Sede stradale			Scarpata o altro			Area	Coef. medio	Coef. Scabrezza	Pendenza	Tempo di	Tempo di	Intensità	Altezza	U = X <sub>Q</sub> /S	Portata	Portata	
Tratto Corsia	Sezione idraulica	Progressiva iniziale	Progressiva finale	Lunghezza tratta L	Larghezza tratta B	Area aggiuntiva [mq]	Coef. medio deflusso φ	Lung. tratta L <sub>s</sub>	Larghezza pianta B <sub>s</sub>	Coef. medio deflusso φ <sub>s</sub>	Σ L x B [mq]	Σ φ <sub>s</sub> A <sub>s</sub> /Σ A <sub>s</sub>	K <sub>s</sub> [m <sup>1/3</sup> /s]	media area scolante i [m/m]	corrivazione calcolato t <sub>c</sub> [min]	corrivazione adottato t <sub>c</sub> [min]	J [mm/h]	h (t <sub>c</sub> ) [mm]	Coef. udometrico [l/s mq]	X <sub>Q</sub> [l/s]	Q <sub>n</sub> [l/s]
<b>Svincolo</b>																					
<b>Rampa 11 - Muri</b>																					
DX da sez.1 a sez.3		0+000	0+037	37,50	6,00		0,95	37,50	2,70	0,40	326,21	0,78	70,00	0,00696	2,03	5,00	203,2	16,94	0,044	14,4	
DX da sez.6 a sez.3		0+074	0+037	36,13	6,00		0,95	36,13	2,70	0,40	314,29	0,78	70,00	0,00737	1,92	5,00	203,2	16,94	0,044	13,8	
CTM Rampa 11	R1	0+000	0+074	73,62	6,00		0,95	73,62	2,70	0,40	640,50	0,78	70,00	0,00696	3,47	5,00	203,2	16,94	0,044	28,2	2,8
<b>Rampa 10 - Muri</b>																					
CTM Rampa 10	R2	0+230	0+270	40,00	6,00		0,95	40,00	3,01	0,40	360,40	0,77	70,00	0,00952	1,88	5,00	203,2	16,94	0,043	15,6	1,5
<b>Decelerazione - Muri</b>																					
Tratto Rampa 10		0+230	0+190	40,00	8,75		0,95	40,00	2,75	0,40	460,00	0,82									
Tratto corsia decelerazione		0+190	0+120	70,00	8,75		0,95	70,00	2,75	0,40	805,00	0,82									
CTM Decelerazione	R3	0+230	0+120	110,00	8,75		0,95	110,00	2,75	0,40	1265,00	0,82	70,00	0,00757	4,61	5,00	203,2	16,94	0,046	58,5	5,8
Scarico canaletta testa muro su tombino esistente																					
CTM Decelerazione	R4	0+120	0+000	120,00	8,75		0,95	120,00	2,75	0,40	1380,00	0,82	70,00	0,01057	4,33	5,00	203,2	16,94	0,046	63,8	
<b>Rampa 1 - Canalette</b>																					
CP - DX	R5	0+095	0+000	95,00	6,00	249,55	0,95	95,00	5,31	0,40	1324,00	0,74	70,00	0,01244	3,37	5,00	203,2	16,94	0,042	55,3	5,4
<b>Rampa 10 - Canalette</b>																					
CTM Rampa 10		0+230	0+190	40,00	6,00		0,95	40,00	2,75	0,40	350,00	0,78									
Tratto Rampa 10		0+270	0+300	30,00	4,50		0,95	30,00	1,38	0,40	176,40	0,82									
CP - DX	R6			70,00	5,36		0,95	70,00	2,16	0,40	526,40	0,79	70,00	0,00636	3,45	5,00	203,2	16,94	0,045	23,5	2,3
<b>Rampa 2 - Canalette</b>																					
CP - DX	R7	0+000	0+059	58,86	6,00	329,34	0,95	58,86	1,38	0,40	763,73	0,89	70,00	0,00999	2,51	5,00	203,2	16,94	0,050	38,4	3,8
<b>Rotatoria 1</b>																					
<b>Rotatoria - Canalette</b>																					
Tratto Ramo 5 sez.d		0+084	0+163	79,50	5,50		0,95	79,50	5,10	0,40	842,70	0,69									
Tratto Rotatoria 1		0+100	0+107	6,81	3,05		0,95	6,81	1,85	0,40	33,39	0,74									
CP - DX	R8			86,31	5,31		0,95	86,31	4,84	0,40	876,09	0,69	70,00	0,06387	1,63	5,00	203,2	16,94	0,039	34,0	3,3
Tratto Ramo 3		0+060	0+108	48,38	9,00		0,95	48,38	1,46	0,40	506,05	0,87									
Tratto Rotatoria 1		0+033	0+054	21,89	3,05		0,95	21,89	2,19	0,40	114,68	0,72									
CP - SX	R9			70,27	7,15		0,95	70,27	1,69	0,40	620,73	0,84	70,00	0,04976	1,53	5,00	203,2	16,94	0,048	29,6	2,9
CTM Rotatoria 1	R10	0+000	0+025	24,81	3,05		0,95	24,81	3,63	0,40	165,72	0,65	70,00	0,02634	0,86	5,00	203,2	16,94	0,037	6,1	0,6
<b>Rotatoria 2</b>																					
<b>Ramo 7 - Canalette</b>																					
CP - SX	R11	0+114	0+050	64,02	9,00		0,95	64,02	2,92	0,40	763,06	0,82	70,00	0,00424	3,78	5,00	203,2	16,94	0,046	35,1	3,5
<b>Rotatoria 2</b>																					
CTM Rotatoria 2	R13	0+080	0+107	26,81	3,05		0,95	26,81	3,31	0,40	170,54	0,66	70,00	0,00100	3,36	5,00	203,2	16,94	0,038	6,4	0,6
<b>Viabilità secondaria S.02</b>																					
Tratto Rotatoria 2		0+080	0+054	25,53	3,05		0,95	25,53	2,99	0,40	154,20	0,68									
CP - SX	R14	0+060	0+125	64,87	4,00	154,20	0,95	64,87	3,43	0,40	636,17	0,76	70,00	0,03659	1,62	5,00	203,2	16,94	0,043	27,2	2,7
<b>Rotatoria 3</b>																					
<b>Ramo 8 - Canalette</b>																					
CP - DX	R15	0+030	0+080	50,00	4,50		0,95	50,00	1,77	0,40	313,50	0,79	70,00	0,01530	1,86	5,00	203,2	16,94	0,045	14,1	1,4
CP - SX	R16	0+080	0+040	40,00	4,50		0,95	40,00	1,93	0,40	257,20	0,78	70,00	0,02050	1,39	5,00	203,2	16,94	0,044	11,4	1,1
<b>Rotatoria 3</b>																					
CP - DX	R17	0+080	0+107	26,55	3,05		0,95	26,55	3,73	0,40	180,00	0,65	70,00	0,00100	3,33	5,00	203,2	16,94	0,037	6,6	0,6

Tabella di calcolo portate - Acque di Piattaforma su VIADOTTI-

SEZIONE DI CALCOLO				Sede stradale			Scarpata o altro			Area	Coef. medio	Coef. Scabrezza	Pendenza	Tempo di	Tempo di	Intensità	Altezza	U = X <sub>Q</sub> /S	Portata	Portata	
Tratto Corsia	Sezione idraulica	Progressiva iniziale	Progressiva finale	Lunghezza tratta L	Larghezza tratta B	Area aggiuntiva [mq]	Coef. medio deflusso φ	Lung. tratta L <sub>s</sub>	Larghezza pianta B <sub>s</sub>	Coef. medio deflusso φ <sub>s</sub>	Σ L x B [mq]	Σ φ <sub>s</sub> A <sub>s</sub> /Σ A <sub>s</sub>	K <sub>s</sub> [m <sup>1/3</sup> /s]	media area scolante i [m/m]	corrivazione calcolato t <sub>c</sub> [min]	corrivazione adottato t <sub>c</sub> [min]	J [mm/h]	h (t <sub>c</sub> ) [mm]	Coef. udometrico [l/s mq]	X <sub>Q</sub> [l/s]	Q <sub>n</sub> [l/s]
<b>Viadotto</b>																					
SX	aa	0+020	0+080	60,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	540	0,95	70,00	0,06023	1,33	5,00	180,5	15,04	0,048	25,7	2,9
SX	bb	0+020	0+100	80,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	720	0,95	70,00	0,06544	1,62	5,00	180,5	15,04	0,048	34,3	3,8
SX	cc	0+020	0+140	120,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	1.080	0,95	70,00	0,07488	2,12	5,00	180,5	15,04	0,048	51,4	5,7
SX	dd	0+020	0+170	150,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	1.350	0,95	70,00	0,07469	2,53	5,00	180,5	15,04	0,048	64,3	7,1
SX	ee	0+020	0+220	200,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	1.800	0,95	70,00	0,07661	3,15	5,00	180,5	15,04	0,048	85,7	9,5
SX	ff	0+020	0+240	220,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	1.980	0,95	70,00	0,06931	3,54	5,00	180,5	15,04	0,048	94,3	10,5
SX	gg	0+020	0+290	270,00	9,00		0,95	0,00	0,00	0,00	2.430	0,95	70,00	0,05310	4,63	5,00	180,5	15,04	0,048	115,7	12,8

### 3.7 Calcolo interasse embrici in rilevato e caditoie su cunetta tipo "Francese" nei tratti in trincea.

Il dimensionamento dell'interasse da assegnare alle caditoie stradali nei tratti in viadotto, ovvero alle canalette ad embrice, nei tratti in rilevato, viene determinato imponendo, che a fronte di uno scroscio di pioggia, con tempo di ritorno di 25 anni, non si abbia sul margine esterno della banchina un velo liquido di larghezza maggiore o uguale ad 1 m.

Con riferimento ad una carreggiata di larghezza L (m), fissato l'interasse p (m), la superficie scolante  $\Omega = L p$  (mq), caratterizzata da un coefficiente di deflusso  $\phi$ , in occasione di un evento meteorico di intensità J (mm/ora), genera una portata:

$$Q \text{ (l/s)} = \phi \Omega J / 3600.$$

Dobbiamo verificare che la lama liquida di tirante h e portata Q che scorre sulla banchina, entro una sezione triangolare di altezza totale hac, contro il cordolo, e lato inclinato della pendenza trasversale della banchina, con una pendenza motrice pari a quella longitudinale della strada, deve essere contenuta entro la banchina con una larghezza massima di 1 m.

Il moto che si instaura nelle banchine e nelle cunette durante la pioggia è, a stretto rigore, un moto vario a superficie libera, con incremento di portata costante per unità di lunghezza.

Pur tuttavia, considerato che l'impegno di calcolo sarebbe eccessivo rispetto all'importanza del problema, si effettuano le verifiche nell'ipotesi di moto uniforme.

Sotto tale ipotesi la formula della portata, utilizzando l'equazione di continuità e l'espressione di Chezy per la velocità, si scrive:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

essendo:

$Q$  [l/s] = Portata;

$S$  [m<sup>2</sup>] = Area della sezione idraulica ;

$\chi = c R^{(1/6)}$  [m<sup>0.5</sup>/sec] = Coefficiente di resistenza secondo Gauckler- Strickler;

$c$  [m<sup>1/3</sup> /s] = Indice di scabrezza secondo Gauckler- Strickler;

$R$  [m] = Raggio idraulico;

$i$  [m /m] = Pendenza di fondo del canale.

### *Caditoie a griglia a salto sul fondo*

Le caditoie a salto sul fondo scaricano la portata nel sottostante pozzetto che generalmente è protetto da una griglia, le cui barre, per motivi di efficienza idraulica sono ordinariamente disposte nel senso della corrente.

Rispetto alle condizioni teoriche, la capacità massima di drenaggio della caditoia a griglia, può essere ridotta per effetto dell'aggiramento laterale all'esterno dell'impronta della griglia, avendo trascurato la portata compresa tra cordolo e la prima barra.

Pertanto nelle successive elaborazioni vengono calcolate la capacità di drenaggio della caditoia intesa come portata massima per assegnato tirante idrico sulla caditoia e la effettiva efficienza e /o rendimento della caditoia.

Il calcolo della portata massima della caditoia a griglia viene effettuato con la formula di ASCE e WEF (Manuale ASCE, 1992)

$$Q = 1,66 P h^{3/2}$$

essendo:

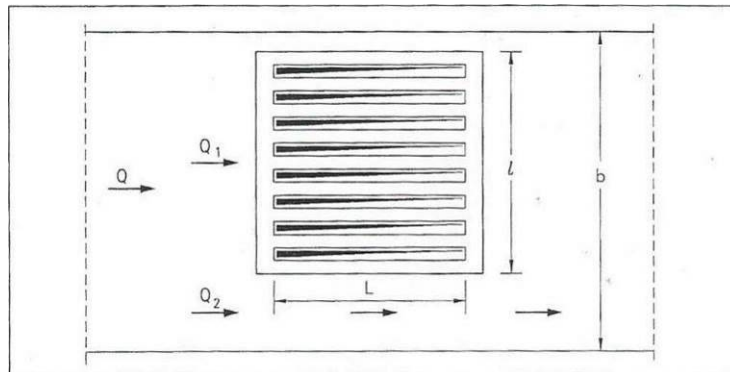
$Q$  [mc/s] = Portata;

$P$  [m] = Perimetro idraulicamente attivo  $P=2*(L+B-n s)$  ;

- L [m] = Lunghezza della caditoia lungo la corrente;
- B [m] = Larghezza della caditoia ;
- n = Numero di barre della griglia;
- s [m] = Spessore delle barre della griglia;
- h [m] = Tirante della corrente idrica a monte della caditoia a salto;

Efficienza e rendimento (Da Deppo e Datei, 1999 *Le opere Idrauliche nelle costruzioni stradali*)

Con riferimento alla figura, l'efficienza di una caditoia è data dal rapporto tra la portata intercettata  $Q_1$  e quella totale  $Q$  proveniente da monte. L'efficienza dipende, oltre che dalle dimensioni e tipo della bocca o della grata che controlla l'afflusso, dal valore della portata  $Q$  e da quello delle pendenze trasversale e longitudinale della strada.



Ove si consideri una cunetta laterale a sezione triangolare, avendo indicato con  $B$  la larghezza della grata, se si ipotizza che la portata  $Q_1$  fluente nella larghezza  $B$  affluisca alla caditoia e che quella  $Q_2$  fluente nella larghezza  $b-B$  prosegua a valle, l'efficienza assume la seguente espressione:

$$E_f = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \frac{Q_2}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{B}{b}\right)^{\frac{3}{2}}$$

La portata  $Q$  della cunetta si suddivide, dunque, in una  $Q_1$  che investe frontalmente la caditoia e una  $Q_2$  che prosegue. Tale equazione dà la misura della efficienza nell'ipotesi che la portata  $Q_1$  venga catturata integralmente. Questa situazione può però non verificarsi quando la velocità  $v$  di afflusso della corrente idrica sia maggiore di un valore limite  $v_0$ , al di sopra del quale una parte della corrente oltrepassa la grata. Il valore limite  $v_0$  dipende, oltre che dalla lunghezza  $L$  della grata, dalla sua configurazione. A titolo indicativo si danno le relazioni seguenti ottenute dalla elaborazione di rilievi sperimentali con  $v_0$  in m/s e  $L$  in m:

- per grate a barre normali alla direzione della corrente:

$$v_0 = 1.86 L^{0.79}$$

- per grate a barre parallele alla direzione della corrente:

$$v_0 = 2.54 L^{0.51}$$

Indicata con  $Q^*_1$  (frazione di  $Q_1$ ) la portata frontale captata dalla grata, accanto all'efficienza della caditoia data ora da  $E_1 = Q^*_1 / Q$ , può definirsi come *efficienza o rendimento  $R_1$  della grata* il rapporto  $R_1 = Q^*_1 / Q$ ; ed è  $R_1 = 1$  quando la frazione  $Q_1$  defluente nella larghezza  $B$  sia integralmente catturata dalla grata. Questo accade quando la velocità  $v$  sia minore (o eguale) alla velocità limite  $v_0$  secondo la relazione (sperimentale) seguente:

$$R_1 = \frac{Q^*_1}{Q_1} = 1 - 0.3(v - v_0)$$

ovviamente con  $R_1 = 1$ , e  $Q^*_1 = Q_1$  per  $v \leq v_0$ .

La portata laterale  $Q_2$  che sfugge alla cattura, data anch'essa come rapporto a  $Q$ , è allora data dalla semplice formula:

$$\frac{Q_2}{Q} = 1 - E_f$$

Anche una parte della portata laterale  $Q_2$  può però essere catturata dalla grata in funzione dei

valori della velocità  $v$  e della lunghezza  $L$ . Indicala con  $Q_2^*$  la portata derivata, il rendimento  $R_2$  rispetto a  $Q_2$  è dato dalla relazione :

$$R_2 = \frac{Q_1^*}{Q_2} = \left(1 + \frac{0,0092v^{1,6}}{L^{2,2}}\right)^{-1}$$

L'efficienza totale della grata può darsi allora nella seguente forma:

$$E = \frac{Q_1^* + Q_2^*}{Q} = R_1 E_f + R_2 (1 - E_f).$$

Dall'analisi dei tabulati di calcolo, di seguito riportati, risulta:

- **Verifica interasse embrici in rilevato - Asse principale con rampa di affiancamento:**
  - o Un tratto di carreggiata stradale di larghezza 8,75 m e lunghezza pari all'interasse di 6m, pendenza trasversale del 2,5%, caratterizzato da un coefficiente medio di deflusso  $\phi = 0,95$ , per effetto di uno scroscio con tempo di ritorno di 25 anni e curva di possibilità pluviometrica  $h = 8,08 t^{0,386}$  genera, nel tratto terminale del tronco esaminato, per una durata di 5 minuti una portata rispettivamente di 2,50 l/s. Questi valori di portata, determinano sulla banchina una altezza del tirante  $h_b$  (cm) sul cordolo stradale, e un'invasione della banchina  $L_b$ (m), sempre a partire dal cordolo, che risultano decrescenti all'aumentare della pendenza longitudinale della strada da 0,74% a 1,23%, ma sempre inferiori a valori massimi (velo d'acqua massimo sulla banchina  $L_b$ (m)<1,0 m). Efficienza complessiva di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità (Portata scaricabile / portata scaricata embrice);
- **Verifica interasse embrici in rilevato – Rampa monodirezionale:**
  - o Un tratto di carreggiata stradale di larghezza 6,00 m e lunghezza pari all'interasse di 3m, pendenza trasversale del 2,5%, caratterizzato da un coefficiente medio di deflusso  $\phi = 0,95$ , per effetto di uno scroscio con tempo di ritorno di 25 anni e curva di possibilità

pluviometrica  $h = 8,08 t^{0,386}$  genera, nel tratto terminale del tronco esaminato, per una durata di 5 minuti una portata rispettivamente di 0,86 l/s. Questi valori di portata, determinano sulla banchina una altezza del tirante  $h_b$  (cm) sul cordolo stradale, e un'invasione della banchina  $L_b$ (m), sempre a partire dal cordolo, che risultano decrescenti all'aumentare della pendenza longitudinale della strada da 0,05% a 0,10%, ma sempre inferiori a valori massimi (velo d'acqua massimo sulla banchina  $L_b$ (m) < 1,0 m). Efficienza complessiva di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità (Portata scaricabile / portata scaricata embrice);

- Aumentando l'interasse a 6m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 1,71 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 6 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,1% fino al valore massimo dello 0,6%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;
- Aumentando l'interasse a 8m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 2,29 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 8 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,6% fino al valore massimo dello 1,2%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;
- Aumentando l'interasse a 12m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 3,43 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 12 m si applica per pendenze

longitudinali asse strada, da 1,20% fino al valore massimo dell'2,20%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;

- Aumentando l'interasse a 18m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 5,14 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 18 m si applica per pendenze longitudinali asse strada maggiori del 2,20%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità.

- **Verifica interasse embrici in rilevato – Rampa bidirezionale:**

- Un tratto di carreggiata stradale di larghezza 9,00 m e lunghezza pari all'interasse di 3m, pendenza trasversale del 4,5%, caratterizzato da un coefficiente medio di deflusso  $\phi = 0,95$ , per effetto di uno scroscio con tempo di ritorno di 25 anni e curva di possibilità pluviometrica  $h = 8,08 t^{0,386}$  genera, nel tratto terminale del tronco esaminato, per una durata di 5 minuti una portata rispettivamente di 0,86 l/s. Questi valori di portata, determinano sulla banchina una altezza del tirante  $h_b$  (cm) sul cordolo stradale, e un'invasione della banchina  $L_b$ (m), sempre a partire dal cordolo, che risultano decrescenti all'aumentare della pendenza longitudinale della strada da 0,05% a 0,10%, ma sempre inferiori a valori massimi (velo d'acqua massimo sulla banchina  $L_b$ (m) < 1,0 m). Efficienza complessiva di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità (Portata scaricabile / portata scaricata embrice);
- Aumentando l'interasse a 6m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 2,57 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di



1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 6 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,1% fino al valore massimo dello 0,6%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;

- Aumentando l'interasse a 8m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 3,43 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 8 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,6% fino al valore massimo dello 1,2%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;
- Aumentando l'interasse a 12m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 5,14 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 12 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 1,20% fino al valore massimo dell'2,20%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità;
- Aumentando l'interasse a 18m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 7,71 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 18 m si applica per pendenze longitudinali asse strada maggiori del 2,20%. Efficienza di sfioro laterale sulla canaletta a embrice con larghezza di imbocco 100 cm, sempre maggiore dell'unità.

- **Verifica interasse caditoie con griglie su cunetta tipo "Francese" per la sezione corrente in trincea:**

- Un tratto di carreggiata stradale di larghezza 5,50 m e lunghezza pari all'interasse di 10m, pendenza trasversale del 2,5%, caratterizzato da un coefficiente medio di deflusso  $\phi = 0,95$ , per effetto di uno scroscio con tempo di ritorno di 50 anni e curva di possibilità pluviometrica  $h = 9,10 t^{0,386}$  genera, nel tratto terminale del tronco esaminato, per una durata di 5 minuti una portata rispettivamente di 2,95 l/s. Questi valori di portata, determinano sulla cunetta una altezza del tirante  $h_b$  (cm) e un'invasione della banchina  $L_b$ (m), che risultano decrescenti all'aumentare della pendenza longitudinale della strada da 0,05% a 0,1%, ma sempre inferiori a valori massimi (velo d'acqua massimo sulla banchina  $L_b(m) < 1,0$  m). Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x 50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità;
- Aumentando l'interasse a 20 m si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 5,90 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 20 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,1% fino al valore massimo dello 0,3%. Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità;
- Aumentando l'interasse a 25 m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 7,37 l/s, che determina invasione della banchina sempre inferiori ad 1,0 m, con valori sempre minori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 25 m si applica per pendenze longitudinali asse strada maggiori dello 0,3%. Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x 50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità.

- **Verifica interasse massimo delle caditoie con griglia su cunetta tipo**

### “Francese” in curva

- Un tratto di carreggiata stradale di larghezza 9,00 m e lunghezza pari all'interasse di 10m, pendenza trasversale del 4,5%, caratterizzato da un coefficiente medio di deflusso  $\phi = 0,95$  , per effetto di uno scroscio con tempo di ritorno di 50 anni e curva di possibilità pluviometrica  $h = 9,10 t^{0,386}$  genera, nel tratto terminale del tronco esaminato, per una durata di 5 minuti una portata rispettivamente di 4,83 l/s. Questi valori di portata, determinano sulla cunetta una altezza del tirante  $h_b$  (cm) e un'invasione della banchina  $L_b$ (m), che risultano decrescenti all'aumentare della pendenza longitudinale della strada da 0,05% a 0,1%, ma sempre inferiori a valori massimi (velo d'acqua massimo sulla banchina  $L_b(m) < 1,0$  m). Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x 50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità;
- Aumentando l'interasse a 20 m si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 9,65 l/s, che determina condizioni di invasione pari al valore limite di 1,0 m, per le pendenze longitudinali più piccole, con valori sempre inferiori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 20 m si applica per pendenze longitudinali asse strada, da 0,1% fino al valore massimo dello 0,3%. Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x 50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità;
- Aumentando l'interasse a 25 m, si ottiene una portata massima generata dalla piattaforma stradale di 12,07 l/s, che determina invasione della banchina sempre inferiori ad 1,0 m, con valori sempre minori all'aumentare delle pendenze. L'interasse di 25 m si applica per pendenze longitudinali asse strada maggiori dello 0,3%. Efficienza complessiva di intercettazione della caditoia 50x 50 cm, in termini di portata frontale e laterale, prossima all'unità.

3.7.1 Tabulati interasse embrici-bocchettoni e caditoie in trincea adottate in progetto.

Al fine di pianificare e semplificare la disposizione degli interassi, in relazione all'effettiva pendenza dell'asse stradale e della piattaforma stradale, sia essa in rettilineo o in curva, si sono elaborate tabelle di sintesi in cui vengono raggruppate le strade in rilevato e le strade in trincea.

Per gli embrici in rilevato lungo le rampe mono e bidirezionali e gli interassi dei bocchettoni su viadotto si è definita una unica tabella per le sezioni in retto ed in curva, si ha una tabella per l'asse principale con corsia di decelerazione, mentre per i tratti in trincea si sono elaborate due diverse tabelle per i tratti in retto e per i tratti in curva.

In queste ultime tabelle si è voluto riportare anche, al variare della pendenza longitudinale dell'asse strada, la lunghezza del primo tratto iniziale di cunetta tipo "Francese", oltre il quale bisogna inserire le caditoie con griglia ad interasse regolare, e l'interasse a cui porre le caditoie stesse.

INTERASSE EMBRICI IN RILEVATO, Rampa Monodirezionale; Bidirezionale in retto e/o curva; Viadotto Bidirezionale in retto e/o curva			
Pendenze asse strada [m/m]			Interasse [m]
	P ≤	0,001	3
0,001	< P ≤	0,006	6
0,006	< P ≤	0,012	8
0,012	< P ≤	0,022	12
	P >	0,022	18

INTERASSE EMBRICI IN RILEVATO, Asse principale + corsia di decelerazione in affiancamento Svincolo 1, dalla sez. 1 alla sez. 9			
Pendenze asse strada [m/m]			Interasse [m]
0,006	< P ≤	0,012	6

LUNGHEZZA TRATTO INIZIALE CUNETTA SENZA CADITOIE E INTERASSE CADITOIA CON GRIGLIA E TUBAZIONE Rampa Bidirezionale - sezione corrente in scavo				
Pendenze asse strada [m/m]			L libera [m]	Interasse [m]
	P ≤	0,001	20	10
0,001	< P ≤	0,003	35	20
0,003	< P ≤	0,006	45	25
0,006	< P ≤	0,01	65	25
0,01	< P ≤	0,018	90	25
0,018	< P ≤	0,028	110	25
	P >	0,028	120	25

LUNGHEZZA TRATTO INIZIALE CUNETTA SENZA CADITOIE E INTERASSE CADITOIA CON GRIGLIA E TUBAZIONE Rampa Bidirezionale ,sezione in scavo in curva parte concava; Rampa Monodirezionale				
Pendenze asse strada [m/m]			L libera [m]	Interasse [m]
	P ≤	0,001	10	10
0,001	< P ≤	0,003	20	20
0,003	< P ≤	0,006	25	25
0,006	< P ≤	0,01	35	25
0,01	< P ≤	0,018	40	25
0,018	< P ≤	0,028	55	25
	P >	0,028	70	25

In progetto si adottano, a favore della sicurezza, gli stessi valori di interasse anche per le strade secondarie pur essendo minore la larghezza la corsia di marcia e la larghezza della banchina.

**VERIFICA INTERASSE MASSIMO EMBRICI IN RILEVATO - RAMPA MONODIREZIONALE**

Tabulato di calcolo delle portate

interasse i (m) =	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20
Larghezza nastro stradale L (m) =	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Coef. Deflusso f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
a (mm) = 8,08 n = 0,386																		
Tr = 25 anni h = a t <sup>n</sup> (t minuti) =	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	
Durata (minuti) =	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Intensità J (mm/ora) =	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
<b>Portata Q = i L J f / 3600 (l/s) =</b>	<b>0,57</b>	<b>0,86</b>	<b>1,14</b>	<b>1,43</b>	<b>1,71</b>	<b>2,00</b>	<b>2,29</b>	<b>2,57</b>	<b>2,86</b>	<b>3,14</b>	<b>3,43</b>	<b>3,71</b>	<b>4,00</b>	<b>4,29</b>	<b>4,57</b>	<b>4,86</b>	<b>5,14</b>	<b>5,71</b>

Stazione Pluviometrica Mussomeli

Sezione	Banchina			Arginello	Pend. long.	Portata		Veloc. Vmedia	Tirante h	Raggio idraulico R	Grado Riemp.	Banchina interessata dallo scorrimento		interasse i	Interasse Ic	Embrice		Portata smaltibile embrice	Efficienza scarico Ei = Qk/Q	Portata scaricata embrice Q
	Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]			Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]					Qmax [l/sec]	Q [l/sec]			h [cm]	L [m]			

	2,50	1,00	65	0	2,5	0,05	0,98	0,86	0,08	2,4	0,01	95,16	2,38	0,95	3	3	100	2,38	11,5	1341%	0,86
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,10	1,38	0,86	0,10	2,1	0,01	83,57	2,09	0,84	3		100	2,09	9,5	1103%	0,86
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,20	1,96	1,71	0,15	2,4	0,01	95,15	2,38	0,95	6	6	100	2,38	11,5	671%	1,71
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,30	2,40	1,71	0,18	2,2	0,01	88,20	2,20	0,88	6		100	2,20	10,3	598%	1,71
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,40	2,77	1,71	0,20	2,1	0,01	83,57	2,09	0,84	6	6	100	2,09	9,5	552%	1,71
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,50	3,09	1,71	0,21	2,0	0,01	80,14	2,00	0,80	6		100	2,00	8,9	518%	1,71
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,60	3,39	1,71	0,23	1,9	0,01	77,45	1,94	0,77	6	8	100	1,94	8,4	492%	1,71
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,70	3,66	2,29	0,26	2,1	0,01	83,81	2,10	0,84	8		100	2,10	9,5	416%	2,29
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,80	3,91	2,29	0,27	2,0	0,01	81,74	2,04	0,82	8	8	100	2,04	9,1	400%	2,29
	2,50	1,00	65	0	2,5	0,90	4,15	2,29	0,29	2,0	0,01	79,96	2,00	0,80	8		100	2,00	8,9	387%	2,29
	2,50	1,00	65	0	2,5	1,00	4,38	2,29	0,30	2,0	0,01	78,39	1,96	0,78	8	8	100	1,96	8,6	376%	2,29
	2,50	1,00	65	0	2,5	1,20	4,79	2,29	0,32	1,9	0,01	75,76	1,89	0,76	8		100	1,89	8,2	357%	2,29
	2,50	1,00	65	0	2,5	1,40	5,18	3,43	0,37	2,1	0,01	85,68	2,14	0,86	12	12	100	2,14	9,8	286%	3,43
	2,50	1,00	65	0	2,5	1,60	5,53	3,43	0,39	2,1	0,01	83,57	2,09	0,84	12		100	2,09	9,5	276%	3,43
	2,50	1,00	65	0	2,5	1,80	5,87	3,43	0,41	2,0	0,01	81,74	2,04	0,82	12	12	100	2,04	9,1	267%	3,43
	2,50	1,00	65	0	2,5	2,00	6,19	3,43	0,43	2,0	0,01	80,14	2,00	0,80	12		100	2,00	8,9	259%	3,43
	2,50	1,00	65	0	2,5	2,20	6,49	3,43	0,44	2,0	0,01	78,72	1,97	0,79	12	18	100	1,97	8,6	252%	3,43
	2,50	1,00	65	0	2,5	2,40	6,78	5,14	0,51	2,3	0,01	90,17	2,25	0,90	18		100	2,25	10,6	206%	5,14
	2,50	1,00	65	0	2,5	2,60	7,05	5,14	0,52	2,2	0,01	88,83	2,22	0,89	18	18	100	2,22	10,4	202%	5,14
	2,50	1,00	65	0	2,5	2,80	7,32	5,14	0,54	2,2	0,01	87,60	2,19	0,88	18		100	2,19	10,2	197%	5,14
	2,50	1,00	65	0	2,5	3,00	7,62	5,14	0,55	2,2	0,01	86,28	2,16	0,86	18	18	100	2,16	9,9	193%	5,14
	2,50	1,00	65	0	2,5	4,00	8,75	5,14	0,61	2,0	0,01	81,93	2,05	0,82	18		100	2,05	9,2	179%	5,14
	2,50	1,00	65	0	2,5	5,00	9,78	5,14	0,67	2,0	0,01	78,58	1,96	0,79	18	100	1,96	8,6	168%	5,14	

**VERIFICA INTERASSE MASSIMO EMBRICI IN RILEVATO - RAMPA BIDIREZIONALE IN CURVA**

Tabulato di calcolo delle portate

interasse i (m) =	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20
Larghezza nastro stradale L (m) =	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Coef. Deflusso f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
a (mm) = 8,08 n = 0,386																		
Tr = 25 anni h = a t <sup>n</sup> (t minuti) =	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	
Durata (minuti) =	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Intensita J (mm/ora) =	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
<b>Portata Q = i L J f / 3600 (l/s) =</b>	<b>0,86</b>	<b>1,29</b>	<b>1,71</b>	<b>2,14</b>	<b>2,57</b>	<b>3,00</b>	<b>3,43</b>	<b>3,86</b>	<b>4,29</b>	<b>4,71</b>	<b>5,14</b>	<b>5,57</b>	<b>6,00</b>	<b>6,43</b>	<b>6,86</b>	<b>7,29</b>	<b>7,71</b>	<b>8,57</b>

Stazione Pluviometrica Mussomeli

Sezione	Banchina			Arginello	Pend. long.	Portata		Veloc. Vmedia	Tirante h	Raggio idraulico R	Grado Riem. h/hac	Banchina interessata dallo scorrimento		interasse i	Interasse Ic	Embrice		Portata smaltibile embrice $Q_k = B \cdot K \cdot \sqrt{9,81 \cdot K}$	Efficienza scarico Ei = Qk/Q	Portata scaricata embrice Q
	Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]			Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]					Qmax [l/sec]	Q [l/sec]			h [cm]	L [m]			

4,50	1,00	65	0	4,5	0,05	2,60	1,29	0,10	3,5	0,02	76,74	3,45	0,77	3	3	100	3,45	20,1	1563%	1,29
4,50	1,00	65	0	4,5	0,10	3,68	1,29	0,13	3,0	0,01	67,38	3,03	0,67	3	3	100	3,03	16,5	1287%	1,29
4,50	1,00	65	0	4,5	0,20	5,21	2,57	0,19	3,5	0,02	76,74	3,45	0,77	6	6	100	3,45	20,1	782%	2,57
4,50	1,00	65	0	4,5	0,30	6,38	2,57	0,23	3,2	0,02	71,13	3,20	0,71	6	6	100	3,20	17,9	697%	2,57
4,50	1,00	65	0	4,5	0,40	7,37	2,57	0,25	3,0	0,01	67,39	3,03	0,67	6	6	100	3,03	16,5	643%	2,57
4,50	1,00	65	0	4,5	0,50	8,24	2,57	0,27	2,9	0,01	64,63	2,91	0,65	6	6	100	2,91	15,5	604%	2,57
4,50	1,00	65	0	4,5	0,60	9,02	2,57	0,29	2,8	0,01	62,46	2,81	0,62	6	6	100	2,81	14,8	574%	2,57
4,50	1,00	65	0	4,5	0,70	9,75	3,43	0,33	3,0	0,01	67,59	3,04	0,68	8	8	100	3,04	16,6	485%	3,43
4,50	1,00	65	0	4,5	0,80	10,42	3,43	0,35	3,0	0,01	65,92	2,97	0,66	8	8	100	2,97	16,0	467%	3,43
4,50	1,00	65	0	4,5	0,90	11,05	3,43	0,37	2,9	0,01	64,48	2,90	0,64	8	8	100	2,90	15,5	451%	3,43
4,50	1,00	65	0	4,5	1,00	11,65	3,43	0,38	2,8	0,01	63,22	2,84	0,63	8	8	100	2,84	15,0	438%	3,43
4,50	1,00	65	0	4,5	1,20	12,76	3,43	0,41	2,7	0,01	61,09	2,75	0,61	8	8	100	2,75	14,3	416%	3,43
4,50	1,00	65	0	4,5	1,40	13,78	5,14	0,48	3,1	0,01	69,10	3,11	0,69	12	12	100	3,11	17,2	334%	5,14
4,50	1,00	65	0	4,5	1,60	14,73	5,14	0,50	3,0	0,01	67,39	3,03	0,67	12	12	100	3,03	16,5	322%	5,14
4,50	1,00	65	0	4,5	1,80	15,63	5,14	0,53	3,0	0,01	65,92	2,97	0,66	12	12	100	2,97	16,0	311%	5,14
4,50	1,00	65	0	4,5	2,00	16,47	5,14	0,55	2,9	0,01	64,63	2,91	0,65	12	12	100	2,91	15,5	302%	5,14
4,50	1,00	65	0	4,5	2,20	17,28	5,14	0,57	2,9	0,01	63,48	2,86	0,63	12	12	100	2,86	15,1	294%	5,14
4,50	1,00	65	0	4,5	2,40	18,05	7,72	0,65	3,3	0,02	72,71	3,27	0,73	18	18	100	3,27	18,5	240%	7,72
4,50	1,00	65	0	4,5	2,60	18,78	7,72	0,67	3,2	0,02	71,63	3,22	0,72	18	18	100	3,22	18,1	235%	7,72
4,50	1,00	65	0	4,5	2,80	19,49	7,72	0,69	3,2	0,02	70,64	3,18	0,71	18	18	100	3,18	17,8	230%	7,72
4,50	1,00	65	0	4,5	3,00	20,30	7,72	0,71	3,1	0,01	69,58	3,13	0,70	18	18	100	3,13	17,4	225%	7,72
4,50	1,00	65	0	4,5	4,00	23,30	7,72	0,79	3,0	0,01	66,07	2,97	0,66	18	18	100	2,97	16,1	208%	7,72
4,50	1,00	65	0	4,5	5,00	26,05	7,72	0,85	2,9	0,01	63,37	2,85	0,63	18	18	100	2,85	15,1	195%	7,72

**VERIFICA INTERASSE MASSIMO EMBRICI IN RILEVATO - ASSE PRINCIPALE CON RAMPA IN AFFIANCAMENTO - CORSIA DECELERAZIONE**

Tabulato di calcolo delle portate

interasse i (m) =	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Larghezza nastro stradale L (m) =	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75
Coef. Deflusso f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
a (mm) = 8,08 n = 0,386																		
Tr = 25 anni h = a t <sup>n</sup> (t minuti) =	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04
Durata (minuti) =	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Intensita J (mm/ora) =	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
<b>Portata Q = i L J f / 3600 (l/s) =</b>	<b>0,83</b>	<b>1,25</b>	<b>1,67</b>	<b>2,08</b>	<b>2,50</b>	<b>2,92</b>	<b>3,33</b>	<b>3,75</b>	<b>4,17</b>	<b>4,58</b>	<b>5,00</b>	<b>5,42</b>	<b>5,83</b>	<b>6,25</b>	<b>6,67</b>	<b>7,08</b>	<b>7,50</b>	<b>7,92</b>

Stazione Pluviometrica Mussomeli

Sezione	Banchina			Arginello	Pend. long. strada	Portata		Veloc. Vmedia	Tirante h	Raggio idraulico R	Grado Riem. h/hac	Banchina interessata dallo scorrimento		interasse i	Interasse Ic	Embrice		Portata smaltibile embrice Q <sub>k</sub>	Efficienza scarico Ei = Q <sub>k</sub> /Q	Portata scaricata embrice Q	
	Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]			Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]					Qmax [l/sec]	Q [l/sec]			h	L				Larghezza B [cm]
Sez. 1-4	2,50	1,75	65	0	4,38	1,23	4,84	2,50	0,33	2,0	0,01	44,59	1,95	0,78	6	6	100	1,95	8,5	341%	2,50
Sez. 4-7	2,50	1,75	65	0	4,38	1,02	4,43	2,50	0,31	2,0	0,01	46,13	2,02	0,81	6	6	100	2,02	9,0	359%	2,50
Sez. 7-9	2,50	1,75	65	0	4,38	0,74	3,76	2,50	0,27	2,1	0,01	49,02	2,14	0,86	6	6	100	2,14	9,8	393%	2,50



VERIFICA LUNGHEZZA TRATTO INIZIALE SENZA CADITOIE CON GRIGLIA IN SCAVO CON CUNETTA - RAMPA BIDIREZIONALE; SEZIONE CORRENTE

Tabulato di calcolo delle portate

Table with 28 columns representing different flow rates (10 to 140) and rows for various parameters: interasse i (m), Larghezza nastro stradale L (m), Coef. Deflusso phi, a (mm), Tr = 50 anni h = a t^n (t minuti), Durata (minuti), Intensita J (mm/ora), and Portata Q = i L J f / 3600 (l/s).

Stazione Pluviometrica Mussomeli

Sezione corrente in scavo, tratto in rettilineo: Cunetta Francese passo 12;

Qmax per tirante h che determina invasione banchina larghezza 1 m. Q\* per tirante h uguale al passo della cunetta p.

Large table with 35 columns: Sezione, Banchina (Pendenza trasversale, Larg. oriz., Scabr. c), Cunetta Francese (Larg. lato, Pendenza Fondo, Altezza cunetta, Larg. lato, Angolo Fondo, Scabrezza c, Angolo sulla verticale, Altezza totale), Arginello, Pend. long., Portata (Qmax L=1m, Q\*max h=p, Q calcolo), Veloc. Vmedia, Tirante h, Raggio idraulico R, Grado Riempimento (h/hac, h/p), Banchina interessata dallo scorrimento (h, L), interasse i, interasse caditoia Ic, L asse strada, B larghezza, Caditoia grata (numero n, spessore s, direzione N-P), Vo Vel limite, Portata max Q = 1,66 P h^3/2, Efficienza frontale Ef, Rendimento frontale R1, laterale R2, Efficienza totale E, Portata intercet. caditoia Q.





### 3.8 Verifica interasse bocchettoni viadotti

La raccolta delle acque piovane dall'impalcato dei ponti e dei viadotti e la loro consegna ai dispositivi di scarico avvengono con modalità analoghe a quelle adottate per le superficie stradali: le banchine laterali raccolgono le acque di piattaforma che scorrendo su di essa e contro il cordolo laterale raggiungono e vengono intercettate dai bocchettoni che assolvono alla funzione delle caditoie. Le acque raccolte dai bocchettoni vengono trasferite in tubazioni di collettamento poste al di sotto dell'impalcato che tramite condotte di scarico verticali agganciate nelle pile dei viadotti o nelle spalle dei viadotti, provvedono a trasferire le acque sul piano campagna. Successivamente attraverso pozzetti al piede colonna e tubazioni di allontanamento le acque vengono rilasciate sul vicino reticolo idrografico esistente.

Come per le sezioni in rilevato o in trincea trattate nel paragrafo precedente, la schematizzazione di calcolo idraulico deve verificare che la lama liquida che scorre sulla banchina:

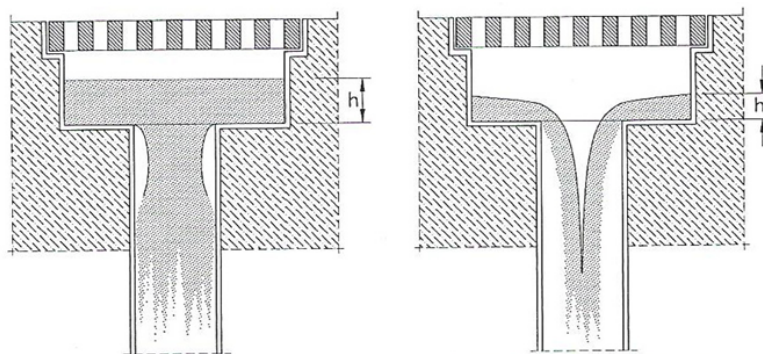
- non la invada per una larghezza superiore ad un metro;
- e che l'interasse degli organi di intercettazione ed allontanamento delle acque dalla piattaforma stradale e la loro capacità d'intercettazione siano tali da assicurare il drenaggio sulla banchina di una portata maggiore di quella che genera una larghezza di pelo libero pari ad un metro.

Nel paragrafo precedente si è determinata in relazione alle dimensioni della piattaforma stradale scolante e della pendenza longitudinale asse strada, il valore dell'interasse massimo a cui posizionare le caditoie stradali per assicurare un velo d'acqua sulla banchina inferiore ad un metro e verificato che la portata che la determini sia inferiore alla capacità di intercettazione della griglia che la intrappola e allontana dal piano stradale.

Mantenendo gli interassi delle caditoie stradali per le sezioni correnti nei tratti rettilinei e per le sezioni in curva, di cui alle sezioni in rilevato ed in trincea del paragrafo precedente, viene di

seguito verificato che la portata intercettata dal bocchettone posizionato sul viadotto sia superiore alla portata massima che assicura un velo d'acqua sulla banchina inferiore ad un metro.

Il calcolo della portata intercetta dal bocchettone circolare viene effettuato con la schematizzazione del funzionamento idraulico a soglia sfiorante a pianta circolare o come luce sotto battente proposta dal "Da Deppo e Datei - *Le opere Idrauliche nelle costruzioni stradali – 1999*".



#### Funzionamento a soglia sfiorante

$$Q = 0,35 \pi D \sqrt{2gh} ;$$

#### Funzionamento sotto battente

$$Q = 0,6 (\pi D^2 / 4) \sqrt{2gh} ;$$

essendo:

Q [mc/s] = Portata;

D [m] = Diametro del bocchettone circolare sulla banchina ;

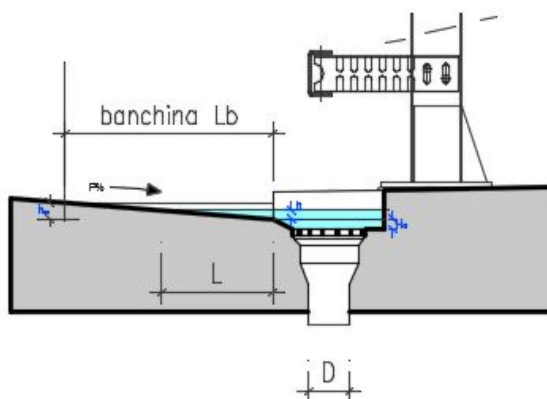
h [m] = Carico sulla soglia all'imbocco per la soglia sfiorante ( prudenzialmente si assume anche questo valore di carico anche nel caso di luce a battente in luogo di quello riferito alla sezione contratta) ;

g [m/s<sup>2</sup>] = accelerazione di gravità.

Nei tabulati di verifica dell'interasse minimo dei bocchettoni in viadotto, per la sezione corrente e per la sezione in curva, per gli interassi già adottati per le altre sezioni in rilevato e/o trincea con caditoie a griglia, si ripropone la verifica al variare della pendenza trasversale dell'asse strada, della larghezza del velo d'acqua interessata dallo scorrimento in banchina  $\geq 1,0$  m, e della portata che la genera che deve risultare sempre minore o uguale alla portata intercettata dal bocchettone. Nei tabulati di seguito riportati, viene calcolata la portata intercettata dal bocchettone considerando il funzionamento a soglia sfiorante e luce sotto battente e viene confrontato il valore minore, tra i due ottenuti, con la portata da intercettare.

I calcoli sono stati elaborati, a favore della sicurezza, considerando non la corona circolare esterna DN 200 dell'imbocco, ma il tratto verticale DN 160 del manicotto di imbocco. Inoltre per considerare la posizione della quota dell'imbocco sull'impalcato, nel calcolo del carico sulla soglia si è valutato anche il salto altimetrico tra il piano della bocchetta e punto di minimo della banchina a contatto con il cordolo.

Nei tabulati di seguito riportati (sezione corrente in retto e sezione in curva), per tutti i valori di pendenza asse strada – interasse bocchettoni, la portata intercettata dai bocchettoni risulta di gran lunga maggiore della portata massima che genera una lama d'acqua sulla banchina con pelo libero inferiore o pari ad un metro; ciò anche per tenere conto di possibili intasamenti dei bocchettoni o presenza di detriti sulla piattaforma stradale.



**VERIFICA INTERASSE MASSIMO BOCCHETTONI IN VIADOTTO - TRATTI IN CURVA - RAMO 4**

Tabulato di calcolo delle portate

interasse i (m) =	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	24	25	7
Larghezza nastro stradale L (m) =	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Coef. Deflusso f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
a (mm) = 8,08 n = 0,386																					
Tr = 25 anni h = a t <sup>n</sup> (t minuti) =	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	15,04	
Durata (minuti) =	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Intensita J (mm/ora) =	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
<b>Portata Q = i L J f / 3600 (l/s) =</b>	<b>1,29</b>	<b>1,71</b>	<b>2,14</b>	<b>2,57</b>	<b>3,43</b>	<b>3,86</b>	<b>4,29</b>	<b>4,71</b>	<b>5,14</b>	<b>5,57</b>	<b>6,00</b>	<b>6,43</b>	<b>6,86</b>	<b>7,29</b>	<b>7,71</b>	<b>8,14</b>	<b>8,57</b>	<b>9,43</b>	<b>10,29</b>	<b>10,72</b>	<b>3,00</b>

Stazione Pluviometrica Mussomeli

Sezione	Banchina			Arginello	Pend. long.	Portata		Veloc. Vmedia	Tirante h	Raggio idraulico R	Grado Riemp. h/hac	Banchina interessata dallo scorrimento		interasse i	Bocchettone		Verifica portata assorbita dal bocchettone Qimb				Efficienza Imbocco Ei = Qimb/Q %	Portata intercet. imbocco Q [l/sec]	
	Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]			Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]					Qmax [l/sec]	Q [l/sec]		h [cm]	L [m]	Interasse Ic [m]	Diametro D [mm]	Ho [mm]	H = Ho + h [mm]			Funzionamento a soglia sfiorante Q=0,35πDH(2gH) <sup>0,5</sup> [l/sec]
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,05	2,60	1,29	0,10	3,5	0,02	76,74	3,45	0,77	3	3	160	30	64,5	12,78	13,57	100%	1,29
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,10	3,68	1,29	0,13	3,0	0,01	67,38	3,03	0,67	3	3	160	30	60,3	11,54	13,12	100%	1,29
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,20	5,21	2,57	0,19	3,5	0,02	76,74	3,45	0,77	6	6	160	30	64,5	12,78	13,57	100%	2,57
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,30	6,38	2,57	0,23	3,2	0,02	71,13	3,20	0,71	6	6	160	30	62,0	12,03	13,31	100%	2,57
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,40	7,37	2,57	0,25	3,0	0,01	67,39	3,03	0,67	6	6	160	30	60,3	11,55	13,12	100%	2,57
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,50	8,24	2,57	0,27	2,9	0,01	64,63	2,91	0,65	6	6	160	30	59,1	11,19	12,99	100%	2,57
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,60	9,02	2,57	0,29	2,8	0,01	62,46	2,81	0,62	6	6	160	30	58,1	10,91	12,88	100%	2,57
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,70	9,75	3,43	0,33	3,0	0,01	67,59	3,04	0,68	8	8	160	30	60,4	11,57	13,13	100%	3,43
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,80	10,42	3,43	0,35	3,0	0,01	65,92	2,97	0,66	8	8	160	30	59,7	11,36	13,05	100%	3,43
	4,50	1,00	65	0	4,50	0,90	11,05	3,43	0,37	2,9	0,01	64,48	2,90	0,64	8	8	160	30	59,0	11,17	12,98	100%	3,43
	4,50	1,00	65	0	4,50	1,00	11,65	3,43	0,38	2,8	0,01	63,22	2,84	0,63	8	8	160	30	58,4	11,01	12,92	100%	3,43
	4,50	1,00	65	0	4,50	1,20	12,76	3,43	0,41	2,7	0,01	61,09	2,75	0,61	8	8	160	30	57,5	10,74	12,81	100%	3,43
	4,50	1,00	65	0	4,50	1,40	13,78	5,14	0,48	3,1	0,01	69,10	3,11	0,69	12	12	160	30	61,1	11,77	13,21	100%	5,14
	4,50	1,00	65	0	4,50	1,60	14,73	5,14	0,50	3,0	0,01	67,39	3,03	0,67	12	12	160	30	60,3	11,55	13,12	100%	5,14
	4,50	1,00	65	0	4,50	1,80	15,63	5,14	0,53	3,0	0,01	65,92	2,97	0,66	12	12	160	30	59,7	11,36	13,05	100%	5,14
	4,50	1,00	65	0	4,50	2,00	16,47	5,14	0,55	2,9	0,01	64,63	2,91	0,65	12	12	160	30	59,1	11,19	12,99	100%	5,14
	4,50	1,00	65	0	4,50	2,20	17,28	5,14	0,57	2,9	0,01	63,48	2,86	0,63	12	12	160	30	58,6	11,05	12,93	100%	5,14
	4,50	1,00	65	0	4,50	2,40	18,05	7,72	0,65	3,3	0,02	72,71	3,27	0,73	18	18	160	30	62,7	12,24	13,38	100%	7,72
	4,50	1,00	65	0	4,50	2,60	18,78	7,72	0,67	3,2	0,02	71,63	3,22	0,72	18	18	160	30	62,2	12,10	13,33	100%	7,72
	4,50	1,00	65	0	4,50	2,80	19,49	7,72	0,69	3,2	0,02	70,64	3,18	0,71	18	18	160	30	61,8	11,97	13,28	100%	7,72
	4,50	1,00	65	0	4,50	3,00	20,30	7,72	0,71	3,1	0,02	69,74	3,14	0,70	18	18	160	30	61,4	11,85	13,24	100%	7,72
	4,50	1,00	65	0	4,50	4,00	23,30	7,72	0,79	3,0	0,01	66,07	2,97	0,66	18	18	160	30	59,7	11,38	13,06	100%	7,72
	4,50	1,00	65	0	4,50	5,00	26,05	7,72	0,85	2,9	0,01	63,37	2,85	0,63	18	18	160	30	58,5	11,03	12,93	100%	7,72

### 3.9 Dimensionamento cunette alla Francese.

Nei tratti in trincea con muri di controripa o paratie si prevede la disposizione, ai lati esterne delle banchine di ciascuna carreggiata, di cunette alla Francese in calcestruzzo per il convogliamento longitudinale delle acque di piattaforma, avente passo 11,25 cm e ingombro in testa di 1,00 m.

Nei tratti in cui la capacità di adduzione della cunetta tipo "Francese", è inferiore alla portata generata dall'area di piattaforma scolante da monte, si inseriscono in asse alla cunetta stessa, delle caditoie che intercettano le acque e tramite un sistema di tubazioni le collemano allontanandole dalla piattaforma stradale verso il fitto reticolo idrografico esistente.

Le caditoie grigliate previste in ghisa sferoidale Classe D400 vengono poste su pozzetti di raccolta ed ispezione in calcestruzzo facenti parte della cunetta. Un sistema di collettamento con tubazioni in Polietilene Corrugato esternamente, internamente liscia, SN 8 kN/mq, normalmente da DN 315 a DN 500, posizionato al di sotto delle cunette "Francesi", raccoglie le acque dai pozzetti e le adduce verso i punti di recapito finale.

Il dimensionamento dell'interasse, ovvero del punto di inserimento della prima caditoia con griglia, viene determinato imponendo, che a fronte di uno scroscio di pioggia, con tempo di ritorno di 50 anni, non si abbia sul margine esterno della banchina un velo liquido di larghezza maggiore o uguale ad 1 m.

Con riferimento ad una carreggiata di larghezza L (m), fissato l'interasse p (m), la superficie scolante  $\Omega = L p$  (mq), caratterizzata da un coefficiente di deflusso  $\phi$ , in occasione di un evento meteorico di intensità J (mm/ora), genera una portata:

$$Q \text{ (l/s)} = \phi \Omega J / 3600.$$

Occorre verificare che la lama liquida di tirante h e portata Q che scorre sulla banchina, con una pendenza motrice pari a quella longitudinale della strada, deve essere contenuta entro la

banchina con una larghezza massima di 1 m.

Il moto che si instaura nelle banchine e nelle cunette durante la pioggia è, a stretto rigore, un moto vario a superficie libera, con incremento di portata costante per unità di lunghezza.

Pur tuttavia, considerato che l'impegno di calcolo sarebbe eccessivo rispetto all'importanza del problema, si effettuano le verifiche nell'ipotesi di moto uniforme.

Sotto tale ipotesi la formula della portata, utilizzando l'equazione di continuità e l'espressione di Chezy per la velocità, si scrive:

$$Q=S \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

essendo:

Q [l/s] = Portata;

S [m<sup>2</sup>] = Area della sezione idraulica ;

$\chi = c R^{(1/6)}$  [m<sup>0.5</sup>/sec] = Coefficiente di resistenza secondo Gauckler- Strickler;

c [m<sup>1/3</sup> /s] = Indice di scabrezza secondo Gauckler- Strickler;

R [m] = Raggio idraulico;

i [m /m] = Pendenza di fondo del canale.

Di seguito si riporta un tabulato di verifica delle cunette tipo "Francese" in cui, per una sezione idraulica fissata sull'elemento marginale, definita nelle planimetrie idrauliche di piattaforma ( vedi tavola T00ID01DRPP01) e per la quale era stata già calcolata la portata generata dalla piattaforma stradale (paragrafo "portate di drenaggio delle acque meteoriche sulla piattaforma stradale), fissati gli elementi geometrici della banchina e della cunetta tipo "Francese" utilizzata in progetto, in relazione all'effettiva pendenza del ciglio strada, si calcola la portata massima che determina l'invasione della banchina di 1 m, Q<sub>max</sub>, la portata massima che la sola cunetta Francese riesce a convogliare a valle con un valore del tirante pari all'altezza della cunetta stessa



(Passo p) senza occupare quindi nessuna area della banchina, e viene verificata che la portata massima di drenaggio della piattaforma stradale proveniente da monte (valore calcolato precedentemente) viene addotta a valle con un tirante  $h$  che determina una lama d'acqua e/o un pelo libero che non vada ad interessare la banchina. Per il tirante  $h$  calcolato viene mostrato il grado di riempimento con riferimento all'altezza complessiva del sistema cunetta-banchina laterale ( $h/h_{ac}$ ), infine viene mostrato l'altezza e larghezza della lama d'acqua sulla banchina.

TABULATO DI VERIFICA CAPACITA DI DEFLUSSO DELLE CUNETTE ALLA FRANCESE (Tr= 50 anni)

Qmax per tirante h che determina invasione banchina larghezza l m. Q\* per tirante h uguale al passo della cunetta p.

SEZIONE DI CALCOLO				Lung. tratta L [m]	Larg. tratta B [m]	Portata Q [l/sec]	Banchina			Cunetta Francese						Arginello Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]	Pend. strada [%]	Portata			Veloc. Vmedia [m/sec]	Tirante h [cm]	Raggio idraulico R [m]	Grado Riempimento		Banchina interessata dallo scorrimento		TUBO interasse caditoie [m]
Tratto Corsia	Sezione idraulica	Progressiva iniziale finale [m] [m]					Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]	Larg. lato banchina [m]	Pendenza Fondo cunetta [%]	Altezza cunetta p [cm]	Larg. lato arginello [m]	Angolo Fondo cunetta [gradi]	Scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]				Qmax L= l' m [l/sec]	Q*max h = p [l/sec]	Q calcolo [l/sec]				h/hac [%]	h/p [%]	h [cm]	L [m]	
<b>Zona Rotatoria 1</b>																													
<b>Ramo 5 - Cunette</b>																													
DX o SX	a	0+000	0+040	40,00	5,50	13,80	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	10,00	300,81	158,18	13,80	1,70	4,5	0,02	32,78	40,07	0,00	0,00	
DX o SX	b	0+000	0+073	73,00	5,50	27,80	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	9,95	300,06	157,79	27,80	2,02	5,9	0,03	42,67	52,15	0,00	0,00	
Le cunette scaricano su caditoia con tubo in progetto																													
DX o SX	c	0+000	0+133	133,00	5,50	46,00	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	3,79	185,19	97,38	46,00	1,59	8,5	0,04	61,76	75,48	0,00	0,00	
Le cunette scaricano su caditoia con tubo in progetto																													
DX	d	0+000	0+163	163,00	5,50	57,20	2,00	0,50	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	12,25	1,54	81,51	62,04	57,20	1,20	10,9	0,05	89,08	97,00	0,00	0,00	
Le cunette scaricano su caditoia con tubo in progetto																													
DX o SX	e	0+000	0+100	100,00	5,50	43,90	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	4,07	191,91	100,92	43,90	1,62	8,2	0,04	59,88	73,19	0,00	0,00	
Le cunette scaricano su caditoia con tubo in progetto																													
SX	f	0+133	0+163	30,00	5,50	13,20	2,00	0,50	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	12,25	4,03	131,94	100,42	13,20	1,19	5,3	0,02	42,91	46,72	0,00	0,00	
SX	g	0+133	0+197	63,80	5,50	33,40	2,00	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,25	4,83	186,65	109,93	33,40	1,61	7,2	0,03	54,31	63,97	0,00	0,00	
<b>Ramo 3 - Cunette</b>																													
Le cunette del lato sinistro scaricano su tombino in progetto																													
DX	h	0+114	0+060	53,65	5,50	9,20	3,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,75	1,87	160,05	68,40	9,20	0,82	5,3	0,02	35,94	47,13	0,00	0,00	
DX	i	0+114	0+000	113,65	11,00	57,20	3,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,75	7,14	312,74	133,66	57,20	2,14	8,2	0,04	55,48	72,74	0,00	0,00	
<b>Viabilità secondaria S.01</b>																													
SX	l	0+027	0+079	51,06	5,44	18,40	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	2,10	52,39	26,82	18,40	1,02	6,7	0,03	70,46	86,82	0,00	0,00	
SX	m	0+027	0+132	104,50	2,72	19,60	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	1,80	48,53	24,84	19,60	0,97	7,1	0,03	74,25	91,50	0,00	0,00	
DX	n	0+027	0+079	51,06	5,00	5,80	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	2,10	52,39	26,82	5,80	0,76	4,4	0,02	45,70	56,31	0,00	0,00	
DX	o	0+027	0+132	104,50	2,72	24,50	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	1,80	48,53	24,84	24,50	1,03	7,7	0,04	80,73	99,48	0,00	0,00	

TABULATO DI VERIFICA CAPACITA DI DEFLUSSO DELLE CUNETTE ALLA FRANCESE (Tr= 50 anni)

Qmax per tirante h che determina invasione banchina larghezza l m. Q\* per tirante h uguale al passo della cunetta p.

SEZIONE DI CALCOLO				Lung. tratta L [m]	Larg. tratta B [m]	Portata Q [l/sec]	Banchina			Cunetta Francese						Arginello		Pend. long. strada %	Portata			Veloc. Vmedia [m/sec]	Tirante h [cm]	Raggio idraulico R [m]	Grado Riempimento		Banchina interessata dallo scorrimento		TUBO interasse caditoie [m]
Tratto Corsia	Sezione idraulica	Progressiva iniziale finale [m] [m]					Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]	Larg. lato banchina [m]	Pendenza Fondo cunetta [%]	Altezza cunetta p [cm]	Larg. lato arginello [m]	Angolo Fondo cunetta [gradi]	Scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]	Angolo sulla verticale [gradi]	Altezza totale hac [cm]		Qmax L= l' m [l/sec]	Q*max h = p [l/sec]	Q calcolo [l/sec]				h/hac %	h/p %	h [cm]	L [m]	
<b>Zona Rotatoria 3</b>																													
<b>Ramo 6 - Cunette</b>																													
SX	a	0+400	0+428	28,00	11,00	18,40	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	0,45	69,38	33,48	18,40	0,57	9,0	0,04	63,52	79,89	0,00	0,00	
SX	b	0+400	0+500	100,00	5,50	53,90	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	1,71	124,21	65,32	53,90	1,23	10,5	0,05	76,13	93,05	0,00	0,00	
Le cunette scaricano su caditoia con tubo in progetto																													
SX	c	0+500	0+539	38,55	5,50	28,50	2,00	0,50	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	12,25	0,45	44,09	33,56	28,50	0,64	10,6	0,05	86,38	94,06	0,00	0,00	
<b>Ramo 9 - Cunette</b>																													
DX Ramo 6+Ramo 9	d			61,00	12,61	49,30	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	2,88	175,91	84,89	49,30	1,46	9,2	0,04	64,85	81,56	0,00	0,00	
DX Ramo 6+Ramo 9	e			85,00	10,60	58,30	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	3,94	188,82	99,29	58,30	1,72	9,2	0,04	67,01	81,90	0,00	0,00	
<b>Ramo 6 - Cunette</b>																													
DX	f	0+425	0+458	33,00	5,50	9,70	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	3,08	166,94	87,79	9,70	1,00	4,9	0,02	35,82	43,78	0,00	0,00	
DX	g	0+425	0+520	95,00	<b>Tubo</b>	30,40	2,00	0,50	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	12,25	1,00	65,73	50,02	30,40	0,87	9,3	0,04	76,19	82,96	0,00	0,00	<b>10</b>
DX	h	0+425	0+565	140,00	<b>Tubo</b>	48,70	2,00	0,50	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	12,25	1,00	65,73	50,02	48,70	0,98	11,1	0,05	90,92	99,00	0,00	0,00	<b>10</b>

TABULATO DI VERIFICA CAPACITA DI DEFLUSSO DELLE CUNETTE ALLA FRANCESE (Tr= 50 anni)

Qmax per tirante h che determina invasione banchina larghezza l m. Q\* per tirante h uguale al passo della cunetta p.

SEZIONE DI CALCOLO				Lung. tratta L [m]	Larg. tratta B [m]	Portata Q [l/sec]	Banchina			Cunetta Francese					Arginello Altezza hac [cm]	Pend. long. strada %	Portata			Veloc. Vmedia [m/sec]	Tirante h [cm]	Raggio idraulico R [m]	Grado Riempimento		Banchina interessata dallo scorrimento		TUBO interasse caditoie [m]		
Tratto Corsia	Sezione idraulica	Progressiva iniziale finale [m] [m]					Pendenza trasversale [%]	Larg. oriz. [m]	Scabr. c [m <sup>1/3</sup> /s]	Larg. lato banchina [m]	Pendenza Fondo cunetta [%]	Altezza cunetta p [cm]	Larg. lato arginello [m]	Angolo Fondo cunetta [gradi]			Scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]	Angolo sulla verticale [gradi]	Qmax L= l' m [l/sec]				Q*max h = p [l/sec]	Q calcolo [l/sec]	h/hac %	h/p %		h [cm]	L [m]
<b>Zona Rotatoria 2</b>																													
<b>Ramo 6 - Cunette</b>																													
DX	aa	0+357	0+308	49,00	11,00	28,90	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	3,94	205,72	99,28	28,90	1,44	7,1	0,03	50,05	62,95	0,00	0,00	
DX	bb	0+357	0+250	107,00	11,00	63,10	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	1,61	120,70	63,47	63,10	1,25	11,2	0,05	81,64	99,78	0,00	0,00	
La cunetta del lato destro scarica su tombino scatolare esistente																													
DX	cc	0+250	0+208	42,00	5,50	12,40	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	1,52	117,28	61,67	12,40	0,82	6,2	0,03	44,83	54,80	0,00	0,00	
DX	dd	0+250	0+167	83,00	5,50	24,50	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	0,95	101,03	48,76	24,50	0,81	8,7	0,04	61,42	77,26	0,00	0,00	
DX	ee	0+250	0+125	125,00	5,50	49,30	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	0,98	102,61	49,52	49,30	0,98	11,2	0,05	79,37	99,83	0,00	0,00	
La cunetta del lato destro scarica su tombino scatolare esistente																													
DX	ff	0+125	0+104	21,00	11,00	12,40	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	0,84	95,00	45,85	12,40	0,65	6,9	0,03	48,69	61,24	0,00	0,00	
DX	gg	0+125	0+060	65,00	5,50	25,40	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	0,92	91,24	47,98	25,40	0,81	8,9	0,04	64,46	78,78	0,00	0,00	
DX	hh	0+125	0+003	122,00	5,50	42,20	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	1,38	111,79	58,78	42,20	1,07	9,9	0,05	72,26	88,31	0,00	0,00	
La cunetta del lato destro scarica su pozzetto in progetto																													
DX	ii	0+120	0+098	22,30	5,50	7,10	2,90	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	14,15	0,20	46,36	22,37	7,10	0,33	7,3	0,03	51,70	65,03	0,00	0,00	
DX	ll	0+098	0+026	72,13	5,50	8,90	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	0,20	42,54	22,37	8,90	0,35	8,0	0,04	57,91	70,78	0,00	0,00	
DX	mm	0+120	0+000	120,00	5,50	16,70	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	0,20	42,54	22,37	16,70	0,41	10,1	0,05	73,32	89,62	0,00	0,00	
DX	nn	0+060	0+026	34,43	11,00	20,80	2,63	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,88	0,20	43,76	22,37	20,80	0,43	10,9	0,05	78,87	97,31	0,00	0,00	
DX	oo	0+060	0+000	60,00	5,50	21,90	2,50	1,00	65	0,79	14,29	11,25	0,11	45,00	70	0	13,75	0,20	42,54	22,37	21,90	0,44	11,2	0,05	81,17	99,21	0,00	0,00	
<b>Viabilità secondaria S.02</b>																													
DX	pp	0+180	0+152	28,67	5,44	8,80	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	4,34	75,35	38,57	8,80	1,11	4,5	0,02	46,63	57,45	0,00	0,00	
DX	qq	0+180	0+211	30,50	5,44	26,70	2,50	0,72	65	0,54	14,29	7,75	0,08	45,00	70	0	9,55	2,20	53,65	27,46	26,70	1,14	7,7	0,04	80,30	98,95	0,00	0,00	

### 3.10 Dimensionamento tubazioni collettamento acque meteoriche.

Nei tratti in trincea in cui la capacità di adduzione della cunetta tipo "Francese" ovvero delle canalette continue con griglia, è inferiore alla portata generata dall'area di piattaforma scolante da monte, si inseriscono in asse al manufatto idraulico lineare, delle caditoie che intercettano le acque e tramite un sistema di tubazioni le collemano allontanandole dalla piattaforma stradale verso il fitto reticolo idrografico esistente.

Nei tratti in Viadotto le acque di piattaforma vengono drenate e raccolte tramite bocchettoni posti sul piano carrabile che scaricano le acque in un sistema di tubazioni che provvedono a collettare e scaricare a terra sul reticolo idrografico esistente le acque raccolte sulla strada.

Per il dimensionamento del sistema di tubazioni, si sono individuate, all'interno di ogni tratta elementare, alcune sezioni significative per le quali precedentemente è stata determinata la portata (Vedi elaborato T00ID01IDRPP01 "Planimetria idraulica di piattaforma").

In queste sezioni, nota la portata, fissate le condizioni al contorno ed il diametro da utilizzare si effettua il calcolo di verifica, ipotizzando per il tratto a monte, un funzionamento della corrente in moto uniforme.

Nelle verifiche si è assunto per le tubazioni in polietilene o polipropilene corrugato un indice di scabrezza secondo Glauckler – Strickler  $c = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ , così da considerare l'usura delle tubazioni (valore a tubi nuovi oltre  $c=110-120 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ ), mentre per le pendenze si sono assunti i valori di pendenza longitudinale della strada o i profili prodotti in fase esecutiva.

Nei tabulati di verifica di seguito allegati sono riportate:

- le progressive iniziali e finali della tratta elementare (sistema di tubazioni e impianto di trattamento) in cui è inserita la tubazione;
- le progressive iniziali e finali della tubazione da verificare e la portata Q di calcolo da addurre in quel tratto;

- il diametro interno  $D$  e nominale  $DN$  della tubazione e la sua scabrezza  $c$ ;
- la pendenza longitudinale del tratto  $i$  %;
- la portata massima  $Q_{max}$  che la tubazione di diametro  $D$  e pendenza  $i$ % può convogliare;
- tirante idrico  $h$  e la velocità  $V$  della corrente idrica in condotta di portata pari a quella di calcolo  $Q$  ;
- Il grado di riempimento della condotta espresso in percento di tirante sul totale.

In armonia con quanto richiesto dal "Capitolato d'oneri – Prescrizioni per la redazione del Progetto esecutivo" al punto 5.2 e dalle NTC 2018, per tenere conto dell'influenza del trasporto solido o eventuale deposito di materiale, il sistema di tubazioni di collettamento viene parzialmente ridotto nella sua funzionalità, adottando per le verifiche un grado di riempimento non maggiore del 50% per i diametri minori di 400 mm e del 70% per i diametri  $D \geq 400$  mm.

## CALCOLI VERIFICA IDRAULICA SEZIONE CIRCOLARE

I calcoli di verifica del canale a pelo libero sono elaborati nell'ipotesi di moto uniforme, utilizzando l'equazione di continuità:

$$Q = S V$$

Adottando la formula di Chezy per la velocità  $V$  si ha:

$$Q = S X (R i)^{0.5}$$

avendo posto :

$S [mq]$  = Area della sezione idraulica

$X [m^{0.5}/sec]$  = Coefficiente di resistenza  
 $X = c R^{1/6}$  secondo Glaukler-Strickler

$c [m^{1/3}/sec]$  = Indice di scabrezza

$R [m]$  = Raggio idraulico

$i [%]$  = Pendenza fondo canale

**Verifica sistemi di tubazioni - Tratti in trincea**

SEZIONE DI CALCOLO				Lunghezza tratta	Larghezza tratta	Portata max da smaltire	D	Mater.	Scabr.	Pend.	Portata		Veloc.	Tirante	Grado Riempim.
Tratto corsia	Sezione idraulica	Progressiva		L	B	l/s	mm		c	i %	Qmax l/sec	Q l/sec	V m/sec	h mm	h/D %
		iniziale [m]	finale [m]	[m]	[m]										
<b>Zona Rotatoria 1</b>															
Ramo 5 - Cunette															
DX o SX	b	0+000	0+040	40,00		13,80	272	DN315 Pe-Crg	90	1,72	123	13,8	1,33	64	23,47
DX o SX	c	0+000	0+133	133,00		46,00	272	DN315 Pe-Crg	90	1,72	123	46,0	1,86	120	44,14
DX (compresa tub. Sx)	d	0+000	0+163	163,00		103,20	347	DN400 Pe-Crg	90	1,72	235	103,2	2,28	168	48,33
Ramo 5- Rotatoria 1															
Collettamento Presidio	d+R10					63,3	347	DN400 Pe-Crg	90	5,14	407	63,3	2,97	96	27,68
<b>Zona Rotatoria 3</b>															
Ramo 6 - Cunette															
SX	b	0+400	0+500	100,00		53,90	347	DN400 Pe-Crg	90	0,62	141	53,9	1,32	155	44,63
Ramo 9 - Cunette															
DX	b+g			0,00		84,3	433	DN500 Pe-Crg	90	0,62	255	84,3	1,47	178	41,20
DX	b+h			0,00		102,6	433	DN500 Pe-Crg	90	0,62	255	102,6	1,55	199	45,99

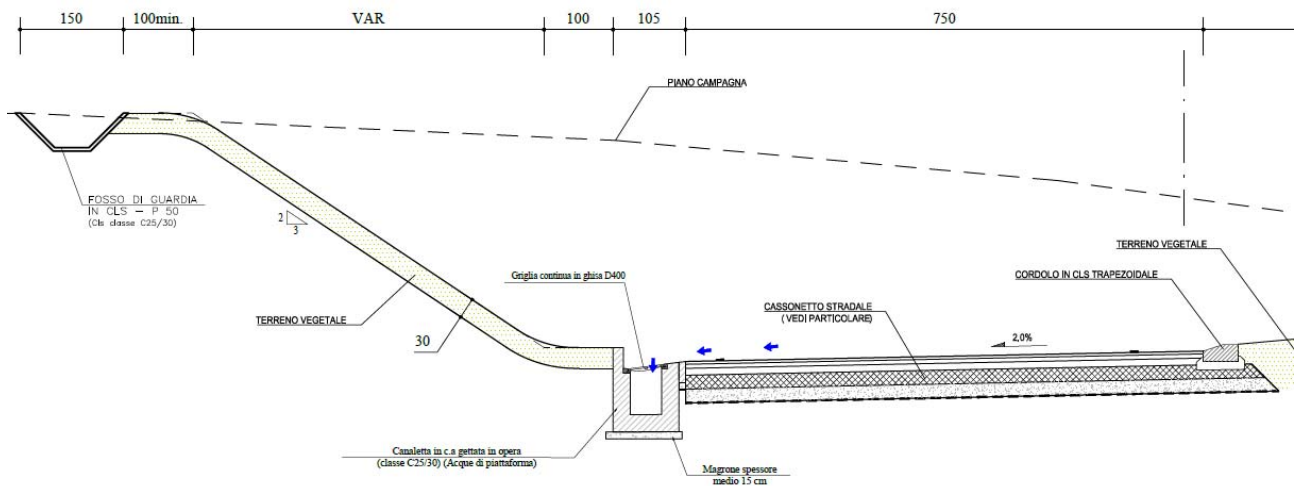


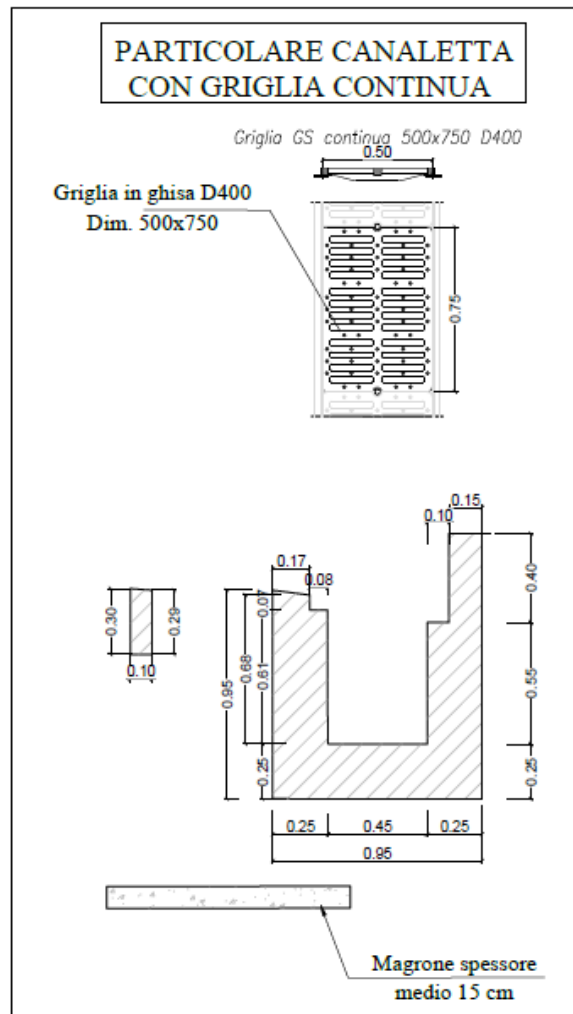
**VERIFICA TUBAZIONI SU VIADOTTI**

SEZIONE DI CALCOLO				Lunghezza tratta L [ m ]	Larghezza tratta B [ m ]	Portata max da smaltire l/s	D mm	Mater.	Scabr. c	Pend. i %	Portata		Veloc. V m/sec	Tirante h mm	Grado Rimpim. h/D %
Tratto corsia	Sezione idraulica	Progressiva									Qmax l/sec	Q l/sec			
		iniziale [ m ]	finale [ m ]												
<b>Viadotto</b>															
SX	aa	0+020	0+080	60,00		25,7	300	DN300 Acciaio	70	4,28	196	25,7	1,82	76	25,38
SX	bb	0+020	0+100	80,00		34,3	300	DN300 Acciaio	70	4,28	196	34,3	1,98	88	29,41
SX	cc	0+020	0+140	120,00		51,4	300	DN300 Acciaio	70	4,28	196	51,4	2,21	109	36,35
SX	dd	0+020	0+170	150,00		64,3	300	DN300 Acciaio	70	4,28	196	64,3	2,35	123	41,04
SX	ee	0+020	0+220	200,00		85,7	400	DN400 Acciaio	70	5,90	495	85,7	2,80	117	29,23
SX	ff	0+020	0+240	220,00		94,3	400	DN400 Acciaio	70	4,40	428	94,3	2,59	133	33,15
SX	gg	0+020	0+290	270,00		115,7	400	DN400 Acciaio	70	4,93	453	115,7	2,86	143	35,84

### 3.11 Dimensionamento canaletta rettangolare continua con griglia classe D400.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma della rotatoria 2 avviene tramite un drenaggio continuo da parte di una canaletta continua, con griglia carrabile classe D400, posta in banchina. Le acque raccolte nella canaletta rettangolare vengono rilasciate in dei pozzetti di ispezione e confluenza, posti sempre in banchina, collegati a delle tubazioni in PEad Corrugato esternamente, liscio internamente, SN 8 kN/mq, che provvedono ad addurre le acque verso i tombini o i punti di scarico finali nei recapiti idraulici (Vedi elaborato T00ID01IDRST04 "Sistema di raccolta acque di piattaforma - Rotatoria").





Come per le verifiche degli altri elementi del corpo stradale, nelle tabelle seguenti vengono riportate, nell'ipotesi di funzionamento in moto uniforme del flusso all'interno delle canalette:

- codice della sezione terminale di calcolo dell'elemento longitudinale in cui viene determinata la superficie del bacino scolante, riportato anche nella planimetria de bacini minori e sottobacini, per agevolare la corrispondenza e la ripercorribilità del calcolo;
- le progressive iniziali e finali della tratta elementare in cui è inserita la canaletta;
- le portate afferenti alla sezione di calcolo delle acque di piattaforma da smaltire;
- la definizione geometrica degli elementi della sezione, larghezza di base, altezza e angolo

di sponda in destra e sinistra, la sua scabrezza  $c$  assunta pari a  $70 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$  per canalette in CLS;

- la pendenza longitudinale del tratto  $i$  %;
- la portata massima  $Q_{\text{max}}$  che la canaletta di fissata geometria, scabrezza e pendenza  $i$  % può convogliare;
- il tirante idrico  $h$  e la velocità  $V$  della corrente idrica di portata pari a quella di calcolo  $Q$  ;
- la tensione di trascinamento che la corrente idrica esercita sul fondo della canaletta;
- Il grado di riempimento della canaletta espresso in percento di tirante sul totale, che risulta sempre inferiore al 70%.

**TABULATO VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE CONTINUA CON GRIGLIA SU PIATTAFORMA STRADALE**

SEZIONE DI CALCOLO				Sede stradale		Portata massima da smaltire	B Larg. base	P Altezza	Angolo sponda		c Scabrezza	i Pendenza	Portata		Veloc.	Tensione trascina.	Tirante	Grado Riempim.
Tratto	Sezione	Progressiva		Lunghezza tratta	Larghezza tratta				Sx	Dx			Qmax	Q				
Corsia	idraulica	iniziale	finale	L	B	Q			$\alpha$	$\beta$	$m^{1/3}$	%	l/sec	l/sec	m/sec	Kg/mq	cm	%
<b>Zona Rotatoria 2</b>																		
Rampa 6 - Cunette																		
Corsia DX	hh	0+125	0+003	122,00	5,50	42,20	30	30	0	0	70	0,50	96	42,2	0,89	0,38	16	52,44

### 3.12 Dimensionamento fossi di guardia, canalette trapezoidali e rettangolari con griglia

Nel presente paragrafo si procede alla verifica idraulica delle cunette al piede del rilevato e dei fossi di guardia a coronamento dei tratti in trincea, nelle tratte idraulicamente più sfavorite, per bassa pendenza longitudinale o per portata elevata, già individuate e oggetto di calcolo di portata nel tabulato delle portate di drenaggio delle acque di piattaforma e nei tabulati delle portate al colmo per i bacini minori con tempo di ritorno di 100 anni per le acque di versante che scaricano su canalette al piede dei rilevati e tempo di ritorno di 100 anni per le acque di versante che scaricano su fossi di guardia in testa alle trincee.

Per alcune sezioni degli elementi continui, la portata è stata calcolata adottando il coefficiente udometrico già calcolato per i bacini minori riportati nella tabella seguente.

#### VALORI DEI COEFFICIENTI UDOMETRICI

Tipologia area scolante	Tempo Ritorno Tr [anni]	U = $X_Q/S$ ; Portata per unità di superficie Coefficiente Udometrico		
		[mc/s x Km <sup>2</sup> ]	[l/s x ha]	[l/s x mq]
Bacini minori - Aree di versante ( S ≤ 2 ha)	5	58,30	583,00	0,058
	25	83,95	839,50	0,084
	50	94,57	945,70	0,095
	100	105,11	1.051,10	0,105
	200	115,62	1.156,20	0,116
	300	121,75	1.217,50	0,122

Come per le verifiche degli altri elementi del corpo stradale, nelle tabelle seguenti vengono riportate:

- codice della sezione terminale di calcolo dell'elemento longitudinale. Attraverso il codice si individua la superficie drenata del bacino scolante che interessa l'elemento da verificare. Il codice per agevolare la corrispondenza e la ripercorribilità del calcolo è riportato nella planimetria dei bacini minori e sottobacini, dove viene individuata e tracciata la superficie scolante;
- le progressive iniziali e finali della tratta elementare in cui è inserita la cunetta o il fosso di guardia, Sx in sinistra Dx in destra;
- identificativo dell'elemento longitudinale:
  - o FG per i fossi di guardia, CP per canalette al piede del rilevato e CTM per la canaletta testa muro, realizzate in calcestruzzo (scabrezza idraulica  $c= 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ );
- le portate afferenti alla sezione di calcolo delle acque di versante, riportando l'identificativo della sezione di calcolo e la portata già calcolata precedentemente nei bacini minori, ovvero calcolata come il prodotto del coefficiente udometrico, con  $Tr= 100$  anni, e l'area della superficie scolante;
- la portata massima, somma delle portate di versante e delle portate di versante/scarpata, per la quale effettuare la verifica;
- il parametro  $p$  della sezione trapezia isoscele ( $P = 30, 50, 80 \text{ cm}$ ,  $p= \text{altezza}=\text{base inferiore}$ ,  $3p$  larghezza in testa) e le caratteristiche geometriche della sezione e la sua scabrezza  $c$  assunta pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per canalette e fossi di guardia in cls,  $c=45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per canalette e fossi di guardia in terra con o senza drenaggio ;
- la pendenza longitudinale del tratto  $i$  %;
- la portata massima  $Q_{\max}$  che la canaletta di fissata geometria, scabrezza e pendenza  $i$  % può convogliare;
- il tirante idrico  $h$  e la velocità  $V$  della corrente idrica di portata pari a quella di calcolo  $Q$ ;
- la tensione di trascinamento che la corrente idrica esercita sul fondo della canaletta;

- Il grado di riempimento della canaletta espresso in percento di tirante sul totale, che risulta sempre inferiore al 70%.



TABULATO VERIFICA IDRAULICA CANALETTA AL PIEDE DEL RILEVATO

CP canaletta trapezia in cls.

Acque di scarpate e piattaforma ; portate calcolate con Tr = 25 anni; Acque di versante Tr = 100 anni;

Codice sezione calcolo	Identificativo elemento	Progressiva		Tratta sede stradale		Acque piattaforma/scarpa		Scarico acque piattaforma Viadotto, testa muro o altro			Acque di versante			Portata totale sezione	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Portata		Velocità	Tensione trasciammento	Tirante	Grado di Riempimento
		iniziale	finale	L	B	Tr(anni) = 25	Us (l/s mq) = 0,078	Viadotto	Spalla V. o testa muro	Tr(anni) = 100	U (l/s ha) = 313,3	Codice bacino	Area bacino S			Qv	Q=Σ Qi	B Larg. base	P Altezza	Angolo sponda		c Scabrezza				
n°		[ m ]	[ m ]	[ m ]	[ m ]	mq	l/s	l/s	l/s	l/s	ha	l/s	l/sec	n°	cm	cm	α gradi	β gradi	m <sup>1/3</sup>	%	l/sec	l/sec	m/sec	Kg/mq	cm	%
R1	CTM Rampa 11		0+074	73,62	6,00		25,00						25,00	R1	50	50	45	45	70	0,95	1.394	25,0	0,86	0,43	5	10,52
R5	CP - DX Rampa 1	0+095		95,00	6,00		49,10				R5	0,50	155,60	R5	50	50	45	45	70	1,09	1.493	204,7	1,76	1,28	17	34,63
R6	CP - DX Rampa 10				5,36		20,90		R2	13,80			34,70	R6	50	50	45	45	70	1,37	1.674	34,7	1,09	0,66	6	11,47
R7	CP - DX Asse Principale		0+059	58,86	6,00		34,10				S-8a		117,00	R7	50	50	45	45	70	1,36	1.668	151,1	1,74	1,33	14	27,33
R8	CP - DX Rotatoria 1			86,31	5,31		30,20						30,20	R8	50	50	45	45	70	17,33	5.954	30,2	2,34	3,93	2	4,93
R9	CP - SX Rotatoria 1			70,27	7,15		26,30				R9	0,11	35,65	R9	50	50	45	45	70	0,98	1.416	61,9	1,18	0,69	9	17,87
R11	CP - SX Ramo 7	0+114	0+050	64,02	9,00		31,20						31,20	R11	50	50	45	45	70	2,37	2.202	31,2	1,25	0,94	5	9,13
R14	CP - SX Viabilità S.02	0+060	0+125	64,87	4,00		24,20				R14	0,06	18,80	R14	50	50	45	45	70	0,89	1.349	43,0	1,01	0,53	7	14,81
R15	CP - DX Ramo 8	0+030	0+080	50,00	4,50		12,50						12,50	R15	30	30	45	45	70	0,86	340	12,5	0,74	0,33	5	16,13
R16	CP - SX Ramo 8	0+080	0+040	40,00	4,50		10,10				R16	2,37	742,48	R16	50	50	45	45	70	1,35	1.662	752,6	2,71	2,60	33	66,63
R17	CP - DX Rotatoria 3	0+080	0+107	26,55	3,05		5,80						5,80	R17	30	30	45	45	70	2,44	572	5,8	0,80	0,49	2	7,47

TABULATO VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA E CANALETTE TESTA PARATIA

FG fosso in cls, CT canaletta trapezia testa paratia.

Acque di versante e acque di scarpata, portate calcolate con Tr = 100 anni.

Acque di piattaforma Tr = 50 anni

Codice sezione calcolo n°	Identificativo elemento	SEZIONE DI CALCOLO		Tratta sede stradale		Acque piattaforma		Scarico acque piattaforma Viadotto, testa muro o altro				Acque di versante			Portata totale sezione Q=Σ Qi l/sec	Codice sezione calcolo n°	Geometria sezione idraulica					Portata Qmax l/sec	Portata Q calcolo l/sec	Velocità V m/sec	Tensione trascinamento fondo τ o Kg/mq	Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %		
		Sezione idraulica	Progressiva		L [m]	B [m]	Tr (anni) = 50 Us (l/s mq) = 0,088 Area scolante mq	Qp l/s	Viadotto		Spalla V. o testa muro		Tr (anni) = 100 U (l/s ha) = 313,3				B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>							Pendenza i %	
			iniziale [m]	finale [m]					(cod. sez. acque piattaforma)	Qvd l/s	(codice sez. acque piattafor.)	Qtm l/s	Codice bacino	Area bacino S ha					Qv l/s	α gradi									β gradi
F1	FG-DX Rampa 1		0+130	0+100	30,00	6,00		0,00		0,00		0,00	F1	0,26	80,00	80,00	F1	50	50	45	45	70	2,96	2.461	80,0	1,86	1,79	7	14,99
F2	FG-SX Ramo 5		0+000	0+080	80,00	5,50		0,00		0,00		0,00	F2	0,30	94,17	94,17	F2	50	50	45	45	70	6,30	3.590	94,2	2,52	3,43	7	13,19
F4	FG-SX Ramo 5		0+080	0+163	83,07	5,50		0,00		0,00		0,00	S2		367,00	367,00	F4	50	50	45	45	70	4,18	2.924	367,0	3,35	4,74	16	32,94
F7	FG-DX Ramo 3		0+100	0+000	100,00			0,00		0,00		0,00	S5		1070,00	1070,00	F7	50	50	45	45	70	2,60	2.306	1.070,0	3,79	5,05	34	67,49
F8	FG-DX Ramo 7		0+000	0+114	114,02	5,50		0,00		0,00		0,00	S16a		573,00	573,00	F8	80	80	45	45	70	0,63	3.975	573,0	1,85	1,21	29	35,63
F9	FG-SX Ramo 7		0+000	0+050	50,00	5,50	R11	35,10		0,00		0,00	F9	0,00	0,00	35,10	F9	50	50	45	45	70	1,05	1.465	35,1	1,00	0,55	6	12,50
F10	FG-SX Viabilità S.02		0+024	0+075	51,05	5,44		0,00		0,00		0,00	F10	0,05	15,04	15,04	F10	30	30	45	45	70	4,07	739	15,0	1,32	1,17	3	11,34
F12	FG-DX Ramo 6		0+247	0+125	122,45	5,50		0,00		0,00		0,00	F12	1,89	590,85	590,85	F12	50	50	45	45	70	1,58	1.798	590,9	2,69	2,68	28	56,17
F13	FG-DX Ramo 6		0+356	0+250	106,10	5,50		0,00		0,00		0,00	F13	3,98	1245,77	1245,77	F13	50	50	45	45	70	3,10	2.518	1.245,8	4,20	6,18	35	69,80
F14	FG-DX Ramo 6		0+356	0+308	47,97	5,50		0,00		0,00		0,00	F14	2,55	799,42	799,42	F14	50	50	45	45	70	5,27	3.283	799,4	4,54	7,90	24	47,72
F15	FG-DX Ramo 6		0+481	0+356	125,00	5,50		0,00		0,00		0,00	F15	4,01	1256,16	1256,16	F15	80	80	45	45	70	2,61	8.091	1.256,2	3,85	5,19	30	37,15
F16	FG-DX Ramo 6 - Rotatoria 3				0,00	0,00		0,00		0,00		0,00	F16	3,83	1198,65	1198,65	F16	50	50	45	45	70	3,50	2.676	1.198,7	4,35	6,71	33	66,25
F17	FG-SX Ramo 8		0+000	0+040	40,00	4,50		0,00		0,00		0,00	F17	1,07	335,38	335,38	F17	50	50	45	45	70	1,35	1.662	335,4	2,18	1,87	22	43,02
F18	FG-DX Ramo 9		0+060	0+000	60,00	5,50		0,00		0,00		0,00	S-19		137,00	137,00	F18	50	50	45	45	70	4,71	3.104	137,0	2,59	3,31	9	17,96

TABULATO VERIFICA IDRAULICA CANALETTA TESTA MURO

CTM canaletta testa muro mezzo tubo

Acque di versante e acque di scarpata, portate calcolate con Tr = 25 anni.

Acque di piattaforma Tr = 25 anni

Codice sezione calcolo n°	SEZIONE DI CALCOLO				Tratta sede stradale		Acque piattaforma		Scarico acque piattaforma Viadotto, testa muro o altro				Acque di versante			Portata totale sezione Q=Σ Qi l/sec	Codice sezione calcolo n°	Sezione idraulica				Portata		Velocità V m/sec	Tirante h mm	Grado di Riempimento h/P %	
	Identificativo elemento	Codice Manufatto	Progressiva		L [ m ]	B [ m ]	Tr (anni) = 25 Us (l/s mq) = 0,078 Area scolante mq	Qp l/s	Viadotto		Spalla V. o testa muro		Tr (anni) = 100 U (l/s ha) = 313,3 Codice bacino	Area bacino S ha	Qv l/s			Diametro interno D mm	Diametro nominale DN	MATERIALE	c Scabrezza m <sup>1/3</sup>	i Pendenza %	Qmax l/sec				Q calcolo l/sec
			iniziale [ m ]	finale [ m ]					(cod. sez. acque piattaforma)	Qvd l/s	(codice sez. acque piattafor.)	Qtm l/s															
R2	CTM Rampa 10	CTM	0+230	0+270	40,00	6,00		13,80		0,00		0,00			13,80	R2	600,0	600	CLS	70	4,10	1.217	13,80	1,36	47	7,75	
R3	CTM Decelerazione	CTM	0+230	0+120	121,09	8,75		51,90		0,00		0,00			51,90	R3	600,0	600	CLS	70	0,50	425	51,90	0,97	147	24,48	
R4	CTM Decelerazione	CTM	0+120	0+000	120,00	8,75		56,60		0,00		0,00			56,60	R4	600,0	600	CLS	70	0,50	425	56,60	0,99	153	25,57	
R10	CTM Rotatoria 1	CTM	0+000	0+025	24,81	3,05		5,40		0,00		0,00			5,40	R10	600,0	600	CLS	70	0,30	329	5,40	0,41	55	9,23	
R13	CTM Rotatoria 2	CTM	0+080	0+107	26,81	3,05		5,70		0,00		0,00			5,70	R13	600,0	600	CLS	70	4,80	1.317	124,87	2,78	129	21,57	

## 4 OPERE IDRAULICHE SULLA RETE DI DRENAGGIO NATURALE ESISTENTE

### 4.1 Specifiche tecniche capitolato d'oneri ANAS

Il capitolato d'oneri – Prescrizioni per la redazione del Progetto Definitivo ed Esecutivo al paragrafo "5 Idrologia e Idraulica" indica quali contenuti, verifiche idrauliche, criteri di dimensionamento devono contenere gli elaborati di progetto, in riferimento alle opere di attraversamento dei corsi d'acqua ed in generale di tutte le opere idrauliche previste in progetto, quali inalveazioni, rivestimenti di sponda, tombini ecc.

.....

" .... Per ciascun corso d'acqua interferente con opere in progetto saranno fornite:

- indicazioni in merito alla tendenza morfo-evolutiva del corso d'acqua;
- valutazione della capacità di trasporto solido del corso d'acqua e di eventuali fenomeni erosivi nel tratto interessato dalle opere;
- ricostruzione delle aree inondate e delle modalità di allagamento in occasione di significativi e recenti eventi di piena, ove disponibili;
- identificazione e rappresentazione tramite stralcio planimetrico a scala adeguata, delle condizioni di rischio idraulico delineate per il corso d'acqua dal locale Piano di Assetto Idrogeologico, ove presenti;

**Per ciascuna opera di attraversamento principale (ponti e viadotti) ed in generale per ciascuna interferenza principale con corsi d'acqua sarà redatta la verifica di compatibilità idraulica in regime di moto permanente e nelle seguenti condizioni:**

- assenza dell'opera (condizioni indisturbate);
- presenza dell'opera nella configurazione definitiva;
- ove necessario, per l'importanza dell'opera, durante le fasi più significative di costruzione, tenendo conto delle opere provvisorie previste, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata.

Le verifiche potranno altresì essere condotte nell'ipotesi di moto uniforme con valutazione speditiva delle perdite di carico e degli effetti di sovrizzo o rigurgito della corrente, solo nei casi in cui si verifichino contemporaneamente le seguenti condizioni:

- l'attraversamento non presenti opere interferenti con la sezione di deflusso della piena di

progetto;

- il corso d'acqua sia di modesta entità (con bacino idrografico sotteso all'interferenza di estensione inferiore a 10 kmq) e non risulti interessato da vincoli di natura idraulica o di assetto idrogeologico, o da evidenze di fenomeni di esondazione;
- il tratto fluviale abbia geometria approssimativamente cilindrica e non contenga al suo interno o sul contorno sezioni critiche costituite da salti o strettoie naturali o artificiali che provochino scostamenti apprezzabili dalle condizioni di moto uniforme.

In relazione saranno forniti:

- descrizione del metodo di verifica e del codice di calcolo utilizzato per la valutazione del profilo idraulico e delle altre caratteristiche del moto;
- descrizione delle condizioni al contorno fissate;
- **verifica del franco idraulico sul livello idraulico di massima piena per  $T_r=200$  anni, che dovrà risultare superiore all'altezza cinetica della corrispondente corrente ed almeno 1 metro;**
- verifica delle variazioni dei livelli idrici, con evidenziazione degli effetti di rigurgito eventualmente indotti;
- verifica della variazione delle aree inondate;
- valutazione della variazione della capacità di trasporto solido della corrente;
- valutazione degli effetti di restringimento dell'alveo e/o di indirizzamento della corrente;
- valutazione dell'effetto di riduzione della capacità di invaso della piena dovuto all'eventuale sottrazione di volume all'area inondata ed identificazione degli eventuali interventi di mitigazione o compensazione;
- valutazione dei possibili fenomeni di abbassamento o innalzamento dell'alveo e di erosione generalizzata in corrispondenza dei tratti interferiti;
- valutazione dell'erosione localizzata in corrispondenza delle opere in alveo (pile e spalle) per il corretto dimensionamento delle fondazioni e dei fenomeni erosivi di sponda, e progettazione delle eventuali opere di protezione necessarie;
- valutazione delle problematiche indotte sulle opere stradali (rilevati, ecc.) dall'azione di trascinarsi delle acque in condizioni di piena e dimensionamento delle eventuali opere di difesa;

**Per le opere di attraversamento minori (tombini e ponticelli di luce netta inferiore a 6 m), la verifica idraulica potrà essere effettuata in regime di moto uniforme con valutazione speditiva delle perdite di carico localizzate. Il dimensionamento idraulico dei manufatti dovrà comunque considerare e definire i seguenti elementi essenziali:**

- condizioni di imbocco e sbocco della corrente;
- **franco idraulico lungo l'opera (opera di imbocco, canna, opera di sbocco); che per i tombini dovrà risultare superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera e comunque superiore a 0.75 m;**
- effetti dovuti al rischio di ostruzione;
- effetti di erosione allo sbocco e relative protezioni.

I tombini di attraversamento di corsi d'acqua naturali dovranno avere diametro minimo di 1.5 m. Dovranno inoltre essere dimensionate e verificate le opere di raccordo al corso d'acqua naturale a monte e valle dell'attraversamento.

Nei casi in cui lo sviluppo longitudinale o trasversale delle opere di attraversamento e delle opere di raccordo al corso d'acqua naturale sia tale da rendere possibili scostamenti significativi dalle condizioni di moto uniforme della corrente, l'analisi idraulica andrà condotta in regime di moto permanente.

**Per il sistema di drenaggio e presidio idraulico dell'infrastruttura, .....**

- dimensionamento e verifica idraulica di tutte le opere costituenti gli schemi idraulici di drenaggio e presidio dell'infrastruttura con riferimento ai seguenti tempi di ritorno:
  - drenaggio della piattaforma stradale:  $Tr=25$  anni;
  - fossi di guardia dell'asse principale  $Tr=50$  anni;
  - fossi di guardia delle strade secondarie  $Tr=25$  anni.

Lo studio idrologico dovrà comunque recepire eventuali raccomandazioni o linee guida redatte in materia da Enti competenti sul territorio quali Province, Regioni o Autorità di Bacino.

.....

I tempi di ritorno adottati per lo sviluppo dei calcoli delle portate di dimensionamento degli elementi idraulici lineari e di raccordo puntuale, così come richiesto dalle linee guida ANAS e dalle direttive del Consiglio Superiore del LL.PP. dettate per interventi analoghi sono:

- drenaggio della piattaforma stradale in rilevato:  $Tr = 25$  anni;
- drenaggio della piattaforma stradale in trincea:  $Tr = 50$  anni;
- fossi di guardia testa trincea dell'asse principale:  $Tr = 100$  anni;
- Tombini e opere idrauliche principali:  $Tr = 200$  anni;

## 4.2 NTC 2018 e relativa circolare applicativa

L'aggiornamento delle "Norme Tecniche per la Costruzione "NTC 2018" di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e la relativa Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" contengono le istruzioni per la progettazione dei ponti stradali e ferroviari interessanti corsi d'acqua naturali o artificiali, con particolare riferimento ai tempi di ritorno e ai franchi idraulici da adottare per le verifiche di compatibilità idraulica.

In particolare, al § 5.2.1.3 delle NTC 2018 "Compatibilità idraulica" si prescrive che:

*"Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.*

*L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una **piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni ( $T_r=200$ ).***

*Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:*

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;*
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;*
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;*
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;*
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.*

*Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.*

Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, **la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m** misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

**Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.**

**Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.**

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena."

La Circolare n°7 del 21/01/2019 chiarisce le prescrizioni al § 5.2.1.3 delle NTC 2018 "Compatibilità idraulica":

"Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a  $T_r = 200$  anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'officiosità idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

.....

Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella



sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a  $6 \div 7$  m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.

**Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 mc/s.** L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 mq è da garantire la praticabilità del manufatto;
- **il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera**, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: **nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;**
- **nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;**
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;

- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;
- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisoria, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisoria stessa."

#### 4.3 Richieste Autorità di bacino del distretto idrografico della Sicilia

Come indicato nella Nota Anas sui riferimenti normativi per la progettazione idraulica:

"Per la progettazione delle opere idrauliche in Sicilia i riferimenti normativi di cui occorre tenere conto sono:

- NTC 2018: Capitolo 5.1.2.3 (Compatibilità Idraulica) delle Norme Tecniche per le costruzioni approvate con Decreto Ministeriale 17/01/2018 e al capitolo 5.1.2.3 (Compatibilità Idraulica) della Circolare 21/01/2019, n. 7 del Consiglio Superiore Lavori Pubblici;
- la Relazione Generale del PAI (anno 2004) che contiene al Cap. 11 le NTA. In particolare per gli studi di compatibilità nelle aree di pericolosità e rischio idraulico gli articoli di riferimento sono l'art. 11, 12 e l'Appendice B;
- le NTA del PGRA (in particolare art. 16 comma 1 e art. 10 comma 1/art. 11 comma 2) e la Relazione Generale del PGRA (anno 2015);
- Il DPR n 4 2019 - Passaggio di competenze da GC a AdB – Sicilia;
- Il DSG\_55\_07.08.2019\_Che istituisce l'AUTORIZZAZIONE\_UNICA;
- Il DSG.n.189 2020 – Direttiva ALVEI • R.D. 523/1904".

In merito alle verifiche idrauliche degli attraversamenti principali e secondari:

*"Le verifiche idrauliche in corrispondenza degli attraversamenti sul reticolo idrografico (definito ai sensi dell'art. 54 D.Lgs 152/2006 come "l'insieme degli elementi che costituiscono il sistema drenante alveato del bacino idrografico) dovranno essere condotte con riferimento alla piena per Tr 200 e 300 anni, garantendo:*

- **con Tr 200 anni il rispetto delle NTC 2018 - par. 5.1.2.3;**
- **con Tr 300 anni la verifica che l'intervento migliori o almeno non alteri le condizioni di deflusso accertate nelle condizioni ante opera, quindi il non incremento della pericolosità idraulica e del rischio idraulico; non è necessario il rispetto di un determinato franco, l'importante è che la portata transiti attraverso l'opera e non crei condizioni di dissesto (AdB );**
- *la verifica a 300 anni va estesa a tutti gli impluvi anche minori che sono legati al reticolo primario, che in sostanza hanno una continuità idraulica nel reticolo e che pertanto vanno individuati e censiti (AdB )....."*

*"Nel caso di tombini di attraversamento di rilevati a mezzacosta con alvei a forte pendenza, è buona norma limitare le velocità all'interno della canna e allo sbocco per evitare fenomeni erosivi ed abrasioni del manufatto. In tal senso si può prevedere un pozzetto di caduta all'imbocco (di altezza non superiore a 2-3 m, ovvero, dove possibile, una gradonatura dell'alveo) ed eventualmente un salto di fondo all'interno della canna ovvero dissipatori allo sbocco con vaschetta di calma. Lo sbocco andrà inoltre protetto con materassi o gabbioni o pietrame (anche cementato), qualora le velocità allo sbocco eccedano i 5-6 m/s per le portate di progetto. Sono altresì da evitare pendenze inferiori a 2-3% per evitare depositi in presenza di acque torbide o per far sì che i sedimenti depositati nella canna per portate ordinarie possano essere agevolmente rimossi dalla corrente durante gli eventi di piena. Occorre dunque giustificare in tal caso il disallineamento altimetrico del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua che ai sensi della Circolare 21/01/2019, n. 7 sarebbe da evitare. Deve comunque essere garantita la possibilità di accesso all'interno della canna per le periodiche operazioni di pulizia e manutenzione. Per canne di lunghezza superiori a 15 m sono, per tale motivo, da evitare sezioni inferiori a 2x2 o equivalenti".*

#### 4.4 Criteri di verifica

Sulla base di quanto riportato nei due precedenti paragrafi, le opere di attraversamento devono essere verificate secondo i seguenti i criteri, scegliendo i criteri più cautelativi:

Elementi di verifica	Capitolato d'oneri ANAS	NTC 2018	Autorità di bacino
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<i>Tr=200 anni</i>	<i>Portata di piena di progetto Tr = 200 anni</i>	<i>Portata di piena di progetto Tr = 300 anni</i>
Verifica Franco di progetto ponti.	<i>In ottemperanza alle norme vigenti</i>	<i>Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m</i> <b><math>F \geq 1,50 m</math></b> <i>Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m</i>	
Dislivello tra fondo e sottotrave		<i>Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m</i>	

<p>Posizione spalle e pile in alveo</p>	<p>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</p>	<p>Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.</p> <p>Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.</p> <p>Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione</p>	
<p>Opere di attraversamento minori, tombini e ponticelli con luce netta inferiore a 6 m</p>	<p>Tr=200 anni</p>	<p>Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m<sup>3</sup>/s.</p> <p>Portata di piena di progetto Tr = 200 anni</p>	<p>Tr= 300 anni, l'intervento deve migliorare o almeno non alterare le condizioni di deflusso accertate nelle condizioni ante opera, quindi il non incremento della pericolosità idraulica e del rischio idraulico; non è necessario il rispetto di un determinato franco, l'importante è che la portata transiti attraverso l'opera e non crei condizioni di dissesto.</p>
<p>Verifica franco opere di attraversamento minori, Tombini e ponticelli con luce netta inferiore a 6 m</p>	<p>Tr=200 anni franco idraulico superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera e comunque superiore a 0,75 m</p>	<p>Il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;</li> <li>- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50m</li> </ul>	<p>Tr= 300 anni, l'intervento deve migliorare o almeno non alterare le condizioni di deflusso accertate nelle condizioni ante opera, quindi il non incremento della pericolosità idraulica e del rischio idraulico; non è necessario il rispetto di un determinato franco, l'importante è che la portata transiti attraverso l'opera e non crei condizioni di dissesto.</p>

Inoltre tutte le opere idrauliche devono essere progettate con materiali idonei a garantire il mantenimento dei livelli prestazionali e delle funzioni per le quali sono state previste, nell'intero arco della vita utile delle opere stesse. Pertanto si rende necessario verificare che nelle sistemazioni idrauliche, nei canali e nelle opere lineari a contatto con le correnti idrauliche si verificano valori di tensioni di trascinamento e velocità compatibili con i materiali utilizzati.

Anticipando criteri di cui al successivo paragrafo 7.7 "Criteri di dimensionamento delle protezioni e del fondo dei canali e delle sponde" si riportano in forma tabellare alcuni valori caratteristici di resistenza al trascinamento e di velocità ammissibili di materiali naturali normalmente usati nelle sistemazioni e opere idrauliche.

**Valori caratteristici di resistenza al trascinamento per alcuni materiale naturali (\*)**

MATERIALE E TECNICHE	Scabrezza iniziale	Resistenza al trascinamento $\tau_{cr}$	
	n ( $s/m^{1/3}$ )	Fine lavori (kg/mq)	A regime con vegetazione (kg/mq)
Scogliera Dm 500/600			55
Scogliera Dm 700/800			75
Scogliera Dm 900/1000			90
Scogliera Dm 1100/1200			110
Scogliera Dm 40/50 cementata			>500
Canalette, tombini, opere in c.a.			>500
Gabbioni 50-100	0,0301	34,2	40
Materassi Reno 15-17	0,0277	20,4	40
Materassi Reno 23-25	0,0277	23,4	40
Materassi Reno 30	0,0277	27,0	40
Materassi Reno bitumati 23-25	0,0158	32,4	40
Sabbia fine ( $\leq 0,2$ mm)	0,02	0,2	0,2
Ghiaietto ( $< 2$ cm)	0,02	1,5	1,5
Sabbia e ciottoli	0,03	3,0	3
Ciottoli e ghiaia	0,035	5,0	5
Cotici erbosi	0,04	1,0	3
Talce - Arbusti	0,1	1,0	6
Copertura diffusa	0,1	5,0	30
Viminate - Graticciate spondali	0,1	1,0	5
Ribalta viva	0,1	2,0	10

\* "Protezioni Spondali - Manuale di riferimento e d'uso" - Officine Maccaferri S.p.A.

Per scogliere di massi cementati le azioni di trascinamento ammissibili sono quelle del calcestruzzo.

### Velocità delle correnti a contatto con rivestimenti in gabbioni

Dati di letteratura idraulica e prove di laboratorio, mostrano che i rivestimenti con gabbioni dello spessore di 50 cm e riempimento con pezzatura variabile tra i 100-200 mm presentano una velocità critica (primo movimento) di 5.8 m/s e una velocità limite (massima deformazione) pari a 7.6 m/s; se invece si adotta una pezzatura variabile tra 120-250 mm si possono raggiungere velocità critiche (primo movimento) di 6,4 m/s e velocità limite (massima deformazione) di 8,0 m/s.

Type	Thickness (m)	Filling stones		Critical velocity (*)	Limit velocity (*)
		stone size	d <sub>50</sub>		
Reno mattress	0,15-0,17	70-100	0.085	3.5	4.2
		70-150	0.110	4.2	4.5
	0,23-0,25	70-100	0.085	3.6	5.5
		70-150	0.120	4.5	6.1
	0,30	70-120	0.100	4.2	5.5
		100-150	0.125	5.0	6.4
Gabions	0,50	100-200	0.150	5.8	7.6
		120-250	0.190	6.4	8.0

I gabbioni devono essere impiegati sempre con utilizzo di rete metallica con fili zincati per minimizzare gli effetti della corrosione. Inoltre devono essere utilizzati con cautela sul fondo alveo di corsi d'acqua, con corrente fluente perenne e caratterizzata da cospicuo trasporto solido al fondo per evitare danneggiamenti e rovina della rete con compromissione dell'azione di contenimento del pietrame, prima che si instauri la progressiva naturalizzazione e colonizzazione del pietrame stesso da parte delle radici della vegetazione naturale in situ.



## 5 METODOLOGIA DI VERIFICA IDRAULICA IN MOTO UNIFORME

Il dimensionamento idraulico degli attraversamenti minori viene eseguito utilizzando le usuali formule dell'idraulica. Per la verifica dei manufatti in progetto si fa riferimento alla formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \Omega \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

Q: portata in m<sup>3</sup>/s;

n: coefficiente di scabrezza secondo Manning;  $c = 1/n$  coefficiente di scabrezza secondo Glauckler-Strickler;

$R_H$  : raggio idraulico;

i: pendenza del corso d'acqua;

$\Omega$ : sezione bagnata.

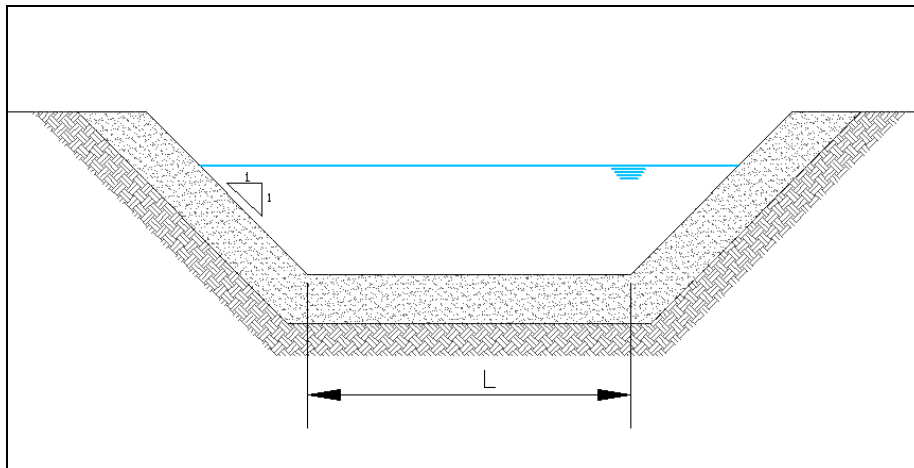
Il valore del coefficiente di scabrezza per le strutture in calcestruzzo viene assunto pari a 0,015 m<sup>1/3</sup>/s<sup>-1</sup> ( $c = 70$  m<sup>1/3</sup>/s<sup>1</sup>) e debitamente aumentato in caso di forte deterioramento interno del manufatto fino ad un valore pari a 0,02857 m<sup>-1/3</sup>/s<sup>-1</sup> ( $c = 35$  m<sup>1/3</sup>/s<sup>1</sup>).

Il manufatto idraulico risulta verificato secondo le prescrizioni del Manuale di Progettazione se

$$\frac{y_m}{D} \leq 70\% , \text{ con } D \text{ altezza del canale.}$$

Per alcuni corsi d'acqua minori si è scelto di non attraversare il rilevato stradale, con tombini, ma di allungare i fossi di guardia parallelamente al tracciato stradale al fine di scaricare le portate nell'attraversamento più vicino; mentre in alcuni casi si è reso necessario lo spostamento di piccoli impluvi che interferivano con le pile dei viadotti con nuove inalveazioni di canali e fossi di guardia.

Tali fossi di guardia sono a forma trapezia con i lati di pendenza 1:1.



**Figura 5-1 – Schema sezione fosso di guardia.**

Il valore del coefficiente di scabrezza per i fossi in terra viene assunto pari a  $0,030 - 0,035 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}^{-1}$  ( $c = 35-28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^1$ ), mentre nel caso di fossi rivestiti si assume un valore pari a  $0,025-0,028 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}^{-1}$  ( $c = 40-35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^1$ ) per materassi tipo Reno e pietrame e  $0,014-0,013 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}^{-1}$  ( $c = 70-75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^1$ ) per rivestimento in calcestruzzo.

Il fosso risulta verificato secondo le prescrizioni del Manuale di Progettazione se il grado di riempimento della sezione di deflusso risulta non superiore del 70% ( $\frac{y_m}{H} \leq 70\%$ , con H altezza della sezione del fosso).

## 5.1 Verifiche idrauliche

Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche geometriche dei manufatti di attraversamento della strada e degli spostamenti di fossi o nuovi canali su cui verrà eseguita la verifica idraulica in moto uniforme.

Sezione calcolo idraulico ID	Progressiva da profilo di progetto Pk	Corso d'acqua	Tipologia Manufatto	Larghezza [m]	Altezza [m]
S-2	Ramo 3	Reticolo minore Dx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	2,00	1,00
S-4	Viabilità secondaria S.01	Reticolo minore Dx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	2,00	1,00; 2,00
S-15	Ramo 6 – Pk. 0+146,38	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	2,00	1,00
S-13	Ramo 6 – Pk. 0+373,10	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	2,00	2,00
S-12	Ramo 8 – Pk. 0+080,00	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in c.a.	1,50	2,00
S-10	Asse principale – Pk. 0+120,00	V.ne Tre Santi, Reticolo minore Dx San Bartolomeo	Canale aperto in gabbioni	3,00	1,00

**Tabella 5-1 Caratteristiche geometriche dei manufatti**

Tale tabella contiene l'identificativo, la progressiva chilometrica da profilo di progetto, la tipologia di manufatto e le dimensioni interne di progetto del manufatto.

Per ogni manufatto è stata utilizzata la portata di progetto determinata con la metodologia descritta nell'elaborato T00 ID 00 IDR RE 01 A "Relazione idrologica" alla quale si rimanda, relativamente ad un tempo di ritorno di 300 anni.

Sezione calcolo idraulico ID	Progressiva da profilo di progetto Pk	Corso d'acqua	Tipologia Manufatto	Portata di piena Q [mc/s]	Tempo di Ritorno Tr [anni]
S-2	Ramo 3	Reticolo minore Dx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	0,43	300
S-4	Viabilità secondaria S.01	Reticolo minore Dx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	0,68	300
S-15	Ramo 6 – Pk. 0+146,38	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	1,98	300
S-13	Ramo 6 – Pk. 0+373,10	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in gabbioni	4,08	300
S-12	Ramo 8 – Pk. 0+080,00	Reticolo minore Sx Fiume Platani	Canale aperto in c.a.	2,42	300
S-10	Asse principale – Pk. 0+120,00	V.ne Tre Santi, Reticolo minore Dx San Bartolomeo	Canale aperto in gabbioni	5,11	300

**Tabella 5-2 Portate di progetto per la verifica in moto uniforme**

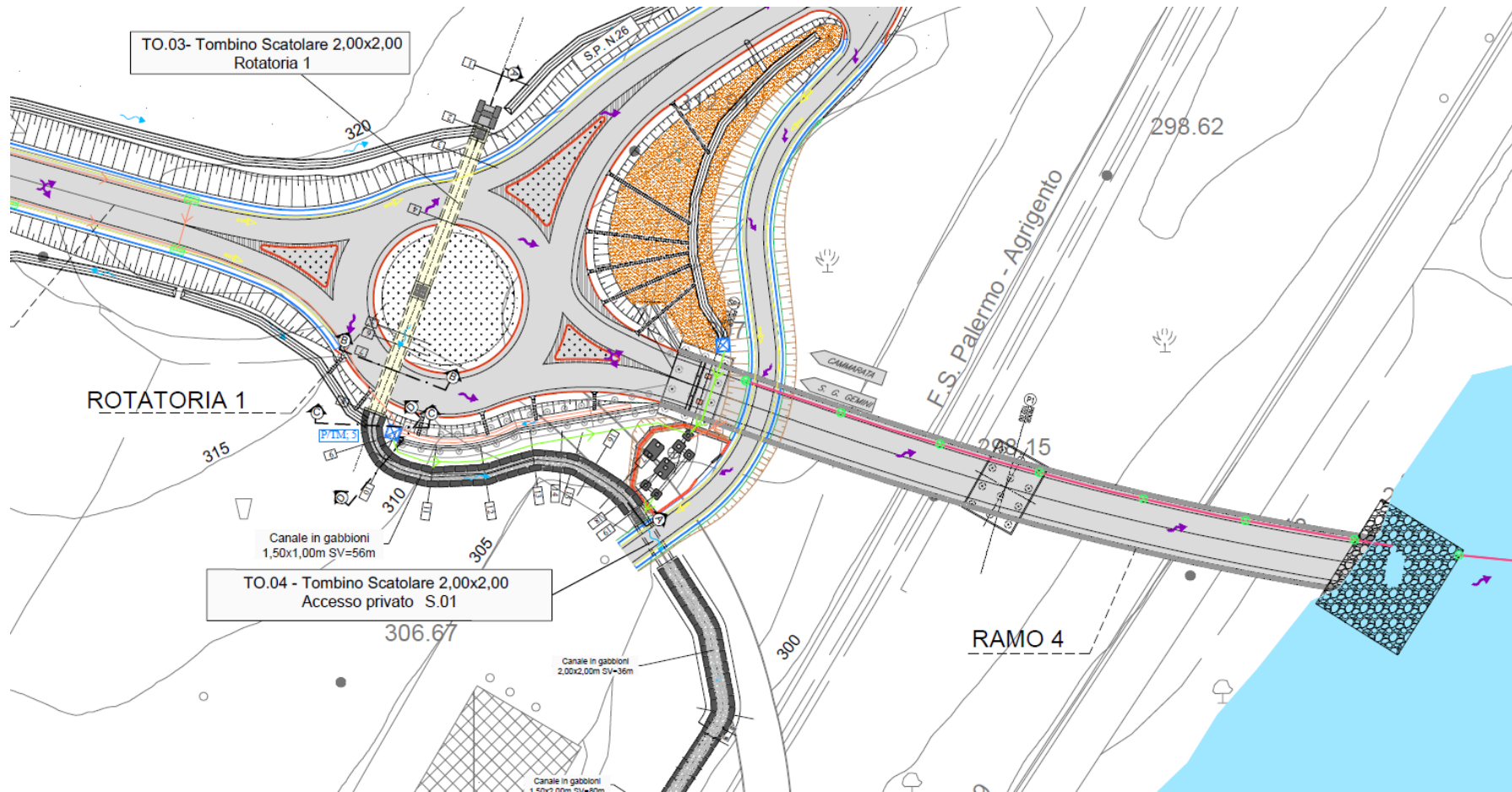
I dati topografici delle sezioni trasversali d'alveo sono stati estratti dalla restituzione cartografica a scala 1:5.000 dei dati provenienti da rilievo fotogrammetrico, integrati con dati celerimetrici di dettaglio a scala 1:500 nei punti di attacco con le infrastrutture stradali esistenti. Per le aree in cui non si sono effettuati rilievi si è utilizzata la cartografia scala 1:5.000 e 1:10.000 della regione Sicilia.

### 5.1.1 TO.03 – Tombino T.03 Ramo 3

Nell'elaborato grafico *T00 TM 03 STR DI 01 – Planimetria, profilo e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

L'intervento verrà realizzato nelle vicinanze della rotatoria 1 dove l'asse stradale e le opere connesse interferiscono con il reticolo idrografico in dx del fiume Platani. Tali interferenze sono state risolte progettando un sistema di canali e tombini scatolari che fanno confluire le acque di versante, interferenti con le opere in progetto, nel retico idrografico esistente a valle delle opere, ristabilendo il normale deflusso delle acque.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:



La soluzione in progetto prevede:

- Manufatto di imbocco con fondo alveo in materasso tipo reno di spessore 0,50 m e sponde con gabbioni di dimensione 2,00 x 1,00 x 1,00 m;
- Tombino scatolare T0.03 – T.03 (dalla sez.2 alla sez.8) in calcestruzzo armato 2,00 x 2,00 con pendenza del 1,00% e lunghezza complessiva di circa 53 m, con pozzetti di ispezione in c.a. di dimensione variabile con griglia di protezione anticaduta. La verifica è stata effettuata in condizioni di moto permanente con software HY-8 (Capitolo 6);
- Canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.8 alla sez.19) di larghezza 1,50 m ed altezza di 1,00 m con profilo altimetrico costituito da spezzate con pendenza del 5,00%, con salti intermedi con scogliera a protezione alveo con massi D=500 mm – peso=150 kg – hm=0,80 m – V=12 mc per una lunghezza di circa 57,74 m, con immissione finale in pozzetto di imbocco tombino TO.04.

Nel canale aperto in gabbioni con pendenza del 5,00% (dalla sez.8 alla sez.19) il tirante si mantiene costante e pari a 0,13 m che comporta un grado di riempimento massimo, nel tratto di dimensioni 1,50 x 1,00 m, pari al 13,46%. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 2,10 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 7,01 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

La verifica del tombino TO.03 sviluppata al capitolo 6, risultando positiva.

La verifica di tutti i tratti in progetto e del tombino scatolare risulta soddisfatta essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.

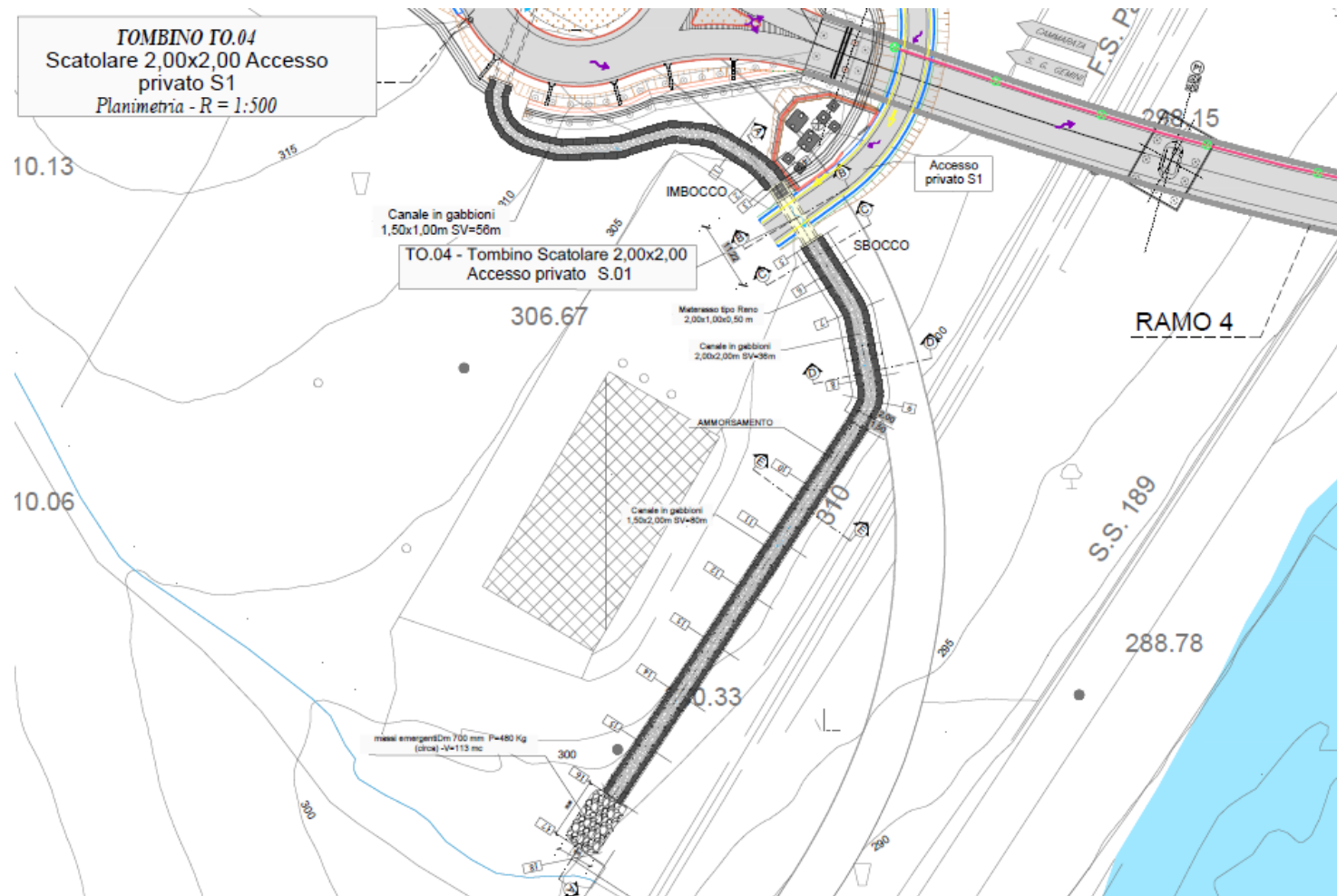
SEZIONE DI CALCOLO		Acque di versante			Portata totale sezione Q=Σ Qi	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza i %	Portata		Velocità V m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %	
Codice sezione calcolo Bacino n°	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Coeff. Udometrico				B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>		Q <sub>max</sub> l/sec	Q calcolo l/sec		Tensione trascinamento fondo τ <sub>o</sub> Kg/mq	Tensione trascinamento ammmissibile τ <sub>cr</sub> Kg/mq	K = τ <sub>cr</sub> / τ <sub>o</sub>			
			Codice bacino	Area bacino S ha	Qv l/s	Sx α gradi			Dx β gradi	τ <sub>o</sub>		τ <sub>cr</sub>									
	<b>Tombino TO.03</b>																				
S-2	Canale aperto in gabbioni (fondo mat. reno sp50; salti con rampe in scogli)	17	S-2		425	425	S-2	150	100			40	5,00	7.626	425	2,10	5,71	40,00	7,01	13	13,46



### 5.1.2 TO.04 – Tombino T.04 Viabilità secondaria S.01

Nell'elaborato grafico *T00 ID 02 IDR PP 04 – Pianta e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:



La soluzione in progetto prevede:

- Manufatto di imbocco in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.2 alla sez. 4) di larghezza 1,50 m ed altezza di 1,00 m, con pendenza del 5,00% e lunghezza di circa 3,50 m;
- Tombino scatolare TO.04 (dalla sez.4 alla sez.5) in cemento armato 2,00 x 2,00 m, con pendenza del 0,50% e lunghezza di 10,82 m, verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- I° Tratto canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.5 alla sez.9) di larghezza 2,00 m ed altezza pari a 2,00 m, con pendenza del 0,50% e lunghezza di circa 28,50 m;
- II° Tratto canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.9 alla sez.14) di larghezza 1,50 m ed altezza 1,00 m, con pendenza del 0,50% e lunghezza di circa 57,32 m;
- III° Tratto canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.14 alla sez.16) di larghezza 1,50 m ed altezza 1,00 m, con pendenza del 0,50% e lunghezza di circa 20,00 m;
- Sistemazione area di sbocco a valle della sezione 16 con rilascio in alveo protetto da una copertura con massi cementati  $D_m=700$  mm - peso= 480 Kg - hm=1,80 m e V=108 mc.

Nel I° tratto del canale aperto in gabbioni a valle del tombino TO.04 (dalla sez.5 alla sez.9) il tirante è pari a 0,31 m che comporta un grado di riempimento massimo, nel canale di dimensione 2,00 x 2,00 m, del 15,59%. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 1,09 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 1,19 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

Nel II° tratto del canale aperto in gabbioni (dalla sez.9 alla sez.14) il tirante è pari a 0,39 m

che comporta un grado di riempimento massimo, nel canale di dimensione 1,50 x 1,00 m, del 39,36%. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 1,25 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 14,53 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

Nel III° tratto del canale aperto in gabbioni (dalla sez.14 alla sez.16) il tirante è pari a 0,13 m che comporta un grado di riempimento massimo, nel canale di dimensione 1,50 x 1,00 m, del 12,65%. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 3,57 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 14,53 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

La verifica del tombino TO.04 è demandata al capitolo 6, risultando positiva.

La verifica di tutti i tratti in progetto e del tombino scatolare risulta soddisfatta essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.

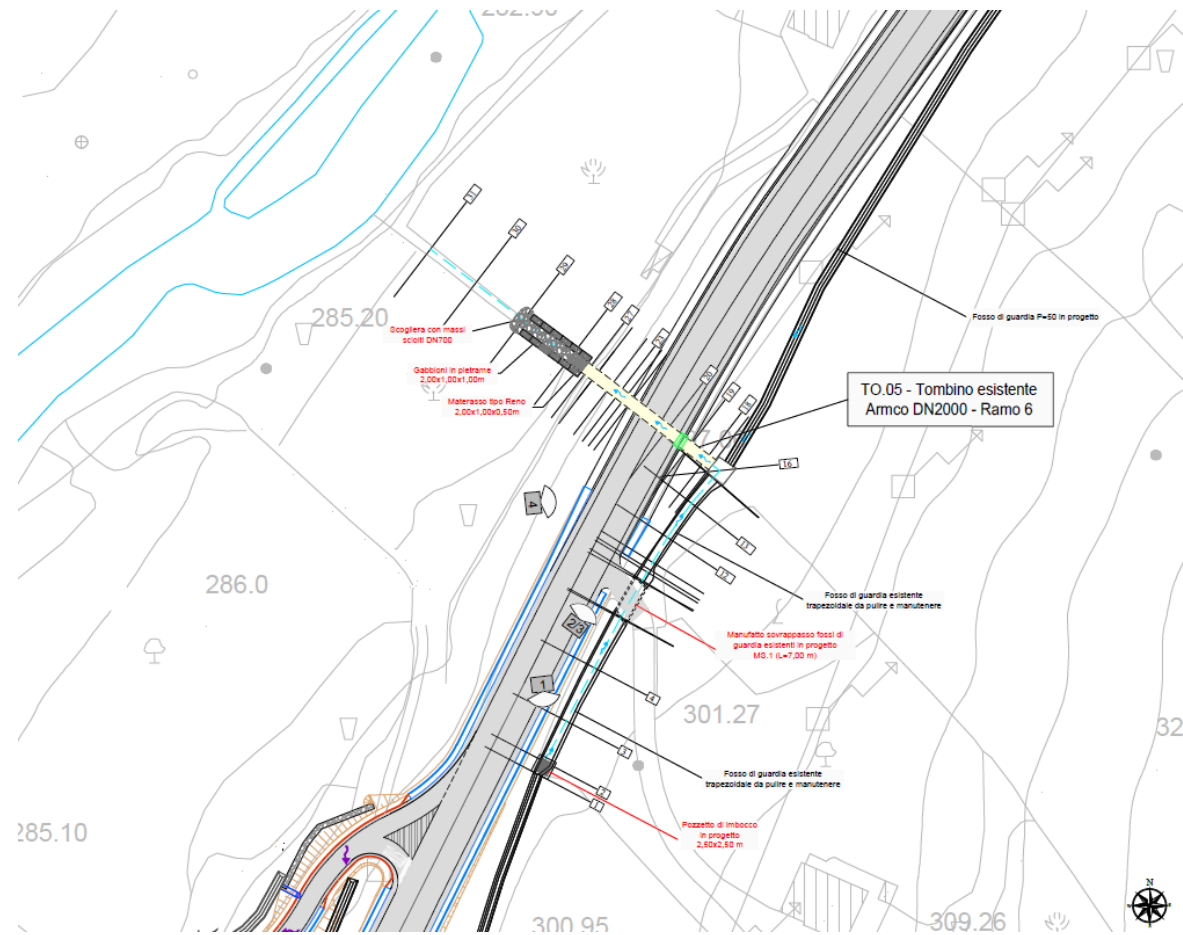
SEZIONE DI CALCOLO		Acque di versante			Portata totale sezione Q= Σ Qi	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza i %	Portata		Velocità V m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %	
Codice sezione calcolo Bacino n°	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Coeff. Udometrico				B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>		Q <sub>max</sub> l/sec	Q calcolo l/sec		Tensione trascinamento fondo τ <sub>o</sub> Kg/mq	Tensione trascinamento ammmissibile τ <sub>cr</sub> Kg/mq	K = τ <sub>cr</sub> / τ <sub>o</sub>			
			Codice bacino	Area bacino S ha	Qv l/s	Sx α gradi			Dx β gradi	τ <sub>o</sub>		τ <sub>cr</sub>									
<b>Tombino TO.04</b>																					
S-4	Canale aperto in gabbioni : I Tratto (fondo mat. reno sp50)	9	S-4		677	677	S-4	200	200			40	0,50	8.634	677	1,09	1,19	40,00	33,65	31	15,59
S-4	Canale aperto in gabbioni : II Tratto (fondo mat. reno sp50)	14	S-4		677	677	S-4	150	100			40	0,50	2.412	677	1,15	1,29	40,00	30,99	39	39,36
S-4	Canale aperto in gabbioni : III Tratto (fondo mat. reno sp50)	16	S-4		677	677	S-4	150	100			40	15,41	13.389	677	3,57	16,68	40,00	2,40	13	12,65

### 5.1.3 TO.05 – Tombino T0.05 esistente Ramo 6

Nell'elaborato grafico *T00 TM 05 STR DI 01 – Planimetria, profilo e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

L'intervento verrà realizzato alla progressiva 0+146,38 del ramo 6, dove l'asse stradale e le opere connesse interferiscono con il reticolo idrografico in sx del fiume Platani. Tali interferenze sono state risolte progettando un sistema di canali e tombini scatolari che fanno confluire le acque di versante, interferenti con le opere in progetto, nel retico idrografico esistente a valle delle opere, ristabilendo il normale deflusso delle acque.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:



La soluzione in progetto prevede:

- La pulizia e manutenzione del Tombino circolare Armco TO.05 esistente DN 2000 mm, con pendenza del 1,17% e lunghezza complessiva di 27,00 m, con pozzetto di imbocco, verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- Manufatto di rilascio in gabbioni aperti e fondo con copertura con massi sciolti  $D_m=700$  mm – peso 480 kg –  $h=2,00$  m e Volume pari a 30 mc (dalla sez.27 alla sez. 29), avente sezione di larghezza 2,00 m ed altezza 1,00 m, con pendenza del 12,00% per una lunghezza complessiva di circa 10,10 m.

Nel manufatto di rilascio aperto in gabbioni il maggior tirante è pari a 0,22 m che determina un grado di riempimento massimo del 22,24%. La velocità massima pari a 4,45 m/s risulta essere inferiori alle velocità limite per i massi sciolti e le tensioni di trascinamento intorno a 21,83 Kg/mq compatibili con i valori di tensione resistente nei massi sciolti di  $D_m 700$  di circa 75 Kg/mq.

La verifica del tombino TO.05 è demandata al capitolo 6, risultando positiva.

Le verifiche di tutti i tratti in progetto e del tombino risultano soddisfatte essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.



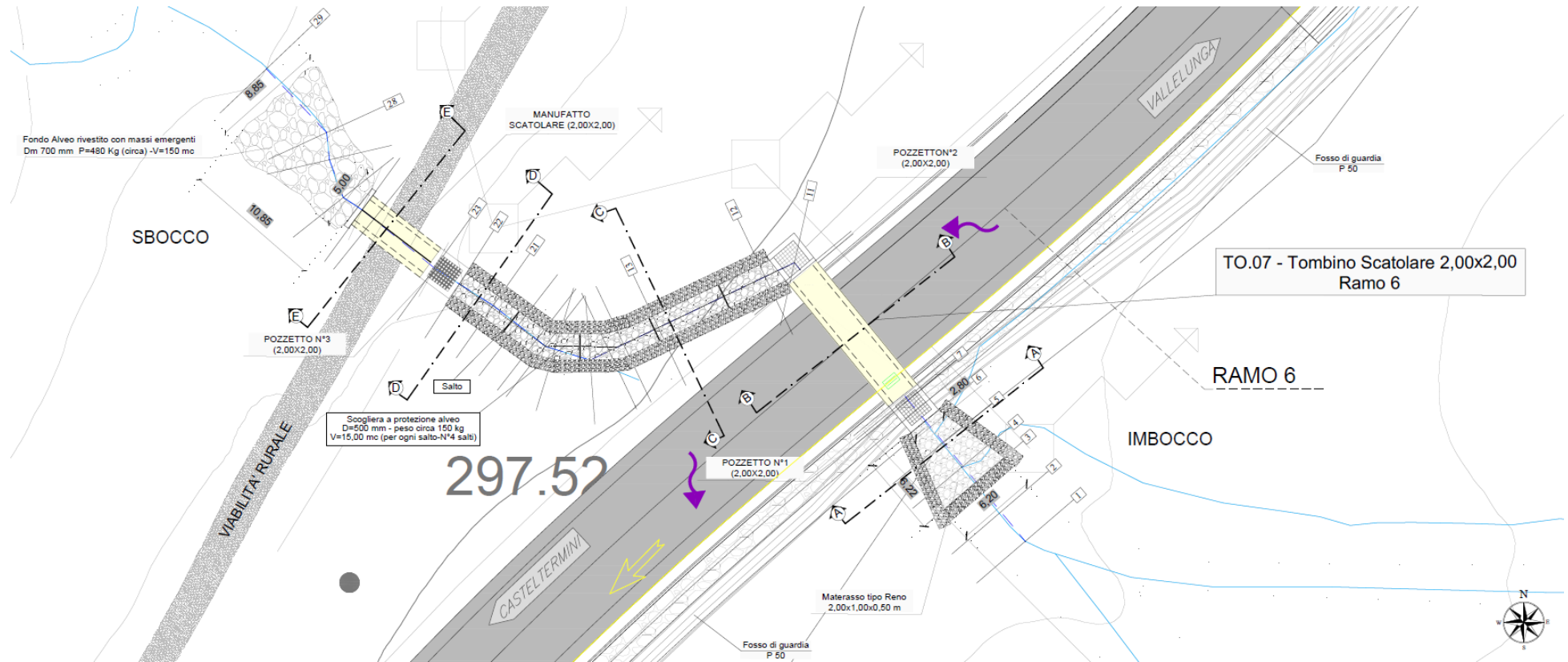
Codice sezione calcolo Bacino	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Acque di versante			Portata totale Q=Σ Qi l/sec	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza i %	Portata		Velocità V m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %
			Coeff. Udometrico Tr (anni) = 300	U (l/s ha) = 362.9	Qv l/s			B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>		Qmax l/sec	Q calcolo l/sec		Tensione trascinamento fondo τ <sub>o</sub> Kg/mq	Tensione trascinamento ammissibile τ <sub>cr</sub> Kg/mq	K = τ <sub>cr</sub> / τ <sub>o</sub>		
										Sx α gradi	Dx β gradi										
n°			Codice bacino	Area bacino S ha	Qv l/s	l/sec	n°	cm	cm	gradi	gradi	m <sup>1/3</sup>	%	l/sec	l/sec	m/sec	Kg/mq	Kg/mq		cm	h/P
	<b>Tombino TO.05</b>																				
S-15	Canale aperto in gabbioni, (fondo scogli sciolti Dm 700)	29	S-15		1979	1979	S-15	200	100			40	12.00	17,458	1,979	4.45	21.83	75.00	3.44	22	22.24

#### 5.1.4 TO.07 – Tombino TO.07 Ramo 6

Nell'elaborato grafico *T00 TM 07 STR DI 01 – Planimetria, profilo e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

L'intervento verrà realizzato alla progressiva 0+373,10 del ramo 6 dove l'asse stradale e le opere connesse interferiscono con il reticolo idrografico in dx del Fiume Platani. Tali interferenze sono state risolte progettando un sistema di canali e tombini che fanno confluire le acque di versante, interferenti con le opere in progetto, nel retico idrografico esistente a valle delle opere, ristabilendo il normale deflusso delle acque.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:



La soluzione in progetto prevede:

- Manufatto di imbocco con fondo in materassi tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.3 alla sez.6) e gabbioni;
- Tombino scatolare TO.07 (dalla sez.6 alla sez.12) in calcestruzzo armato di sezione 2,00 x 2,00 m con pendenza del 1,00%, con pozzetti di imbocco e sbocco con griglia di protezione anticaduta e lunghezza complessiva di 16,47 m. Il manufatto è stato verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- Canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.12 alla sez.22) di larghezza 2,00 m ed altezza variabile da 2,00 a 3,00 m con profilo altimetrico costituito da spezzate con pendenza del 2,00%, con salti intermedi con scogliera a protezione alveo con massi  $D=500$  mm – peso=150 kg – hm=0,80 m – V=15 mc per una lunghezza di circa 28,00 m, con immissione finale in pozzetto di imbocco tombino scatolare viabilità rurale;
- Tombino scatolare su viabilità rurale (dalla sez.22 alla sez.25) in calcestruzzo armato di sezione 2,00 x 2,00 m con pendenza del 1,00%, con pozzetto di imbocco con griglia di protezione anticaduta e lunghezza complessiva di 9,55 m. Il manufatto è stato verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- Sistemazione area di sbocco a valle della sezione 25 con rilascio in alveo protetto da una copertura con massi cementati  $D_m=700$  mm - peso= 480 Kg - hm=1,95 m e V=150 mc.

Nel tratto a valle dello scatolare TO.07 il tirante è pari a 0,69 m con un rispettivo grado di riempimento massimo del 34,65% nei tratti a sezione 2,00x2,00 m. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 3,12 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 8,19 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

La verifica del tombino TO.7, costituito dai due scatolari sopra descritti, è sviluppata al capitolo 6, risultando positiva.

Le verifiche di tutti i tratti in progetto e del tombino risultano soddisfatte essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.

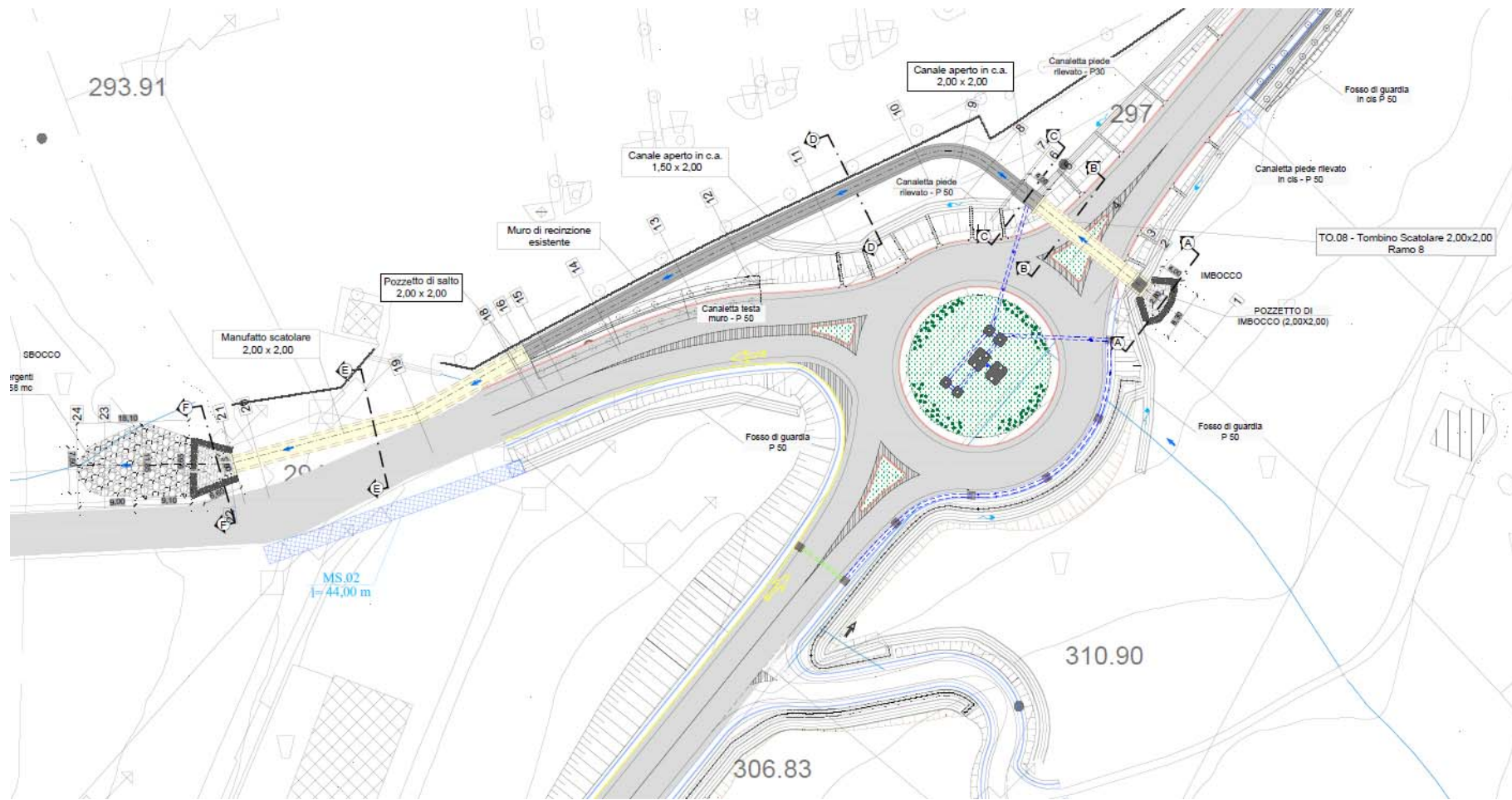
Codice sezione calcolo Bacino	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Acque di versante			Portata totale Q=Σ Qi l/sec	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza i %	Portata		Velocità V m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %
			Coeff. Udometrico Tr (anni) = 300	U (l/s ha) = 362.9	Qv			B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>		Qmax l/sec	Q calcolo l/sec		Tensione trascinamento fondo τ <sub>o</sub> Kg/mq	Tensione trascinamento ammissibile τ <sub>cr</sub> Kg/mq	K = τ <sub>cr</sub> / τ <sub>o</sub>		
										Sx α gradi	Dx β gradi										
n°			Codice bacino	Area bacino S ha	Qv l/s																
	<b>Tombino TO.07</b>																				
S-13	Canale aperto in gabbioni (fondo mat. reno sp50; salti con rampe in scogli)	23	S-13		4323	4323	S-13	200	200			40	2.00	17,268	4,323	3.12	8.19	40.00	4.89	69	34.65

#### 5.1.5 TO.08 – Tombino TO.08 Ramo 8

Nell'elaborato grafico *T00 TM 08 STR DI 01 – Planimetria, profilo e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

L'intervento verrà realizzato alla progressiva 0+080 del ramo 8 dove l'asse stradale e le opere connesse interferiscono con il reticolo idrografico in sx del Fiume Platani. Tali interferenze sono state risolte progettando un sistema di canali e tombini che fanno confluire le acque di versante, interferenti con le opere in progetto, nel retico idrografico esistente a valle delle opere, ristabilendo il normale deflusso delle acque.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:





L'intervento in progetto prevede:

- Manufatto di imbocco con fondo in materassi tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.1 alla sez.2) e gabbioni;
- Tombino scatolare TO.08 (dalla sez.2 alla sez.5) in calcestruzzo armato di sezione 2,00 x 2,00 m con pendenza del 0,5%, con pozzetto di imbocco con griglia di protezione anticaduta e lunghezza complessiva di 22,04 m. Il manufatto è stato verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- Canale aperto in calcestruzzo (dalla sez.5 alla sez.7) con sezione da 2,00 x 2,00 m con pendenza del 2,69%, per una lunghezza di circa 3,50 m;
- Canale aperto in calcestruzzo (dalla sez.7 alla sez.16) con sezione da 1,50 x 2,00 m con pendenza del 2,69%, per una lunghezza di circa 89,00 m;
- Tombino scatolare in prossimità del piazzale di ingresso al centro commerciale (dalla sez.16 alla sez.21) in calcestruzzo armato di sezione 2,00 x 2,00 m con pendenza del 1,26% e lunghezza complessiva di 50,98 m. Il manufatto è stato verificato con software HY-8 (Capitolo 6);
- Manufatti di sbocco con fondo in materassi tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.21 alla sez.25) e gabbioni e sistemazione area di sbocco a valle della sezione 25 con rilascio in alveo protetto da una copertura con massi cementati  $D_m=700$  mm - peso= 480 Kg -  $h_m=1,95$  m e  $V=385$  mc

Nel tratto a valle dello scatolare TO.08 il tirante massimo è pari a 0,38 m con un rispettivo grado di riempimento massimo del 18,97% nel tratto con pendenza del 2,69% e sezione 1,50x2,00 m (tratto dalla sezione 5 alla sezione 16). La velocità massima nel canale in calcestruzzo risulta pari a 4,25 m/s minore della velocità critica per il calcestruzzo mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 6,70 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile per il calcestruzzo ben oltre i

500 kg/mq.

Nel manufatto di sbocco il tirante è pari a 0,54 m con un rispettivo grado di riempimento massimo del 27,07% nei tratti a sezione 2,00x2,00 m. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 2,24 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 9,04 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

La verifica del tombino TO.8, costituito dai due scatolari sopra descritti, è sviluppata al capitolo 6, risultando positiva.

Le verifiche di tutti i tratti in progetto e del tombino risultano soddisfatte essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.

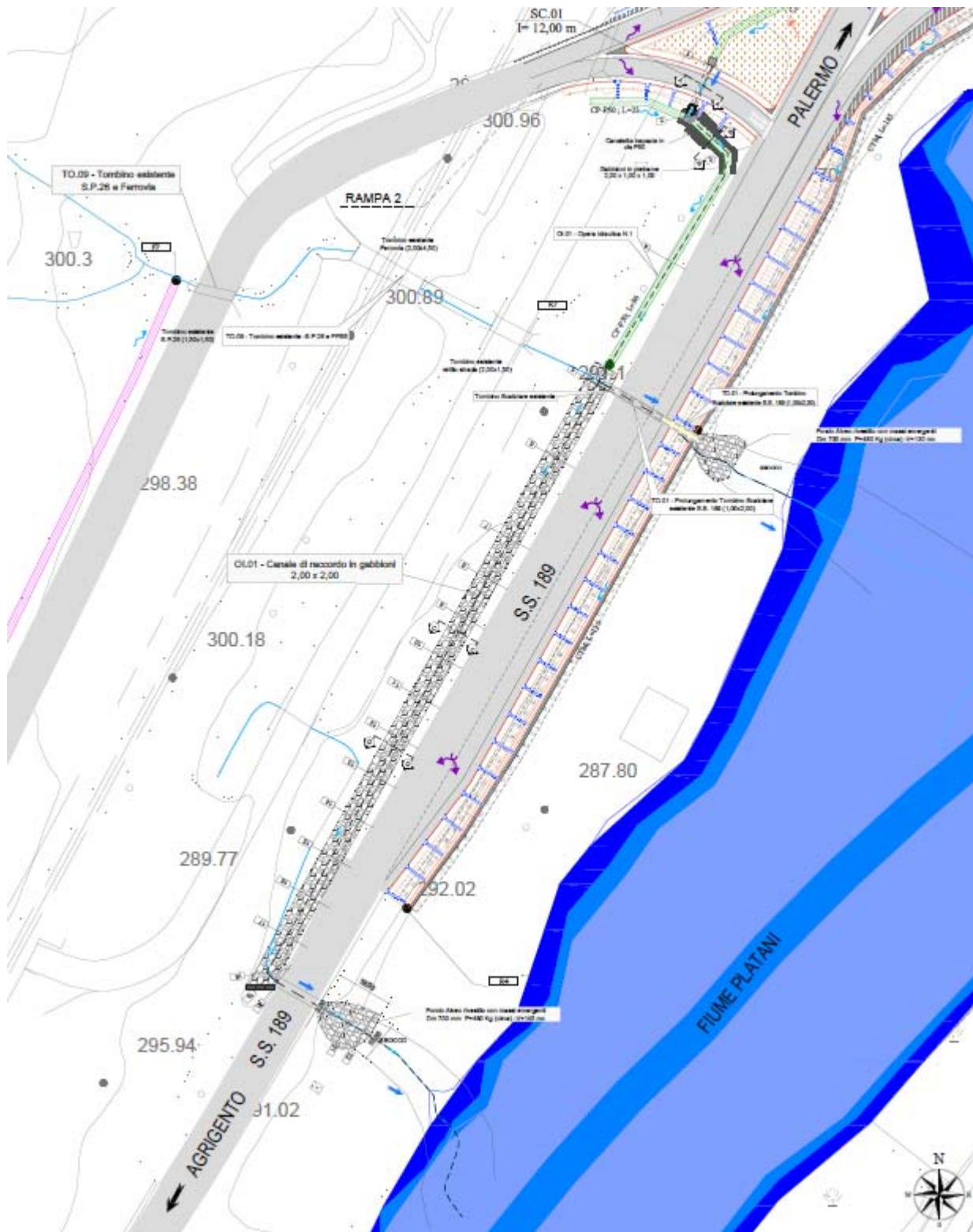
SEZIONE DI CALCOLO		Acque di versante			Portata totale sezione $Q = \sum Q_i$	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza $i$ %	Portata		Velocità $V$ m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante $h$ cm	Grado di Riempimento $h/P$ %	
Codice sezione calcolo Bacino  n°	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Coeff. Udometrico $Tr$ (anni) = <b>300</b>  $U$ (l/s ha) = <b>362,9</b>	Area bacino $S$ ha			$Q_v$ l/s	B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda $S_x$ $D_x$ $\alpha$ $\beta$ gradi gradi			$c$ Scabrezza $m^{1/3}$	$Q_{max}$ l/sec		$Q$ calcolo l/sec	Tensione trascinamento fondo $\tau_o$ Kg/mq	Tensione trascinamento ammmissibile $\tau_{cr}$ Kg/mq			$K = \tau_{cr} / \tau_o$
<b>Tombino TO.08</b>																					
S-12	Canale aperto in calcestruzzo armato	7	S-12		2420	2420	S-12	200	200			65	2,69	32.543	2.420	4,02	6,23	>500	80,32	30	15,06
S-12	Canale aperto in calcestruzzo armato	16	S-12		2420	2420	S-12	150	200			65	2,69	21.351	2.420	4,25	6,78	>500	73,78	38	18,97
S-12	Manufatto di sbocco con canale aperto in gabbioni (fondo mat. reno sp50)	23	S-12		2420	2420	S-12	200	200			40	1,26	13.706	2.420	2,24	4,43	40,00	9,04	54	27,07

#### 5.1.6 OI.01– Canale di raccordo asse principale S.S. 189

Nell'elaborato grafico *T00 OI 01 IDR DI 01 – Planimetria, profilo e sezioni* - è riportato lo stralcio planimetrico dell'intervento in progetto con il profilo dell'opera e gli elementi geometrici per la definizione delle sezioni di calcolo idraulico.

L'intervento verrà realizzato lungo la viabilità esistente della S.S. 189, dove l'asse stradale e le opere connesse interferiscono con il reticolo idrografico in dx del Fiume Platani. Tali interferenze sono state risolte progettando un sistema di canali e tombini che fanno confluire le acque di versante, interferenti con le opere in progetto, nel retico idrografico esistente a valle delle opere, ristabilendo il normale deflusso delle acque.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera in esame:



La soluzione in progetto prevede:

- Sistema di continuità elementi marginali con tubazione in PE.ad corrugato DN 1000 (dalla sez.1 alla sez.2), con pendenza del 1,00%, pozzetto di imbocco e lunghezza complessiva di 12,00 m;
- Canaletta trapezia in calcestruzzo a piè del rilevato P50 (dalla sez.2 alla sez.5) con pendenza del 1,00% e lunghezza complessiva di circa 60,00 m;
- Canale aperto in gabbioni e materasso tipo reno dello spessore di 0,50 m (dalla sez.5 alla sez.20) con sezione 3,00 x 1,00 m e pendenza del 1,00%, per una lunghezza di circa 155,43 m. Per il tratto di canale in progetto, viene previsto, ad intervalli regolari, l'inserimento di gabbioni di spessore 1,00 m per tutta la sezione per l'ammorsamento del rivestimento;
- La pulizia e manutenzione del tombino scatolare esistente lunga la viabilità S.S. 189 di dimensione 2,00 x 2,00 m.

Nel canale aperto in gabbioni il tirante è pari a 0,47 m che determina un grado di riempimento massimo del 47,21%. La velocità massima nel canale, con rivestimento di fondo in materassi reno spessore 50 cm e pietrame, risulta pari a 3,34 m/s, minore della velocità critica (primo movimento) di 6,4 m/s mentre la tensione di trascinamento massima risulta pari a 3,69 kg/mq inferiore alla tensione ammissibile di 40 kg/mq.

Le verifiche di tutti i tratti in progetto risultano soddisfatte essendo il grado di riempimento  $h/H \leq 70\%$  ed assicurata la compatibilità in termini di velocità e tensioni di trascinamento con i materiali previsti in progetto.

Codice sezione calcolo Bacino	Identificativo elemento	Sezione idraulica	Acque di versante			Portata totale sezione Q=Σ Qi	Codice sezione calcolo	Geometria sezione idraulica					Pendenza i %	Portata		Velocità V m/sec	Tensioni trascinamento			Tirante h cm	Grado di Riempimento h/P %
			Coeff. Udometrico Tr (anni) =	U (l/s ha)=	Qv			B Larg. base cm	P Altezza cm	Angolo sponda		c Scabrezza m <sup>1/3</sup>		Qmax l/sec	Q calcolo l/sec		Tensione trascinamento fondo τ <sub>o</sub> Kg/mq	Tensione trascinamento ammissibile τ <sub>cr</sub> Kg/mq	K = τ <sub>cr</sub> / τ <sub>o</sub>		
										Sx α gradi	Dx β gradi										
<b>Opera idraulica n°1</b>																					
S-10	Canale aperto in gabbioni (fondo mat. reno sp50)	20	S-10		5109	5109	S-10	300	100		45	65	1.00	17,009	5,109	3.34	3.69	40.00	10.84	47	47.21

## 6 CALCOLO E VERIFICA TOMBINI IN MOTO PERMANENTE (HY-8).

Ai fini del dimensionamento e la verifica idraulica degli attraversamenti tombinati, è stato utilizzato un programma di calcolo automatico, HY-8.

Il programma HY-8 è un software implementato dalla Federal Highway Administration (FHWA) e rappresenta un valido supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie.

Il software utilizza le routines basate sui criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

- determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;
- calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco;
- determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura;
- determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.



### 6.1.1 Comportamento idraulico dei tombini

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché, in funzione della portata transitante, il funzionamento può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione.

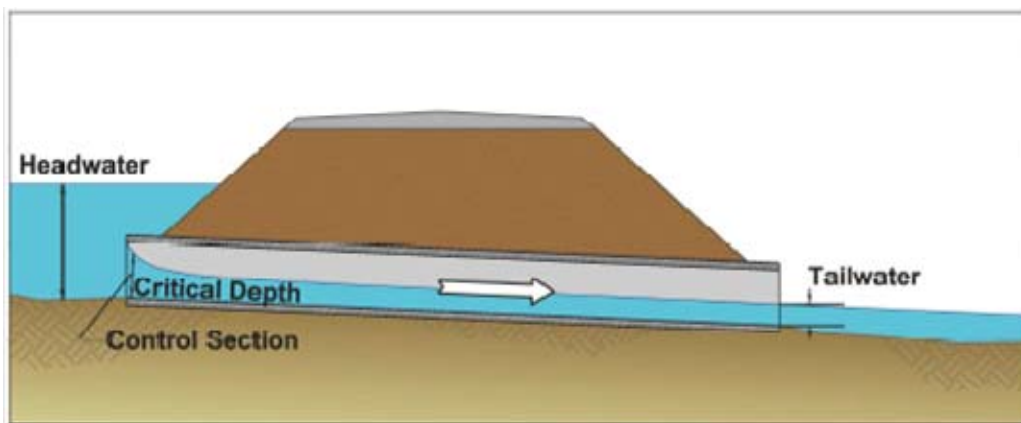
Il programma HY-8 per affrontare il calcolo idraulico segue le indicazioni del manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5, Hydraulic Design of Highway Culverts (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per il moto:

- l'ingresso (Inlet control): si verifica quando il tombino può convogliare più portata di quanta ne transita attraverso il suo ingresso.

La sezione di controllo in questo caso è localizzata appena oltre l'ingresso con tirante pari all'altezza critica: il tratto a valle di tale sezione è dunque in regime supercritico.

Un profilo che tipicamente si instaura nel caso in cui la sezione di controllo è quella di ingresso del tombino è riportato nella figura sottostante.

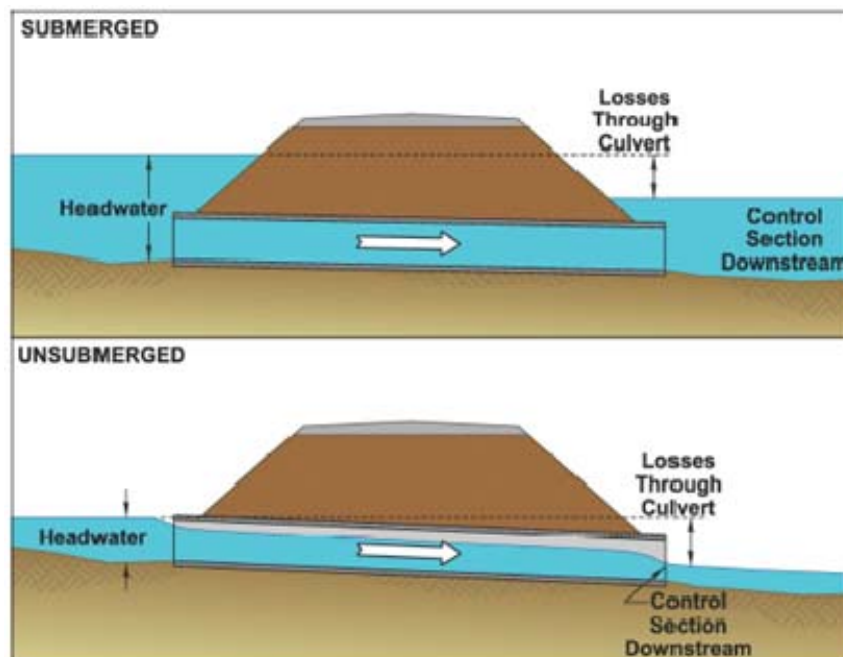


- l'uscita (Outlet control): si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso.

La sezione di controllo si localizza in corrispondenza della sezione di uscita del tombino

o subito più a valle di quest'ultima. In caso di sezione di controllo all'uscita, il moto che si instaura all'interno del tombino può essere sia a pelo libero che in pressione.

Due profili che tipicamente si instaurano nel caso in cui la sezione di controllo è quella di uscita del tombino sono riportati nella figura seguente.



Nella tabella seguente sono riportati i fattori che maggiormente influenzano il funzionamento di un tombino: nel caso di sezione di controllo posta all'entrata, assegnato il tirante in corrispondenza di tale sezione (Headwater, HW [m]), il funzionamento del tombino è influenzato solo dall' area della sezione di ingresso, oltre che dalla sua forma e configurazione ed il valore del tirante in corrispondenza della sezione di valle (Tailwater, TW [m]) non ha alcuna influenza sul funzionamento del tombino.

Al contrario, in caso di sezione di controllo posta all'uscita, il funzionamento del tombino è influenzato da tutti i valori riportati in tabella.

fattori che influenzano il funzionamento di un tombino	controllo	
	all'entrata	all'uscita
tirante alla sezione di ingresso, HW	X	X
area della sezione trasversale del tombino	X	X
forma del tombino	X	X
configurazione all'ingresso del tombino	X	X
scabrezza	\	X
lunghezza del tombino	\	X
pendenza del tombino	X	X
tirante alla sezione di uscita, TW	\	X

Il programma HY-8 prevede che all'interno del tombino possano instaurarsi differenti tipi di profili, ciascuno dei quali presenta codice identificativo.

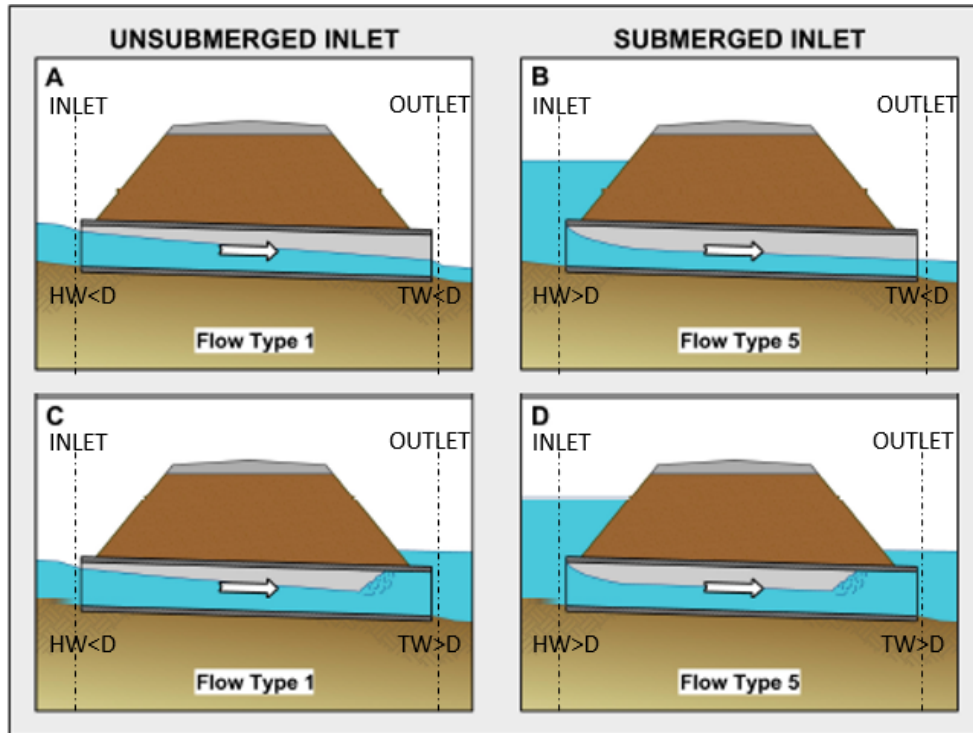
Tale codice contiene informazioni relative al tipo di controllo, al tipo di corrente che si instaura all'interno del tombino, alle condizioni al contorno utilizzate per il tracciamento del profilo, alla eventuale presenza di un salto di bidone e alla posizione di quest'ultimo.

Ai fini della attribuzione di un tipo di profilo, il programma considera sia il tipo di controllo (entrata o uscita) che la eventuale condizione di sommersione, che può verificarsi all'entrata ( $HW > D$ ) oppure all'uscita ( $TW > D$ ) e talvolta sia all'entrata che all'uscita ( $HW > D$  e  $TW > D$ ).

Come si evince dalla tabella di seguito riportata, nel caso di sezione di controllo posta all'entrata si potrà instaurare un profilo del tipo 1 o 5, mentre nel caso di sezione di controllo all'uscita il tipo di profilo potrà essere 2,3,4,6,7.

tipo di flusso	tipo di controllo	sezione sommersa	
		di entrata ( $HW > D$ )	di uscita ( $TW > D$ )
1	all'entrata	no	no/si
5	all'entrata	si	no/si
2	all'uscita	no	no
3	all'uscita	no	no
4	all'uscita	si	si
6	all'uscita	si	no
7	all'uscita	si	no

Nella figura di seguito riportata sono rappresentati dei tipici profili che si instaurano nel tombino nel caso in cui la sezione di controllo è posta all'ingresso.



Nei riquadri A e C è riportato il profilo del tipo 1, in cui la sezione d'ingresso non è sommersa ( $HW < D$ ): in questo caso la condizione al contorno è l'altezza di stato critico in corrispondenza di una sezione posta subito a valle dell'ingresso del tombino e la corrente all'interno di quest'ultimo risulta veloce.

In particolare, nel riquadro A, procedendo dalla sezione di entrata verso quella di uscita del tombino, il profilo tende all'altezza di moto uniforme; diversamente nel riquadro C, l'altezza d'acqua e la velocità alla sezione di uscita del tombino sono tali per cui all'interno di quest'ultimo si verifica un risalto idraulico.

I riquadri B e D illustrano il profilo di tipo 5, in cui l'ingresso è sommerso ( $HW > D$ ).

In particolare, nel riquadro B, la sezione di uscita non risulta sommersa ( $TW < D$ ) e la corrente

all'interno del tombino è veloce e tende all'altezza di moto uniforme a valle.

Al contrario, nel riquadro C, la sezione di uscita risulta sommersa ( $TW > D$ ) e, dal momento che anche la sezione di monte risulta sommersa, un risalto idraulico deve verificarsi all'interno del tombino.

Nel caso in cui la sezione di controllo è posta all'uscita del tombino è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle:

- un valore costante, di seguito indicato come *Tailwater elevation TW [m s.l.m.]* (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.)
- l'altezza di stato critico per il canale di valle,  $y_c [m]$ .
- l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle,  $y_o [m]$ .

Il calcolo del moto uniforme per il canale a valle del tombino si basa sulla formula di Manning:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

dove:

$v [m/s]$  = la velocità media della corrente;

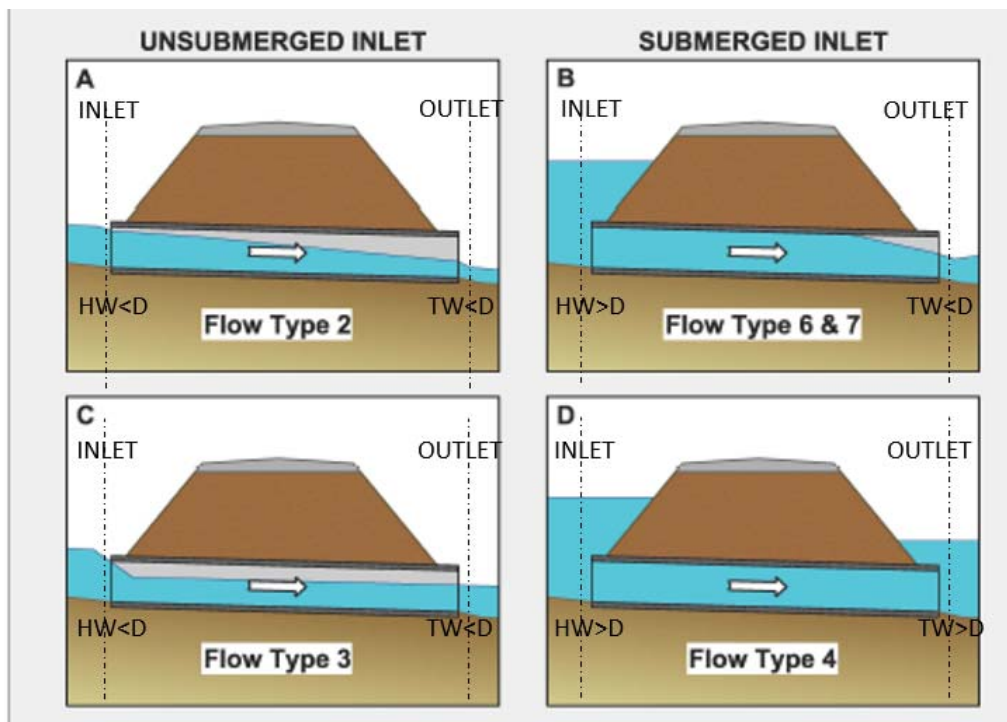
$R [m]$  = il raggio idraulico;

$S [m/m]$  = la pendenza della linea dell'energia.

$n [s/m^{1/3}]$  = il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo.

Nella figura seguente sono riportati dei tipici profili che si instaurano nel tombino nel caso in cui la sezione di controllo è posta all'uscita del tombino.

Nella figura seguente sono riportati dei tipici profili che si instaurano nel tombino nel caso in cui la sezione di controllo è posta all'uscita del tombino.



Nei riquadri A e C sono riportati rispettivamente i profili dei tipi 2 e 3: in entrambi i casi sia la sezione di ingresso che quella di uscita del tombino non risultano sommerse ( $HW < D$  e  $TW < D$ ) e la corrente, all'interno del tombino, è lenta.

Per questi profili la condizione al contorno è da ricercare in corrispondenza della sezione di uscita del tombino o subito a valle di quest'ultima e può essere un valore noto oppure pari all'altezza di moto uniforme o all'altezza critica di quella sezione.

Nel riquadro D è riportato il profilo che si instaura nel caso in cui sia la sezione di entrata che di uscita del tombino risultano sommerse ( $HW > D$  e  $TW > D$ ): in questo caso il funzionamento del tombino non è più a pelo libero ma risulta in pressione.

Nel riquadro B sono riportati i profili dei tipi 6 e 7, nei quali la sola sezione di ingresso del tombino risulta sommersa ( $HW > D$ ) e la condizione al contorno è da ricercare in corrispondenza della sezione di uscita del tombino o subito a valle di quest'ultima.

### Sezione di controllo all'ingresso.

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno.

Il manuale HDS-5, fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$Q / AD^{0,5} [m^{0,5} / s]$$

Dove:

$Q [m^3/s]$  = portata,

$A [m^2]$  = sezione del tombino,

$D [m]$  = l'altezza interna del tombino.

Le equazioni hanno le seguenti forme:

$$Q / AD^{0,5} < 1,932 \quad \text{-Imbocco non sommerso}$$

$$Hw_i = Hc / D + K 1,81 * Q / AD^{0,5} - 0,5 * S$$

$$Q / AD^{0,5} > 2,208 \quad \text{-Imbocco sommerso}$$

$$Hw_i = c 1,81 * Q / AD^{0,5} + Y - 0,5 * S$$

$$1,932 < Q / AD^{0,5} < 2,208 \quad \text{-Zona di transizione}$$

Dove:

$Hw_i [m \text{ s.l.m.}]$  = quota piezometrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla,

$Hc [m]$  = l'energia critica,

$S [m/m]$  = la pendenza della condotta,

$K [-]$ ,  $M [-]$ ,  $Y [-]$  e  $c [-]$  = coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.

### Sezione di controllo all'uscita.

Nel caso di controllo all'uscita, il calcolo del profilo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$Hw_o + v_u^2 / 2 g = TW + v_d^2 / 2 g + H_L$$

Dove:

$v_u$  [m/s] = velocità media della corrente in corrispondenza della sezione di entrata del tombino;

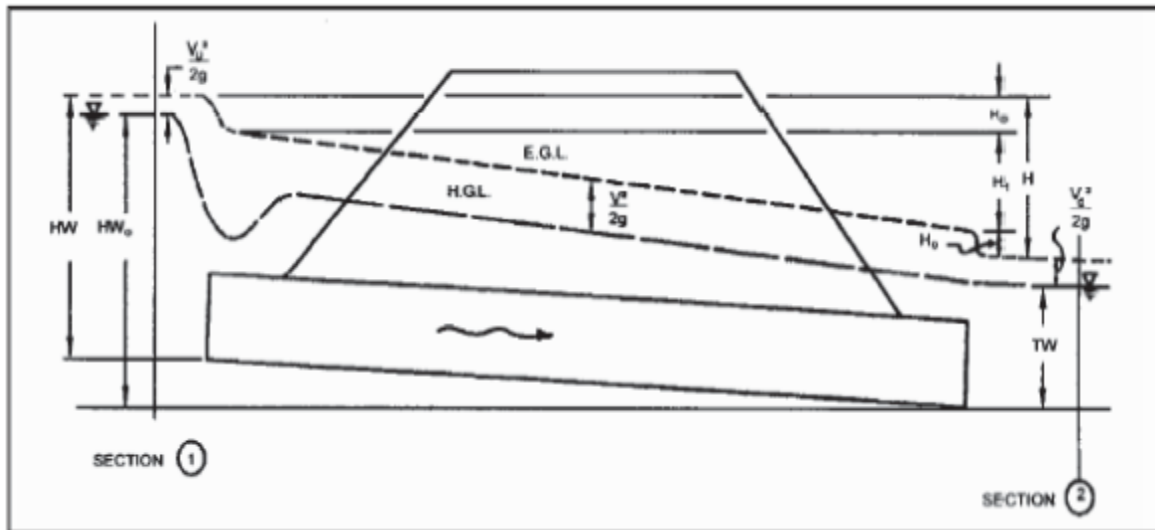
$Hw_o$  [m s.l.m.] = quota piezometrica in corrispondenza della sezione di entrata del tombino;

$TW$  [m s.l.m.] = quota piezometrica in corrispondenza di una sezione posta a valle di quella di uscita del tombino;

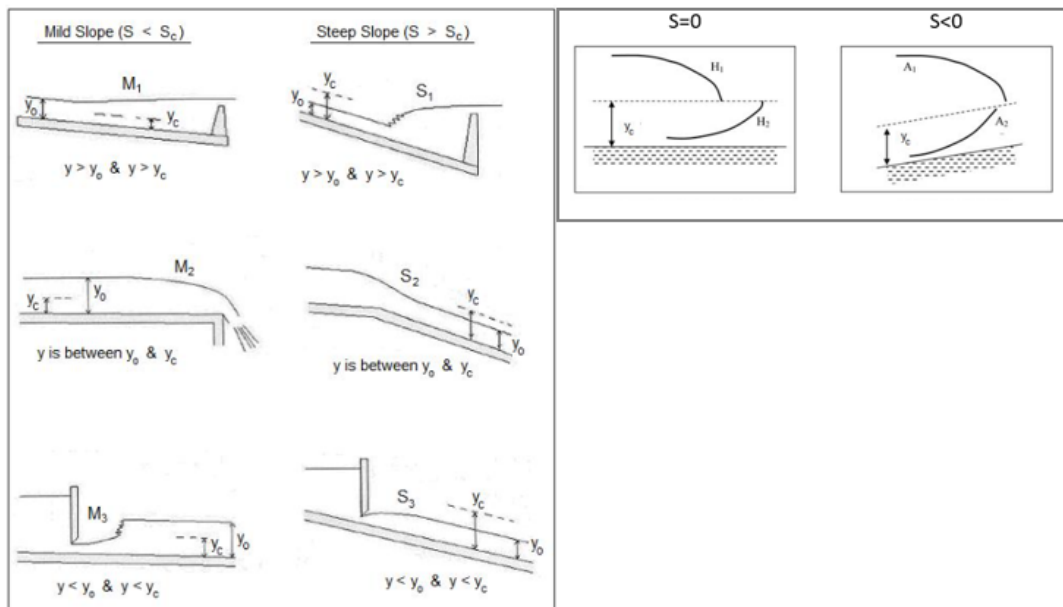
$v_d$  [m/s] = velocità media della corrente in corrispondenza della sezione a valle di quella di uscita del tombino;

$H_L$  [m] = la somma delle perdite di carico continue e concentrate che si registrano nel tratto compreso tra le sezioni di entrata e di uscita.





Nella figura che segue sono rappresentati i profili che si possono instaurare all'interno di un tombino. Nel riquadro di sinistra sono riportati i profili che possono istaurarsi all'interno del tombino nei casi in cui la sua pendenza  $S$  risulti minore ( $S < S_c$ ) o maggiore della pendenza critica ( $S > S_c$ ). Nel riquadro di destra sono riportati i profili che possono istaurarsi all'interno del tombino nei casi in cui la sua pendenza  $S$  risulti nulla ( $S=0$ ) o minore di zero ( $S < 0$ ).



Si è anzidetto che il software HY-8 attribuisce una codifica a ciascuno dei profili che si possono instaurare dentro il tombino: nella tabella che segue sono riportati i caratteri identificativi di ciascuno di tali profili.

Si noti che nel caso si sezione di controllo posta all'uscita e non sommersa ( $D < TW$ ), il livello idrico di valle può essere pari a:

- un valore costante, di seguito indicato come  $t = Tailwater\ elevation\ TW [m\ s.l.m.]$
- l'altezza di stato critico per il canale di valle,  $c = y_c [m]$ .
- l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle,  $n = y_o [m]$ .

Codifica	tipo di controllo	sezione ingresso sommersa?		sezione uscita sommersa?		Rialto		tipo profilo	c.c. alla sezione di uscita
		si	no	si	no	alla sez. di ingresso	alla sez. di uscita		
1-S1	all'entrata	no	1	f		no	no	S1	tombino sommerso all'uscita
1-JS1	all'entrata	no	1	f		si	no	JS1	tombino sommerso all'uscita
1-H3J	all'entrata	no	1	f		no	si	H3J	tombino sommerso+risalto
1- A3J	all'entrata	no	1	f		no	no	A3J	tombino sommerso+risalto
5-S1	all'entrata	si	5	f		no	no	S1	tombino sommerso
5-JS1	all'entrata	si	5	f		si	no	JS1	tombino sommerso
5-H3J	all'entrata	si	5	f		no	si	H3J	tombino sommerso+risalto
5-A3J	all'entrata	si	5	f		no	si	A3J	tombino sommerso+risalto
3-M1	all'uscita	no	3	f				M1	tombino sommerso all'uscita
4-FF	all'uscita	si	4	f				FF	tombino sommerso all'uscita
6-FF	all'uscita	si	6		t			FF	valore noto (TW)
6-FF	all'uscita	si	6		c			FF	altezza stato critico
7-M1	all'uscita	si	7		t			M1	valore noto (TW)
7-M2	all'uscita	si	7		t			M2	valore noto (TW)
7-H2	all'uscita	si	7		t			H2	valore noto (TW)
7- A2	all'uscita	si	7		t			A2	valore noto (TW)
7-M2	all'uscita	si	7		c			M2	altezza stato critico
7-H2	all'uscita	si	7		c			H2	altezza stato critico
7- A2	all'uscita	si	7		c			A2	altezza stato critico
5-S2n	all'entrata	si	5		n	no	no	S2	altezza moto uniforme
5-S1t	all'entrata	si	5		t	no	no	S1	valore noto (TW)
5-JS1t	all'entrata	si	5		t	si	no	JS1	valore noto (TW)
5-M3t	all'entrata	si	5		t	no	no	M3	valore noto (TW)
5- S3t	all'entrata	si	5		t	no	no	S3	valore noto (TW)
5-H3t	all'entrata	si	5		t	no	no	H3	valore noto (TW)
5- A3t	all'entrata	si	5		t	no	no	A3	valore noto (TW)
5-H3Jt	all'entrata	si	5		t	no	si	H3J	valore noto (TW)+ rialto
5-A3Jt	all'entrata	si	5		t	no	si	A3J	valore noto (TW)+ rialto
1-S2n	all'entrata	no	1		n	no	no	S2	altezza moto uniforme
1-S1t	all'entrata	no	1		t	no	no	S1	valore noto (TW)
1-JS1t	all'entrata	no	1		t	si	no	JS1	valore noto (TW)
1-M3t	all'entrata	no	1		t	no	no	M3	valore noto (TW)
1- S3t	all'entrata	no	1		t	no	no	S3	valore noto (TW)
1-H3t	all'entrata	no	1		t	no	no	H3	valore noto (TW)
1- A3t	all'entrata	no	1		t	no	no	A3	valore noto (TW)
1-H3Jt	all'entrata	no	1		t	no	si	H3J	valore noto (TW)+ rialto
1-A3Jt	all'entrata	no	1		t	no	si	A3J	valore noto (TW)+ rialto
2-M2c	all'uscita	no	2		c			M2	altezza stato critico
2- H2c	all'uscita	no	2		c			H2	altezza stato critico
2-A2c	all'uscita	no	2		c			A2	altezza stato critico
3-M2t	all'uscita	no	3		t			M2	valore noto (TW)
3-H2t	all'uscita	no	3		t			H2	valore noto (TW)
3- A2t	all'uscita	no	3		t			A2	valore noto (TW)
3-M1t	all'uscita	no	3		t			M1	valore noto (TW)

### 6.1.2 Dati di input richiesti da HY-8.

I dati richiesti in input dal programma sono suddivisi in:

- *Discharge data*: dati di portata [ $\text{cms} = \text{m}^3/\text{s}$ ].

*Minimum discharge* [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]: portata minima transitante in alveo.

*Design discharge* [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]: portata di progetto.

*Maximum discharge* [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]: portata massima di deflusso.

- *Tailwater data*: dati del canale a valle della sezione finale del tombino.

*Channel Type* [-]: tipo di sezione trasversale (canale rettangolare/trapezoidale...).

*Channel Slope* [ $\text{m}/\text{m}$ ]: pendenza del canale di valle.

*Channel Manning's n* [ $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ ]: scabrezza del canale di valle.

*Channel Invert Elevation* [ $\text{m s.l.m.}$ ]: quota fondo canale.

- *Roadway data*: dati del rilevato stradale.

*Roadway profile shape* [-]: profilo irregolare, da tracciare per punti, oppure profilo regolare.

Nel caso di profilo regolare della strada regolare sono richiesti:

*First roadway station* [ $\text{m}$ ]: ascissa della prima sezione del rilevato stradale (es. 0 m).

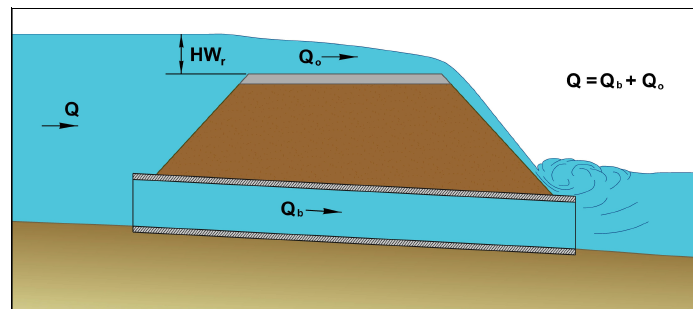
*Roadway surface* [-]: tipo di superficie della strada (es. pavimentazione bituminosa/ghiaia.).

*Top width* [ $\text{m}$ ]: larghezza della strada.

*Crest length* [ $\text{m}$ ]: larghezza dell'asse stradale oggetto di potenziale sormonto

*Input discharge coefficient* [-]: coefficiente di stramazzo.

La *crest length* ( $L$ ) e il *discharge coefficient* ( $C_d$ ) entrano in gioco nel caso di *Overtopping*, ovvero nel caso in cui la portata in ingresso ( $Q$ ) viene in parte convogliata entro il tombino ( $Q_b$ ) e in parte arriva sulla strada ( $Q_o$ ).



**Figura 6-1- Situazione di Overtopping.**

In caso di *Overtopping*, vale la relazione di efflusso:

$$Q_o = C_d L H W_r^{1.5}$$

Dove  $H W_r$  è l'altezza d'acqua sulla piattaforma stradale.

➤ *Culvert data*: dati relativi al tombino.

*Name [-]*: identificativo del tombino.

*Culvert shape [-]*: forma del tombino (circolare/scatolare...).

*Size [m]*: dimensioni della sezione trasversale del tombino.

*Material [-]*: materiale (cemento/acciaio corrugato/PVC/ HDPE.).

*Embedment Depth [mm]*: altezza dell'eventuale massetto realizzato per esempio in calcestruzzo.

*Roughness coefficients [s/m<sup>1/3</sup>]*: scabrezza di Manning.

*Inlet configuration [-]*: tipo di imbocco (non raccordato/raccordato ..).

*Inlet depression [-]*: dati dell'eventuale depressione all'imbocco, altezza e pendenza della depressione.

➤ *Site data*: dati del sito.

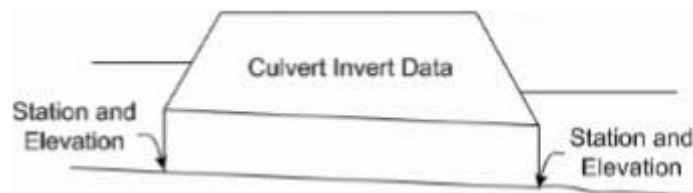
*Inlet station [m]*: ascissa della sezione di entrata del tombino.

*Inlet elevation [m s.l.m.]*: quota della sezione di entrata del tombino.

*Outlet station [m]*: ascissa della sezione di uscita del tombino.

*Outlet elevation [m s.l.m.]*: quota della sezione di uscita del tombino.

*Number of barrels [-]*: numero di manufatti.



**Figura 6-2**

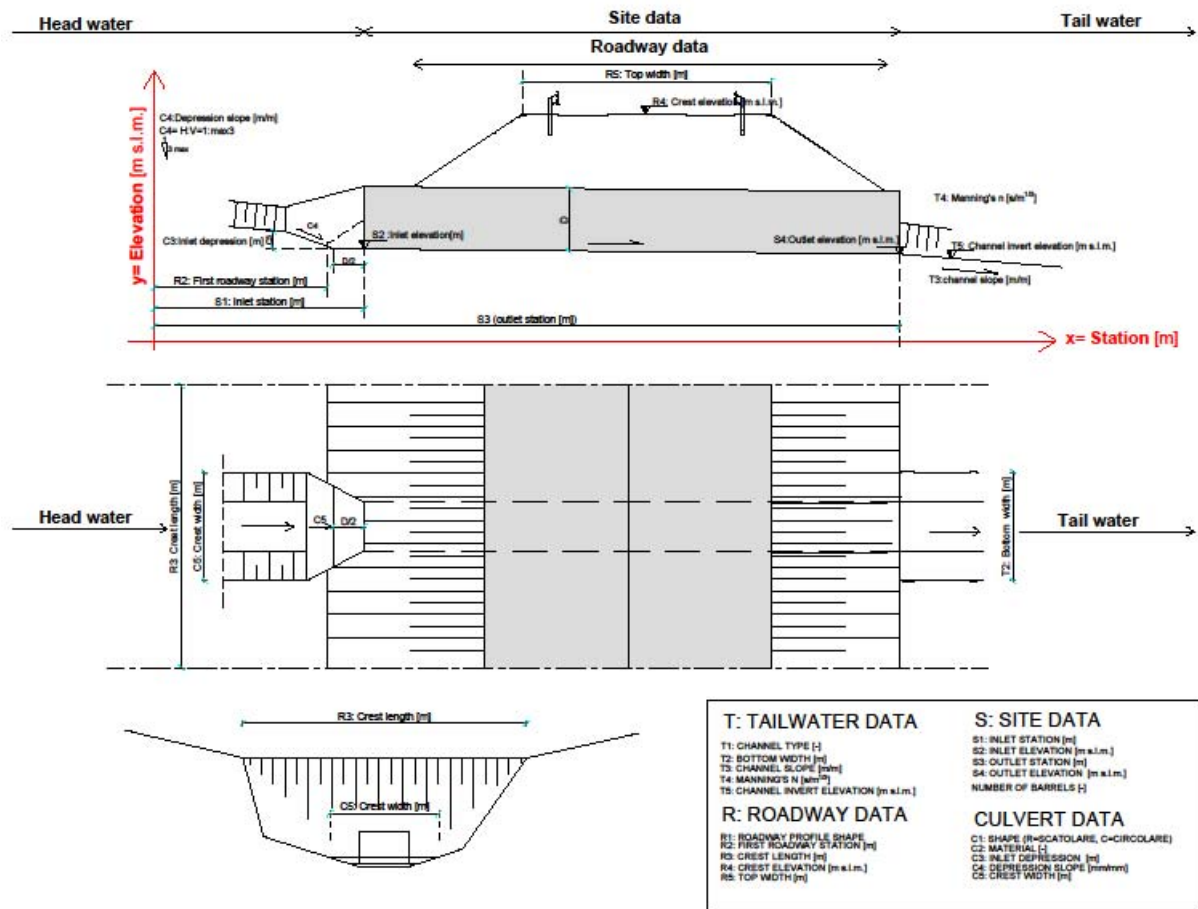
6.1.3 Rappresentazione dei dati di input di HY-8.

I dati da dare in input al modello sono riassunti in una tabella contenente:

- Codice del tombino (*[-]*);
- Progressiva (*Station [m]*);
- Larghezza del canale di valle (*Bottom Width [m]*);
- Pendenza del canale di valle (*Channel slope [%]*);
- Quota fondo del canale di valle (*Channel Invert Elevation [m s.l.m.]*);
- Prima ascissa della strada (*First roadway station [m]*);
- Quota dell'asse della strada (*First roadway elevation [m s.l.m.]*);
- Larghezza della strada (*Top width [m]*);

- Forma del tombino (*Culvert shape [-]*);  
 $R=$ scatolare  
 $C=$ circolare
- Larghezza del tombino (*Culvert span [m]*);
- Altezza del tombino (*Culvert rise, D [m]*);
- Scabrezza del tombino (*Manning's n [s/ m<sup>1/3</sup>]*);
- Depressione all'imbocco  
Entità depressione (*Inlet depression [mm]*);  
Pendenza depressione (*Depression slope [mm/mm]*);  
Larghezza di stramazzo (*Crest Widht [m]*);
- Ascissa della sezione di imbocco del tombino (*Inlet Station [m]*);
- Quota della sezione di imbocco del tombino (*Inlet Elevation [m s.l.m.]*);
- Ascissa della sezione di sbocco del tombino (*Outlet Station [m]*);
- Quota della sezione di sbocco del tombino (*Outlet Elevation [m s.l.m.]*);
- Numero di canne (*Number of barrels [-]*);

Nella figura di seguito riportata sono indicati i dati da dare in input al modello di calcolo.



### 6.1.4 Rappresentazione dei risultati delle simulazioni numeriche.

I risultati delle simulazioni sono riassunti in una tabella contenente:

- Codice del tombino (-);
- Progressiva (*Station [m]*);
- Portata di verifica (*Total discharge, Q [m<sup>3</sup>/s]*);
- Altezza del tombino (*Culvert size, D [m]*);
- Scabrezza del tombino (*Manning's n [s/ m<sup>1/3</sup>]*);

- Pendenza del tombino (*Culvert slope [%]*);
- Quota piezometrica nel canale di monte (*Headwater Elevation, HW [m s.l.m.]*);
- Tirante nella sezione di controllo a monte (*Inlet Control Depth [m]*);
- Tirante nella sezione di controllo a valle (*Outlet Control Depth [m]*);
- Tipo di profile (----);
- Altezza di moto uniforme (*Normal Depth [m]*);
- Altezza di stato critico (*Critical Depth [m]*);
- Tirante nel canale a valle del tombino (*Outlet Depth [m]*);
- Tirante nella sezione di uscita del tombino (*Tailwater Depth [m]*);
- Velocità nella sezione di uscita del tombino (*Outlet velocity [m/s]*);
- Tipo di controllo (*Flow Control Type*);
- Tirante massimo dentro il tombino (*[m]*);
- Grado di riempimento massimo (%);

#### 6.1.5 Tombini oggetto di verifica

La tabella seguente riporta, per ciascuno dei tombini in progetto, il codice identificativo riportato nelle planimetrie idrauliche, la progressiva di progetto, il nome della sezione idraulica di calcolo della portata, la portata di verifica, e la geometria del tombino.



TOMBINI CIRCOLARI							
Codice	Tombino		Nome	Sezione			Mater.
	Progressiva			Tempo di ritorno anni	Portate di verifica l/sec	D mm	
TO.05	Rampa 6		S-15	300	1979	2000	Armco
TO.06	Rampa 6		S-14	300	1307	1000	Armco

TOMBINI RETTANGOLARI									
Codice	Tombino		Nome	Tempo di ritorno anni	Portate di verifica l/sec	Sezione			Mater.
	Progressiva					Larghezza Base B cm	Altezza A cm	Angolo Sponda β gradi	
TO esistente 3,00X2,00	S.S. 189		S-10	300	5109	300	200	0	CLS
TO.02	Rampa 5		S-1	300	6692	200	200	0	CLS
TO.03	Rotatoria 1		S-2	300	425	200	200	0	CLS
TO.04	Viabilità secondaria S.01		S-4	300	677	200	200	0	CLS
TO.07	Rampa 6		S-13	300	4323	200	200	0	CLS
TO.08 Sez. 4 - 6	Rampa 8		S-12	300	2420	200	200	0	CLS
TO.08 Sez. 19- 25	Rampa 9		S-12	300	2420	200	200	0	CLS

#### 6.1.6 Risultati delle simulazioni

Nelle due tabelle che seguono sono riportati, per ciascuno dei manufatti di attraversamento, rispettivamente i dati da importare su HY-8 e i risultati della simulazione e verifica idraulica sempre positiva.

Si riporta inoltre, per ciascuno dei manufatti di attraversamento, una rappresentazione del profilo che si instaura al passaggio della portata di verifica.

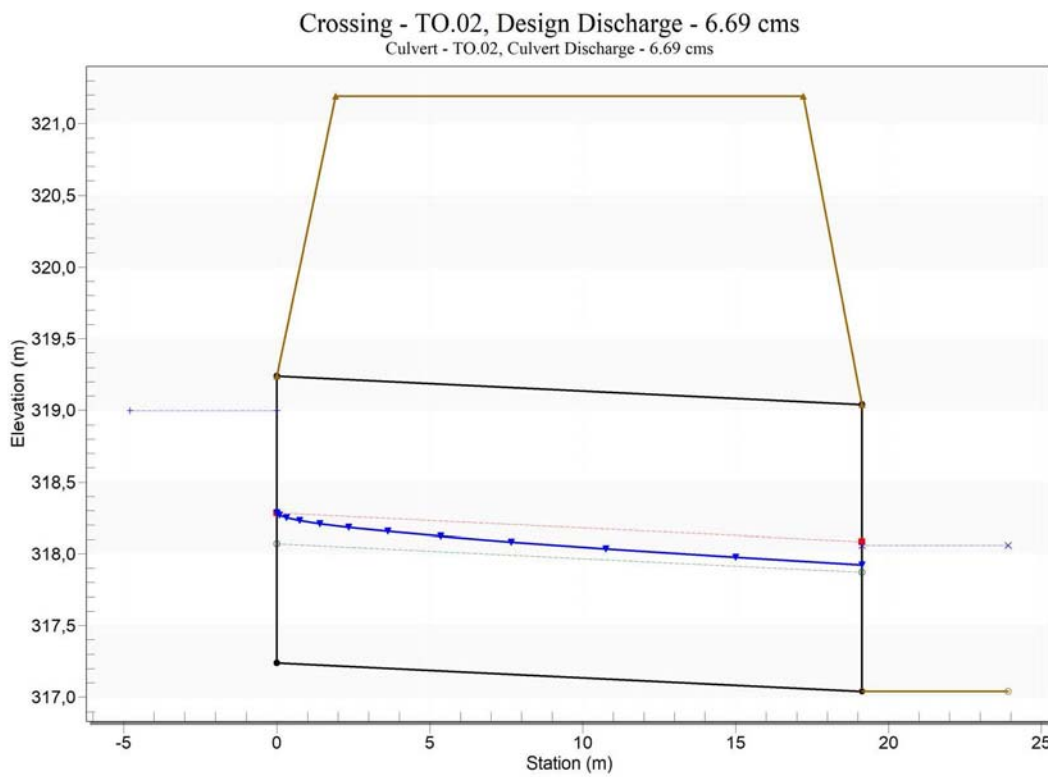
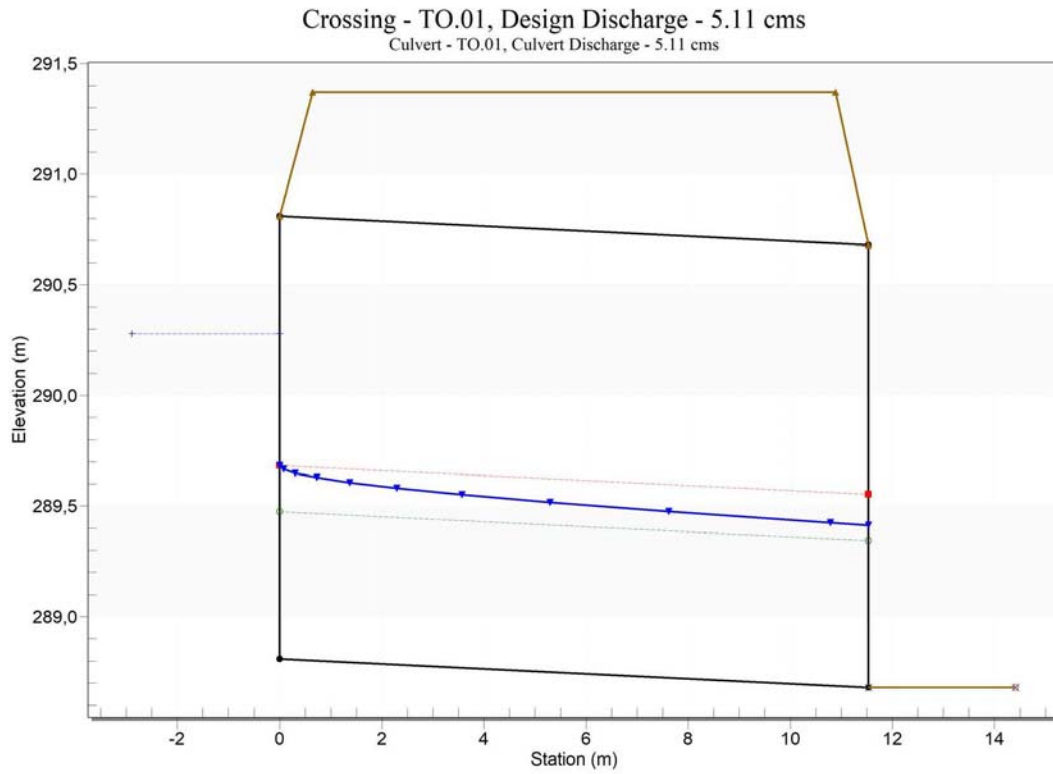
Shape\*

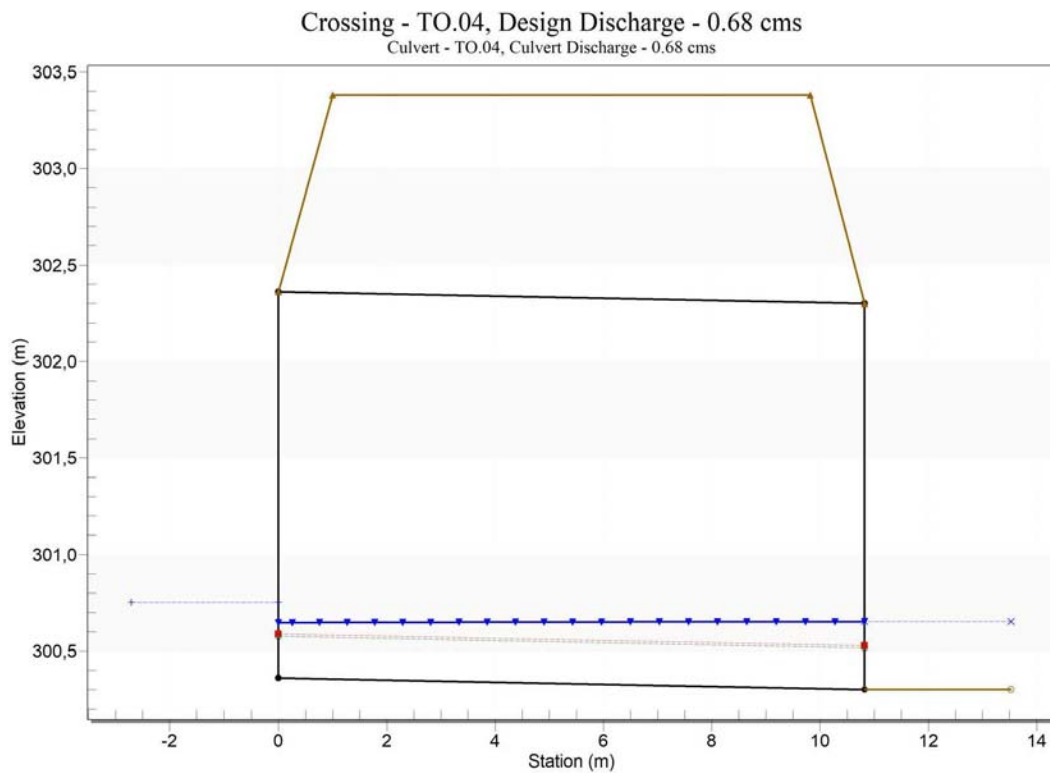
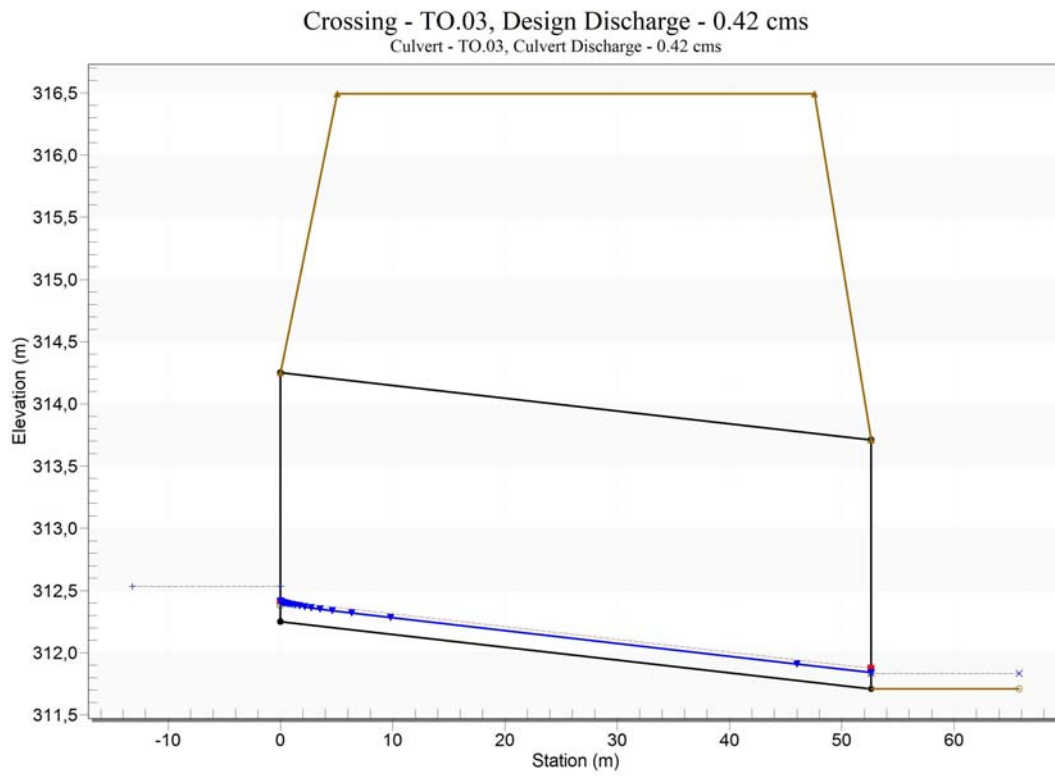
Concrete box =Scolare=R

Circular =Circolare=C

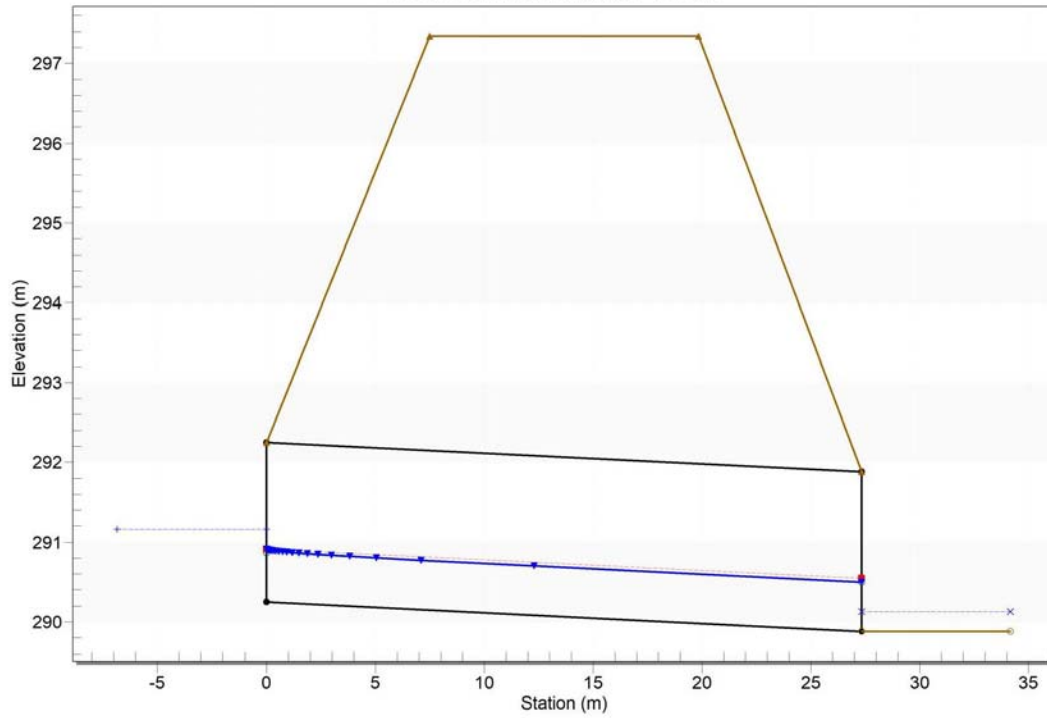
CULVERT PROPERTIES		TAILWATER DATA			ROADWAY DATA			CULVERT DATA											
Name	Station	Bottom Width	Channel Slope	Channel Invert Elevation	First Roadway Station	Crest Elevation	Top width	Culvert Shape	Culvert Size		Manning's n	Depression	Depression Slope	Crest Width	Inlet Station	Inlet Elevation	Outlet Station	Outlet Elevation	Number of Barrels
Nome	Progressiva	Larghezza canale di valle	Pendenza canale di valle	Quota fondo canale di valle	Prima ascissa della strada	Quota asse strada	Larghezza strada	Forma tombino	Larghezza tombino	Altezza tombino	Scabrezza tombino	Entità depressione	Pendenza depressione	Larghezza di stramazzo	Ascissa sez. imbocco tombino	Quota sez. imbocco tombino	Ascissa sez. sbocco tombino	Quota sez. sbocco tombino	Numero di canne
\	\	m	%	m s.l.m.	m	m s.l.m.	m	\	m	m	s/m <sup>1/3</sup>	mm	mm/mm	m	m	m s.l.m.	m	m s.l.m.	\
TO.01	S.S. 189	2,00	10,50%	288,68	0,00	291,37	10,25	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	288,81	11,53	288,68	1
TO.02	Ramo 5	3,00	0,84%	317,04	0,00	321,19	15,30	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	317,24	19,13	317,04	1
TO.03	Rotatoria 1	1,50	5,00%	311,71	0,00	316,49	42,50	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	312,25	52,63	311,71	1
TO.04	Viabilità S.01	2,00	0,50%	300,3	0,00	303,38	8,82	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	300,36	10,82	300,30	1
TO.05	Ramo 6 - Pk. 0+146,38	2,00	12,00%	289,88	0,00	297,34	12,35	C	2,00	2,00	0,024	0,00	0,00	0,00	0,00	290,25	27,33	289,88	1
TO.06	Ramo 6 - Pk. 0+264,45	2,00	19,39%	293,24	0,00	298,58	18,93	C	1,00	1,00	0,024	0,00	0,00	0,00	0,00	294,19	24,00	292,56	1
TO.07	Ramo 6 - Pk. 0+373,09	2,00	1,00%	299,11	0,00	302,55	10,25	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	299,27	12,47	299,15	1
TO.08 Sez. 2-5	Ramo 8	2,00	2,69%	296,18	0,00	299,65	16,06	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	0,00	296,28	22,00	296,18	1
TO.08 Sez. 16-21	Ramo 9	3,60	1,26%	291,08	0,00	296,49	24,29	R	2,00	2,00	0,015	0,00	0,00	0,00	128,05	291,72	179,03	291,08	1

Culvert Data		Total Discharge	Culvert Size	Manning's n	Culvert Slope	Headwater Elevation	Inlet Control Depth	Outlet Control Depth	Flow Type	Normal Depth	Critical Depth	Outlet Depth	Tailwater Depth	Outlet velocity	Flow Control Type			
Codice	Progressiva	Portata di verifica	Altezza tombino	Scabrezza tombino	Pend. tombino	Quota piezometrica nel canale di monte	Tirante nella sezione di controllo a monte	Tirante nella sezione di controllo a valle	Tipo di profilo	Altezza di moto uniforme	Altezza di stato critico	Tirante nella sezione di uscita del tombino	Tirante nel canale a valle del tombino	Velocità nella sezione di uscita del tombino	Tipo di controllo	Tirante massimo dentro il tombino	Franco minimo dentro il tombino	Grado di riempimento massimo
\	\	m <sup>3</sup> /s	m	s/m <sup>1/3</sup>	%	m s.l.m.	m	m	\	m	m	m	m	m/s	\	m	m	%
TO.01	S.S. 189	5,11	2,00	0,015	1,13%	290,28	1,47	0,88	1-S2n	0,66	0,87	0,73	0,00	3,48	da monte	0,88	1,12	44,00%
TO.02	Rampa 5	6,69	2,00	0,015	1,05%	319	1,76	1,09	1-S2n	0,83	1,04	0,88	1,02	3,79	da monte	1,09	0,91	54,50%
TO.03	Rotatoria 1	0,43	2,00	0,015	1,03%	312,53	0,28	0,0*	1-S2n	0,13	0,17	0,13	0,12	1,63	da monte	0,17	1,83	8,50%
TO.04	Viabilità S.01	0,68	2,00	0,015	0,55%	300,75	0,39	0,39	1-S1t	0,22	0,23	0,35	0,35	0,96	da monte	0,39	1,61	19,50%
TO.05	Ramo 6 - Pk. 0+146,38	1,98	2,00	0,024	1,35%	291,16	0,91	0,34	1-S2n	0,62	0,66	0,62	0,25	2,41	da monte	0,66	1,34	33,00%
TO.06	Ramo 6 - Pk. 0+264,45	1,31	1,00	0,024	6,79%	295,18	0,99	0,0*	1-S2n	0,43	0,66	0,44	0,16	3,98	da monte	0,66	0,34	66,00%
TO.07	Ramo 6 - Pk. 0+373,09	4,32	2,00	0,015	0,96%	300,59	1,32	0,76	1-S2n	0,62	0,78	0,67	0,62	3,24	da monte	0,78	1,22	39,00%
TO.08 Sez. 2-5	Ramo 8	2,42	2,00	0,015	0,45%	297,2	0,91	0,92	2-M2c	0,54	0,53	0,53	0,30	2,28	da valle	0,92	1,08	46,00%
TO.08 Sez. 16-21	Ramo 9	2,42	2,00	0,015	1,26%	292,62	0,90	0,0*	1-S2n	0,38	0,53	0,39	0,31	3,12	da monte	0,53	1,47	26,50%

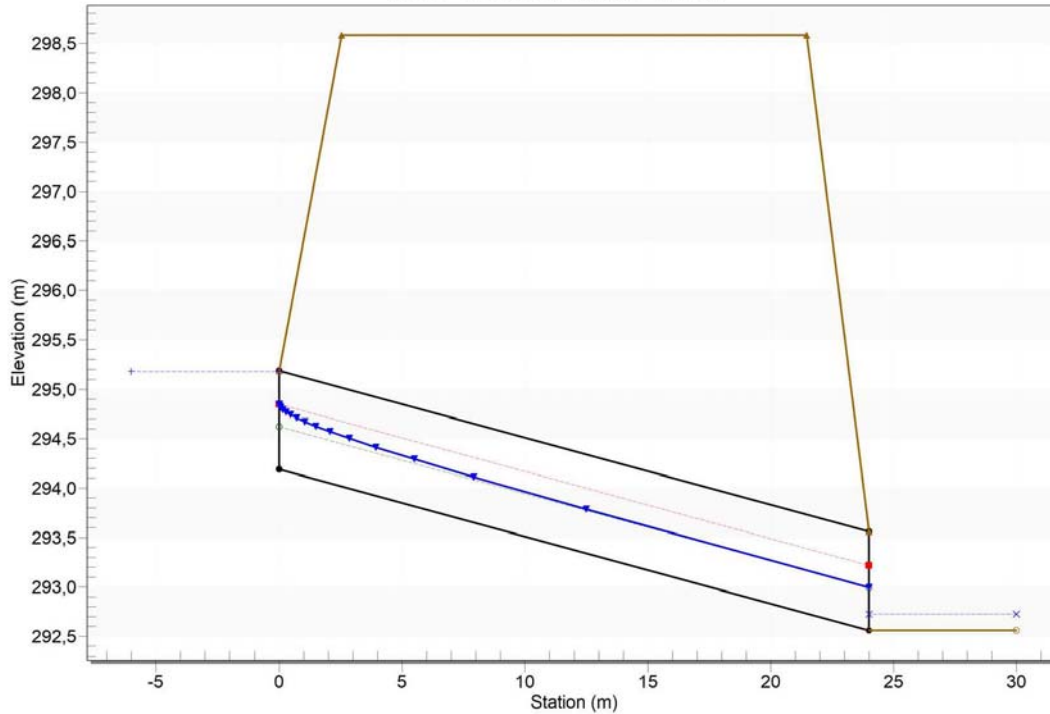


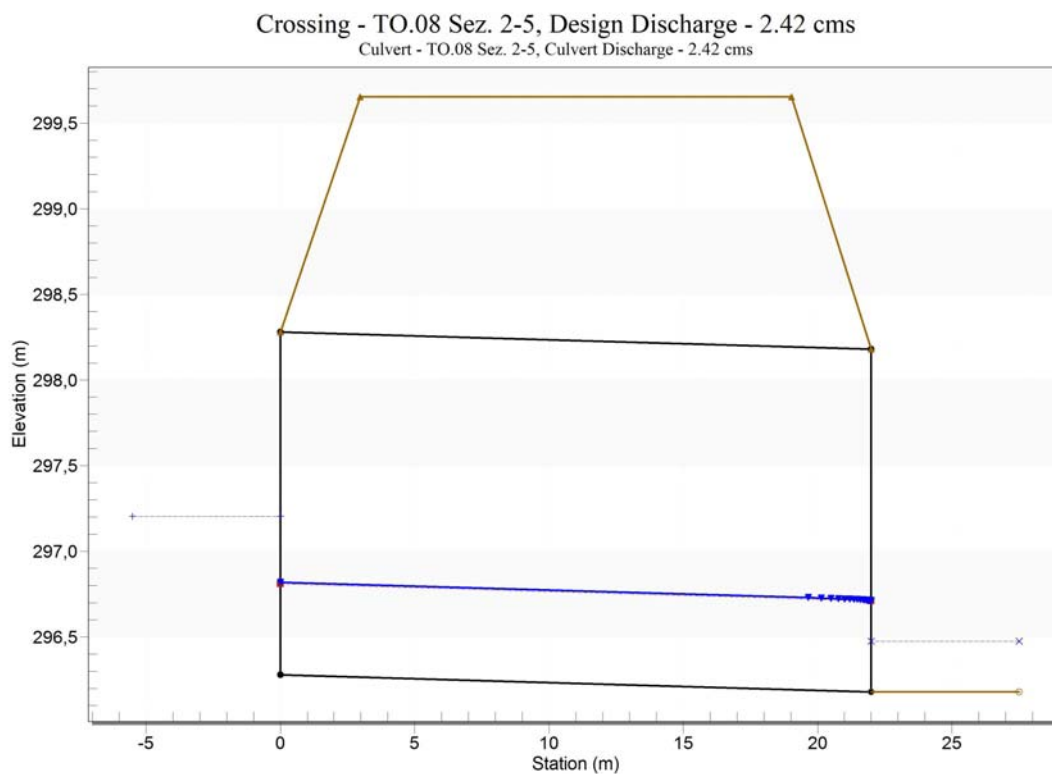
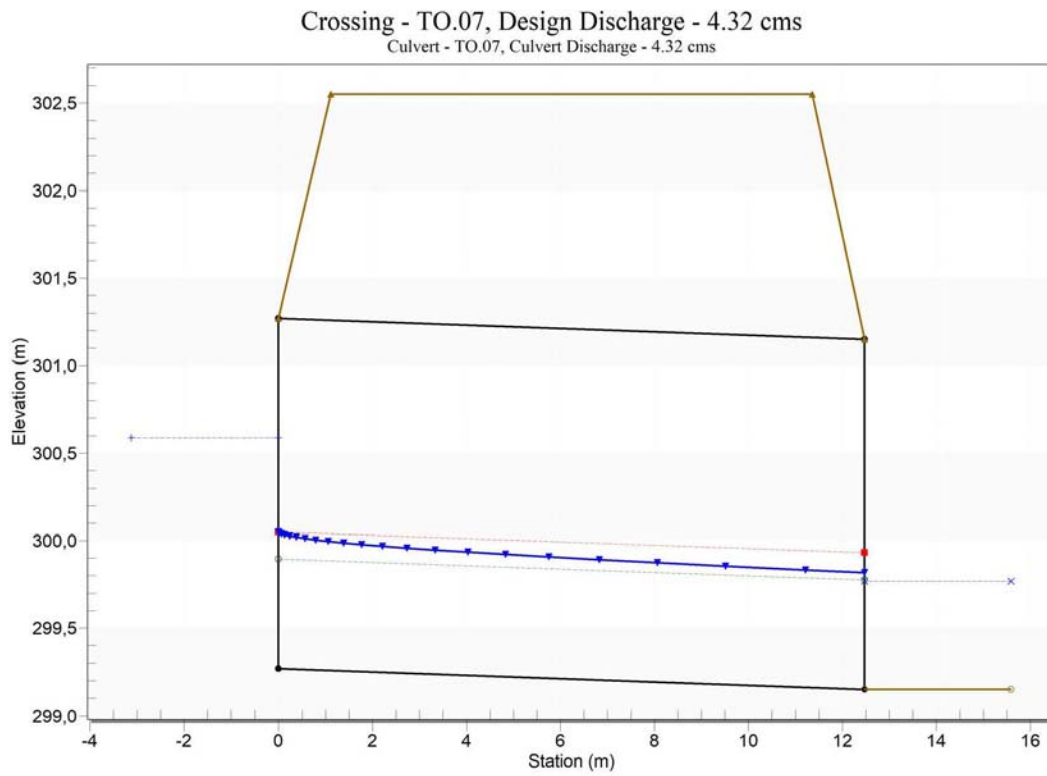


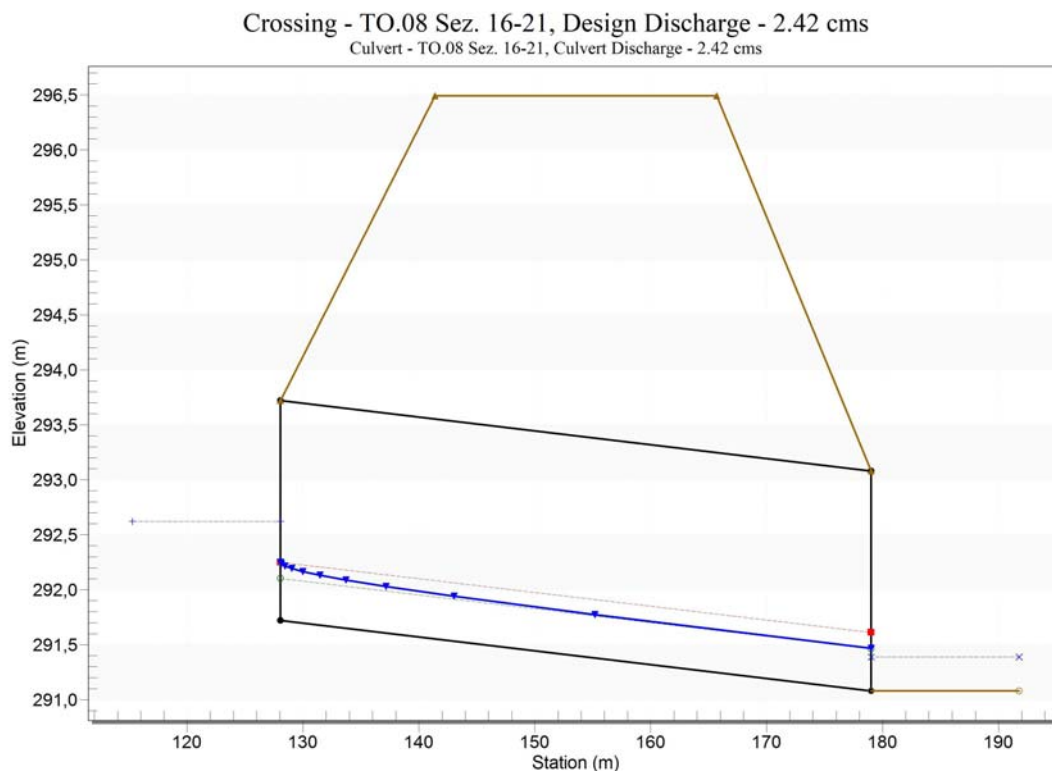
Crossing - TO.05, Design Discharge - 1.98 cms  
Culvert - TO.05, Culvert Discharge - 1.98 cms



Crossing - TO.06, Design Discharge - 1.31 cms  
Culvert - TO.06, Culvert Discharge - 1.31 cms







Tutti i tombini oggetto di verifica sono interessati da fluenze non perenni, discontinue nel tempo con ampi periodi di alveo asciutto, e soggetti a piogge di breve durata e forte intensità caratteristiche del regime pluviometrico mediterraneo. Inoltre nel contesto paesaggistico in cui si sviluppa il corpo stradale, dall’analisi dei manufatti esistenti, non si è avuta evidenza di eventi significativi di depositi di sedimenti grossolani o vegetali ovvero di marcati fenomeni di erosione ed abbassamento del fondo alveo con messa a vista delle fondazioni, ne deperimento o rovina dei manufatti esistenti con gabbioni in rete metallica e pietrame. Inoltre nei bacini idrografici a monte del corpo stradale, particolarmente dediti all’uso agricolo di seminativi, non sono presenti aree boscate con vegetazione arboree e lungo i corsi d’acqua si evidenzia una bassa presenza di vegetazione ripariale. Pertanto si ritiene che le opere in progetto, non siano esposte a particolare vulnerabilità per rischio di ostruzione da materiali galleggianti di notevoli dimensioni o accumulo di detriti o materiali flottanti.



**SI EVIDENZIA CHE LE VERIFICHE SONO TUTTE POSITIVE CON FUNZIONAMENTO A SUPERFICIE LIBERA, TIRANTE IDRICO NON SUPERIORE AI 2/3 DELL'ALTEZZA DELLA SEZIONE (GRADO DI RIEMPIMENTO  $\leq 66,67\%$ ) E FRANCO MINIMO DI 0,50 M; VELOCITÀ E TENSIONI DI TRASCINAMENTO COMPATIBILI CON I MATERIALI PREVISTI IN PROGETTO.**

Soltanto il tombino esistente, da mantenere in esercizio, TO.06 (ARMCO DN 1000), presenta un livello idrico, subito a monte della sezione di imbocco, che genera un franco minimo, pari a 0,34 m (con  $Tr = 300$  anni), sebbene risulti positiva la verifica sul grado di riempimento massimo pari al 60% (minore del 66,67% previsto dalla NTC 2018).

Come si può notare dalla Figura 6-3, il manufatto esistente da mantenere in esercizio, è posizionato al di sotto del muro di sottoscarpa e della stradella sterrata esistenti, rendendo l'intervento di demolizione e ricostruzione di difficile realizzazione e particolarmente oneroso.

**Considerando che le opere in progetto non vanno in alcun modo a mutare il regime idrologico esistente e tenuto in considerazione l'effetto positivo dato dalla presenza del pozzetto di imbocco a monte, si è deciso di non intervenire alla sostituzione del tombino esistente con manufatto di dimensioni maggiori prevedendo la manutenzione e la pulizia dell'opera esistente.**

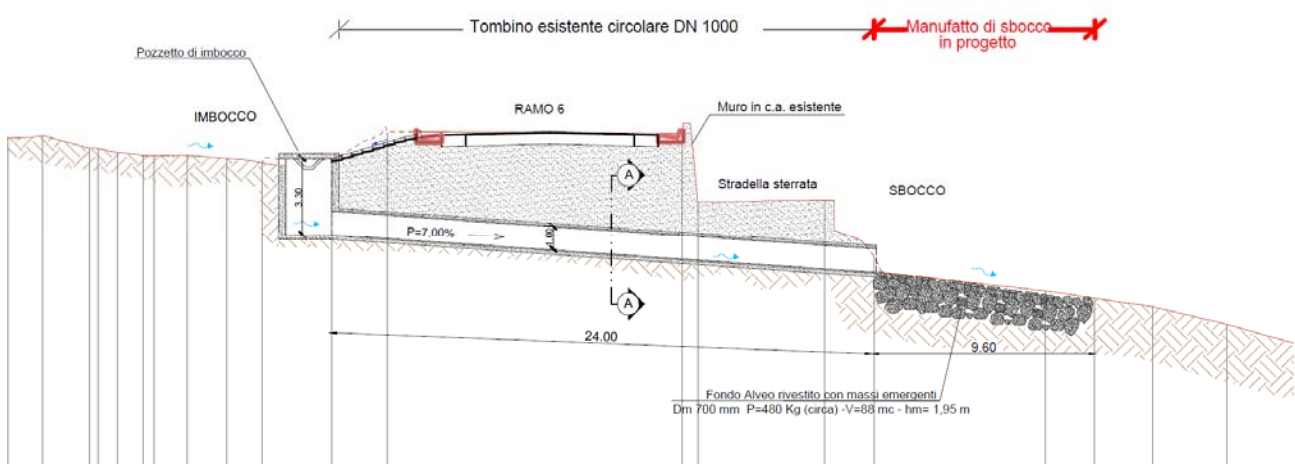




Figura 6-4 Pozzetto di imbocco TO.06



Figura 6-5 Muro di sottoscarpa esistente

## 7 ATTRAVERSAMENTI MAGGIORI IN SCHEMA DI MOTO PERMANENTE (HEC-RAS)

### 7.1 Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

#### 7.1.1 Caratteristiche modello matematico

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce una adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo.

Per la determinazione dei profili idrici nei corsi d'acqua sia nella situazione attuale, sia di progetto e per i diversi tempi di ritorno considerati è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 4.1.0 River Analysis System del gennaio 2010 sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, i cui fondamenti concettuali sono di seguito riportati.

Il software HEC RAS permette di effettuare simulazioni:

- **in condizioni non stazionarie (moto vario / unsteady flow).**
- **in condizioni stazionarie (moto permanente / steady flow)**

Obiettivo principale del modello è quello di correlare l'entità della portata liquida in arrivo dal bacino di monte con le velocità e con l'altezza idrometrica raggiunta nell'alveo principale e nelle golene. Pur operando nell'ipotesi di mono dimensionalità, il modello consente la ricostruzione dell'andamento della velocità all'interno di una stessa sezione di deflusso, distinguendo tra zone spondali e canale centrale, in funzione della variazione di scabrezza e di tirante idraulico.

Nel caso di simulazioni in **moto permanente**, per il calcolo dell'andamento dei profili idraulici, Hec RAS utilizza un metodo numerico chiamato "*standard step method*", che risolve in modo sequenziale l'equazione monodimensionale dell'energia fra due sezioni adiacenti trasversali al moto.

Sinteticamente, il modello procede calcolando le variazioni di livello idrometrico tra sezioni trasversali adiacenti, sulla base del calcolo delle perdite di energia.

HEC RAS consente di calcolare i profili di corrente in condizioni di corrente lenta (moto subcritico), veloce (moto supercritico), o mista (moto subcritico e supercritico), a scelta del modellatore.

Nel caso di *corrente lenta*, il calcolo comincia dall'estremità di valle, in corrispondenza della quale è necessario assegnare opportunamente una condizione al contorno (detta appunto "condizione al contorno di valle") e procede passo-passo con la risoluzione dell'equazione dell'energia, sezione dopo sezione, sino all'estremità di monte.

L'opzione di corrente lenta viene generalmente utilizzata nei corsi d'acqua aventi pendenza media inferiore rispetto alla pendenza critica  $i_c$  ( $i < i_c$ ), dunque il profilo atteso è un profilo di corrente lenta.

Nel caso di *corrente veloce*, il calcolo comincia dall'estremità di monte, in corrispondenza della quale è necessario assegnare opportunamente una condizione al contorno (detta appunto "condizione al contorno di monte") e procede passo-passo con la risoluzione dell'equazione dell'energia, sezione dopo sezione, sino all'estremità di valle.

L'opzione di corrente veloce viene generalmente utilizzata nei corsi d'acqua aventi pendenza media superiore rispetto alla pendenza critica  $i_c$  ( $i > i_c$ ), dunque il profilo atteso è un profilo di corrente veloce.

Nelle situazioni in cui il pelo libero dell'acqua possa subire variazioni, ad esempio in presenza di ponti, tombini o in corrispondenza della confluenza tra diversi corsi d'acqua, è consigliabile adottare l'opzione di *corrente mista*: tale opzione, piuttosto che la risoluzione dell'equazione dell'energia, prevede la risoluzione dell'equazione dei momenti.

Nel caso di *corrente mista*, è necessario assegnare opportunamente delle condizioni al contorno sia in corrispondenza della sezione di monte, che di quella di valle.

In particolare, in presenza di singolarità che possano causare variazioni nel profilo della corrente, è possibile imporre l'altezza di stato critico (Critical Depth) sia alla sezione di Monte che a quella di Valle del tratto: in questo caso, il software, durante la simulazione in corrente mista, utilizzando l'equazione dei momenti, dunque attraverso il bilancio di spinta fra corrente veloce e corrente lenta, è in grado di individuare la eventuale presenza (e posizione) di salti di bidone.

Durante la simulazione, qualora il bilancio di spinte lungo l'intero corso d'acqua risultasse a favore della corrente veloce, il profilo di rigurgito per il corso d'acqua risulterà un profilo di corrente veloce. In questo caso, il livello dell'acqua in corrispondenza della sezione di valle del corso d'acqua non coinciderà con l'altezza di stato critico (condizione al contorno di valle imposta inizialmente) ma sarà calcolato dal programma risolvendo l'equazione dei momenti.

Viceversa, qualora il bilancio di spinte lungo l'intero corso d'acqua risultasse a favore della corrente lenta, il profilo di rigurgito per il corso d'acqua risulterà un profilo di corrente lenta. In questo caso, il livello dell'acqua in corrispondenza della sezione di monte del corso d'acqua non coinciderà con l'altezza di stato critico (condizione al contorno di monte imposta inizialmente) ma sarà calcolato dal programma risolvendo l'equazione dei momenti.

Il funzionamento del modello HEC-RAS si basa su alcune semplificazioni nelle ipotesi di partenza:

- moto permanente;
- moto gradualmente vario;
- moto monodimensionale, con correzione della distribuzione orizzontale della velocità;
- perdite di fondo mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;
- arginature fisse.

### **Definizioni**

Il modello utilizza, all'interno dei suoi algoritmi di calcolo, elementi dell'idraulica dei canali a pelo libero. Si ritiene opportuno, quindi, prima di procedere oltre, inserire alcuni elementi per meglio chiarire il funzionamento del modello stesso.

### **Moto permanente e vario**

Il criterio di distinzione fra i due tipi di moto è il loro andamento nei confronti della variabile "tempo". Se profondità, velocità e portata rimangono costanti nel tempo in una determinata sezione di un corso d'acqua, il moto è permanente; se una di queste caratteristiche varia, il moto è vario.

Il passaggio di un'onda di piena lungo un tronco d'alveo è un esempio di moto vario perché profondità, velocità e portata cambiano nel tempo.

La ragione per cui HEC-RAS, modello di moto permanente, può essere usato per il moto vario, come è da considerarsi a rigore un'onda di piena, sta nella lentezza con cui l'onda cresce e si esaurisce. Un ipotetico osservatore sulla sponda di un corso d'acqua non è infatti in grado di apprezzare la curvatura dell'onda e non apprezza le variazioni istantanee di livello che si verificano.

Eccetto quindi casi estremi, la variazione di portata avviene gradualmente e i risultati ottenuti usando metodi analitici per moto permanente sono ugualmente di buona qualità.

### Moto uniforme e vario

Quando il moto è uniforme, profondità e velocità sono costanti lungo un tratto di canale. La forza di gravità provoca il movimento dell'acqua, in equilibrio con gli attriti. Il moto non è accelerato né decelerato. Per un canale naturale non si può parlare di moto uniforme in senso stretto, perché la geometria delle sezioni trasversali e l'area bagnata variano lungo il canale, causando accelerazioni e decelerazioni del moto. A rigore il moto uniforme è possibile solo in un canale prismatico con sezione e pendenza costanti. D'altra parte è considerato corretto assumere che il moto sia uniforme quanto il pelo libero è approssimativamente parallelo al fondo del canale; in tal caso si assume che anche la linea dell'energia sia parallela al fondo.

Nel caso di moto vario profondità e velocità cambiano con la distanza lungo il canale; si può distinguere tra moto "gradualmente vario" quando le variazioni nell'altezza del pelo libero avvengono in una distanza relativamente lunga e modo "rapidamente vario" se le variazioni sono brusche.

Quest'ultima distinzione è importante in quanto HEC-RAS calcola i profili solamente in situazioni di moto gradualmente vario.

### Moto subcritico e supercritico

Il moto in un canale a pelo libero può essere classificato come subcritico, supercritico o critico.

La determinazione del tipo di moto secondo questa classificazione è di fondamentale importanza nell'utilizzo del modello, perché cambia il verso in cui si procede nello studio del profilo idraulico partendo da una delle due estremità del tratto d'alveo in esame.

Le perturbazioni che interessano la superficie liquida, infatti, si propagano verso monte nel caso di moto subcritico ma non nel caso di moto supercritico, e ciò risulta fondamentale nella scelta del punto di partenza nel calcolo del profilo idraulico.

Una delle prime operazioni da fare è quindi la determinazione del tipo di moto che si sviluppa nel tratto oggetto dell'indagine condotta con il modello.

Per definire il punto di separazione fra moto subcritico e supercritico viene utilizzato il numero adimensionale di Froude, rapporto fra le forze gravitazionali e le forze inerziali:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh_m}}$$

dove:

V = velocità media Q/A [m/s]

g = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

h<sub>m</sub> = altezza media della corrente [m]

Se il numero di Froude risulta minore di 1, il moto è subcritico, se invece è superiore, il moto è supercritico; se risulta uguale a 1, il moto è critico e la situazione è di particolare instabilità.

Questa definizione del numero di Froude ipotizza che ci sia una distribuzione uniforme di velocità nella sezione. Per un canale simmetrico, rettangolare, triangolare, trapezoidale, ecc., questo presupposto si realizza, ma nel caso di un canale naturale, con sezioni irregolari e aree golenali, l'espressione data non è più valida e non può essere rigorosamente utilizzata per

determinare il tipo di moto; in questo caso sarebbe più corretto utilizzare dei numeri di Froude particolari, che tengano conto delle variazioni geometriche, di velocità e di portata.

La ricerca di questi particolari numeri di Froude va effettuata caso per caso, consultando eventualmente la letteratura esistente. Il modello, comunque, effettua al suo interno le necessarie approssimazioni e ridefinizioni del valore di questo parametro.

### Altezza critica

L'altezza critica è una caratteristica molto importante per il moto, dato che, come già accennato, rappresenta un criterio per discriminare i vari regimi di moto.

Il moto che si sviluppa con un'altezza pari, o vicina, all'altezza critica è chiamato moto critico; questa situazione è molto instabile poiché una piccola variazione di energia specifica causa grandi variazioni di livello.

L'energia specifica  $E$  di una sezione trasversale è l'energia riferita al punto più basso del tratto in esame; è quindi la somma della profondità  $Y$  e del termine cinetico  $V^2/2g$ :

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

La determinazione dell'altezza critica viene complicata dalla distribuzione delle velocità che ci si trova ad avere in sezioni irregolari, associate a flusso nelle golene. Il contributo cinetico nell'equazione dell'energia specifica deve quindi essere corretto tramite un moltiplicatore  $\alpha$  di Coriolis. Si ha quindi:

$$E = Y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (0)$$

In HEC-RAS, l'altezza critica relativa ad una sezione viene determinata ricercando il minimo dell'energia specifica. La ricerca viene fatta con un procedimento iterativo partendo da un valore  $WS$  di primo tentativo al quale ne consegue un valore di energia specifica dato dalla (0),



che verrà poi corretto fino alla determinazione del  $WS$  in grado di garantire il minimo valore di  $E$ . HEC-RAS può calcolare l'andamento di profili subcritici e supercritici. Viene però richiesto all'utente di specificare il regime di moto all'atto del setup dell'applicazione.

### Procedure di calcolo per simulazioni in moto permanente

#### Ricostruzione del campo di moto in una sezione trasversale

Per trovare il valore del coefficiente  $\alpha$  relativo a una sezione naturale, o comunque irregolare, è necessario conoscere come si suddivide la portata, ossia quanta fluisce nel canale propriamente detto e quanta nelle zone golenali. Viene a questo scopo utilizzata l'equazione di Manning:

$$V = \frac{1.486}{n} A R^{2/3} J_f^{1/2}$$

$$Q = VA = \frac{1.486}{n} A R^{2/3} J_f^{1/2}$$

Ponendo quindi:  $K = \frac{1.486}{n} A R^{2/3}$  si ha che:  $Q = K J_f^{1/2}$

che viene scritta per ognuna delle  $i$ -esime sezioni considerate.

In HecRAS, il raggio idraulico  $R$  di una sub area è calcolato dividendo l'area per il perimetro bagnato. Il confine d'acqua immaginario tra due sub aree viene trascurato.

Tramite alcuni passaggi si trova che:  $\alpha = \frac{(\sum A_i)^2 (\sum K_i^3 / A_i^2)}{(\sum K_i)^3}$

#### Distribuzione delle pressioni in una sezione trasversale

Come già detto, una delle ipotesi di base nel calcolo del profilo da parte di HEC-RAS è la distribuzione idrostatica delle pressioni. Si può assumere che la pressione sia idrostatica in un fluido in movimento se le linee di corrente sono essenzialmente dritte e parallele. La maggior parte dei canali naturali con moto gradualmente vario rispetta queste condizioni, non rispettate

invece nel caso di moto rapidamente vario.

### Distribuzione delle velocità in senso trasversale alla corrente

La libreria di algoritmi di simulazione idraulica in dotazione al modello HEC-RAS include la possibilità di analizzare la distribuzione delle velocità della corrente all'interno di una stessa sezione trasversale, eliminando la limitazione della teorica del moto unidimensionale che prevede, al contrario, l'imposizione di una unica velocità media caratteristica valida per l'intera sezione di deflusso.

Rispetto ad un vero modello bidimensionale, tale l'algoritmo di calcolo utilizzato da HEC RAS comporta l'accettazione di una serie di semplificazioni, tra cui:

- la quota idrometrica risulterà comunque orizzontale;
- non vengono considerati gli effetti della forza centrifuga.

Vengono invece considerati gli effetti della variazione del raggio idraulico locale, e la differente scabrezza del perimetro bagnato.

Questa tecnica consente di ottenere, con una certa attendibilità specie nei tratti rettilinei, l'andamento della velocità al variare della posizione del punto lungo una direttrice trasversale alla corrente che deve essere intesa come velocità media sulla verticale.

Calcolo dei profili idraulici

Il calcolo dei profili idraulici avviene in due fasi tra loro intimamente collegate: bilancio dell'energia e conseguente calcolo del profilo.

### Bilancio dell'energia

La perdita di energia fra due sezioni trasversali, prese perpendicolarmente al flusso, è la base per il calcolo del profilo idraulico. L'energia totale, in termini di altezza, è uguale alla somma dei contributi dovuti alla quota, alla pressione e al termine cinetico. Se  $\theta$  rappresenta la

pendenza del fondo si ha che:

$$E = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Il termine  $\cos \theta$  è comunemente assunto uguale a 1 per canali naturali. Si può comprendere come comunque si compia un errore molto basso imponendo questa semplificazione considerando che per una pendenza di fondo di 1:10, molto elevata,  $\cos \theta$  è uguale a 0.99. L'errore compiuto in questo caso, definibile estremo, considerandolo uguale a 1 è del 1%, e quindi, nel complesso, trascurabile.

Con riferimento all'equazione dell'energia appena scritta, si può riscriverla nel caso sia applicata tra due sezioni:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

o in altri termini:

$$E_1 = E_2 + h_e$$

L'energia totale nella sezione di monte  $E_1$  è quindi uguale all'energia della sezione di valle  $E_2$  più il termine di perdita di energia  $h_e$ . Questa equazione è usata in successione da HEC-RAS spostandosi per passi da una sezione all'altra, calcolando il profilo idraulico.

### 7.1.2 Calcolo del profilo a moto permanente

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computato, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione della conservazione dell'energia totale, ossia:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove:

$Y_1$  e  $Y_2$  rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte;

$Z_1$  e  $Z_2$  rappresentano rispettivamente le elevazioni sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte;

$V_1$  e  $V_2$  rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte;

$\alpha_1$  e  $\alpha_2$  i rispettivi coefficienti di Coriolis;

$g$  l'accelerazione di gravità;

$h_e$  le perdite di energia tra le due sezioni.

La Figura 7-1 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

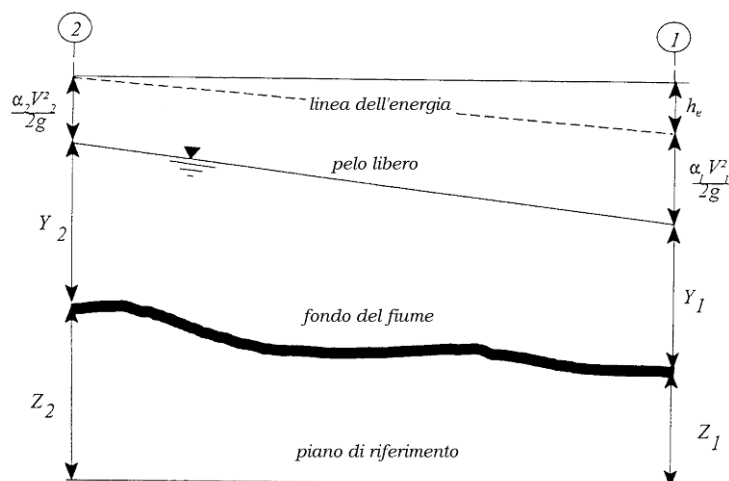


Figura 7-1 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

Le perdite di energia complessive  $h_e$  tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue ed a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

$$h_e = L\bar{J} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove, con  $L$  è indicata la distanza tra le due sezioni, con  $\bar{J}$  le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il termine  $C$  correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning, ossia:

$$Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove:  $Q$  rappresenta la portata,  $A$  l'area bagnata,  $R_H$  il raggio idraulico,  $n$  il coefficiente di scabrezza secondo Manning e  $J$  le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 7-2).

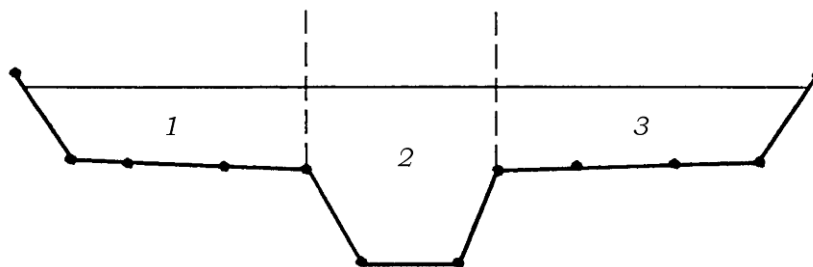


Figura 7-2 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 7-2 chiamato con  $K_i = Q_i / \sqrt{J}$  la capacità di portata di ogni singola parte  $i$ -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning:

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza  $J$  risulta pari a:

$$J = \left( \frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservato che, per la costanza di  $J$ , la portata di ogni singola area  $Q_i = K_i \sqrt{J}$  è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale  $Q = \sum_i Q_i$ .

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni è fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a  $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$ , e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a  $Q^3 / A^2$ .

Esprese le portate delle singole parti  $i$ -esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si

perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \left( \sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \frac{\left( \sum_i A_i \right)^2}{\left( \sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere  $\alpha$ , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia  $h_e$  ed il coefficiente di Coriolis  $\alpha$  la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero,  $Y_2 + Z_2$ , nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale,  $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ , noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

### 7.1.3 Equazione della conservazione della quantità di moto

L'equazione della conservazione dell'energia totale (1) ha validità solo nel caso di correnti variabili lentamente all'interno del ramo in esame. In particolare essa è stata applicata nel caso di corrente ovunque subcritiche o supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente lenta a veloce si è utilizzata l'equazione della conservazione del momento.

Applicando la seconda legge di Newton  $\sum F_x = ma$ , con x la direzione del moto, ad un elemento di fluido tra due sezioni 1-2, fig. 4, per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

dove:

$P_i$ , risultante della pressione idrostatica;

$W_x$  , componente della forza peso nella direzione del moto;

$F_f$  , forza d'attrito tra le due sezioni;

$Q$  , portata complessiva;

$\rho$  , densità del fluido;

$\Delta V_x$  , variazione della velocità tra le due sezioni.

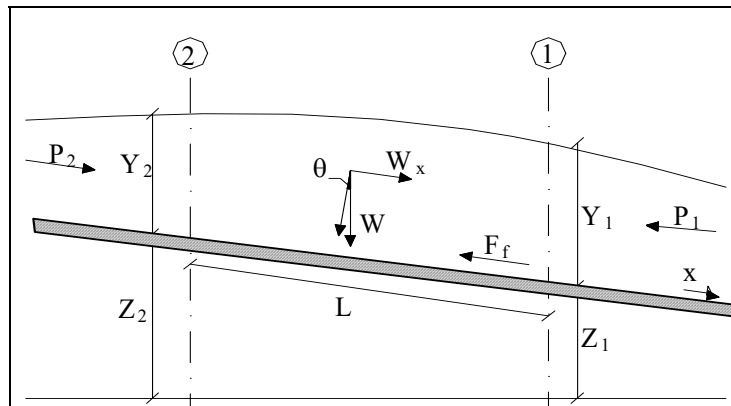


Figura 7-3 – Schema di calcolo

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come

$$P = \gamma \bar{A} \bar{Y} \cos\theta \cong \gamma \bar{A} \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame,  $\cos\theta = 1$ .

Nella relazione (9)  $\gamma$  corrisponde al peso specifico del fluido,  $A$  l'area della sezione ed  $\bar{Y}$  l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza  $L$  del tronco e l'area totale di fluido presente, è stata valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin\theta \quad (10)$$

La forza d'attrito  $F_f$  è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul letto del fiume e la cadente piezometrica  $J$ .

In particolare, scriviamo:



$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} JPL = \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (11)$$

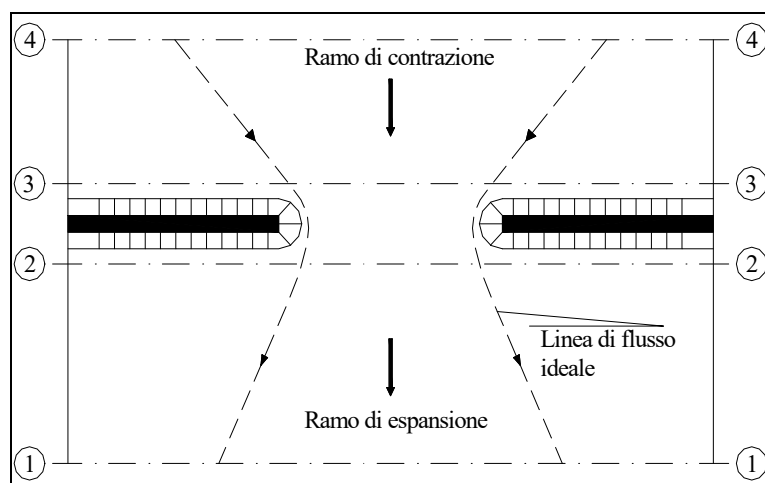
dove  $P$  ed  $R$  sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è stata fatta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono state applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' stato sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, fig. 5 e fig. 6, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.



**Figura 7-4 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale**

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3).

Step 1; definendo con  $A_{pi}$  l'area ostruita ed con  $Y_{pi}$  la distanza verticale che intercorre tra il

baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è stata scritta come

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 Y_2 - A_{P_{BD}} Y_{P_{BD}} + F_f - W_x$$

Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{g A_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{g A_3^2}$$

con  $C_D$  coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla tab. 2 in funzione del tipo di pila presente.

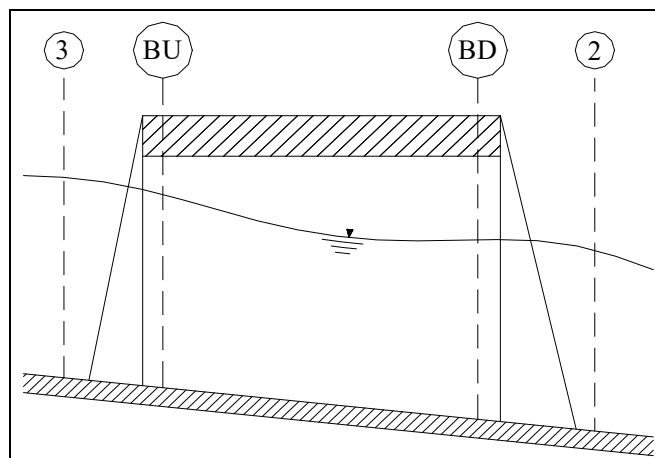


Figura 7-5 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C <sub>D</sub>
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura α = 30°	1.00
Pila triangolare con apertura α = 60°	1.39
Pila triangolare con apertura α = 90°	1.60
Pila triangolare con apertura α = 120°	1.72

**Tabella 7-1 – Coefficiente di resistenza idrodinamico C<sub>D</sub>**

#### 7.1.4 Equazione di Yarnell

In alternativa all'equazione della conservazione del momento si è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle fig. 5 e 6, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono state valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove  $H_{i-j}$  rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e  $K$ , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti;

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare α = 90°	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

**Tabella 7-2 – Coefficiente di Yarnell**

$\omega$  rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2;  $\alpha$  il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine  $V_2$  la velocità a valle della sezione.

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, fig. 7, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[ 2g \left( Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

dove:

$C_d$ , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di fig. 8, (valori tra 0.27 e 0.5);

$A_1$ , area della luce nella sezione di monte;

$Y_1$ , altezza idrica della sezione di monte;

$\alpha$ , coefficiente correttivo cinetico;

$V_1$ , velocità della corrente a monte.

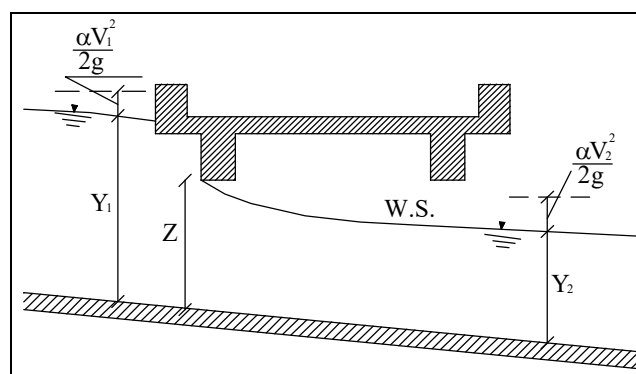


Figura 7-6 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

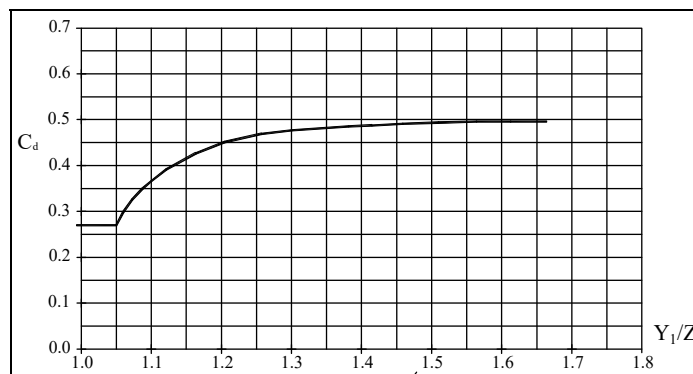


Figura 7-7 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (13) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in fig.11.

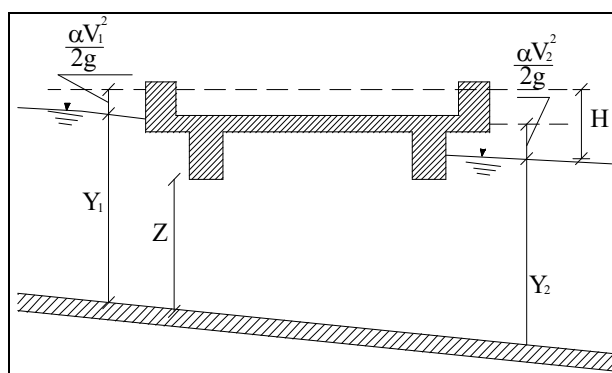


Figura 7-8 –Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, fig. 12, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

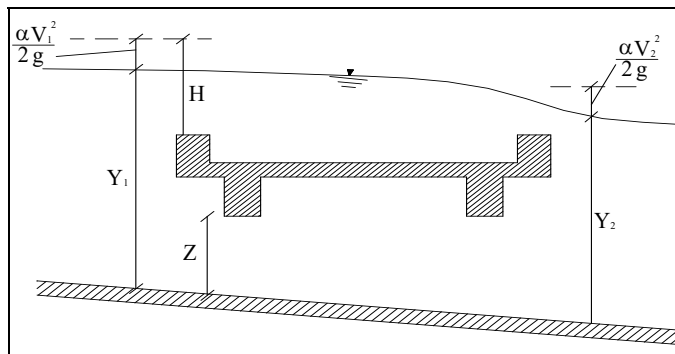


Figura 7-9 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

### 7.1.5 Calcolo del rigurgito dovuto ai tombini/ponticelli

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

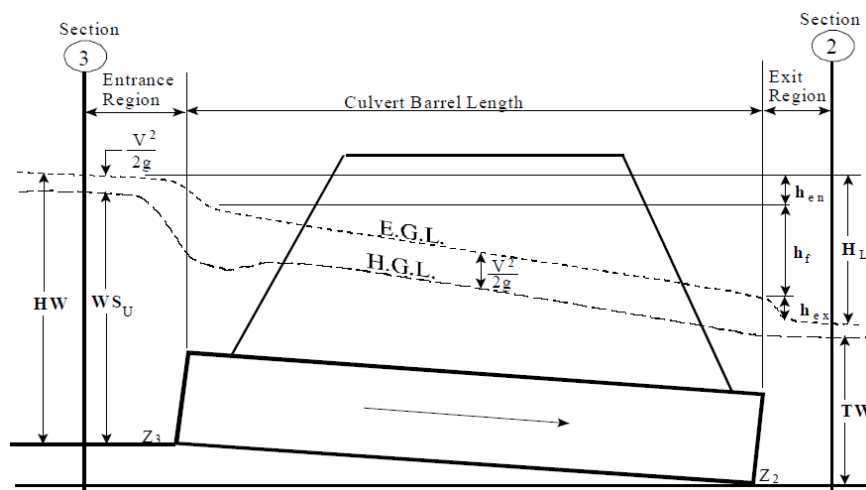


Figura 7-10 – Schema idraulico tombino/ponticello.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca

come uno stramazzo; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

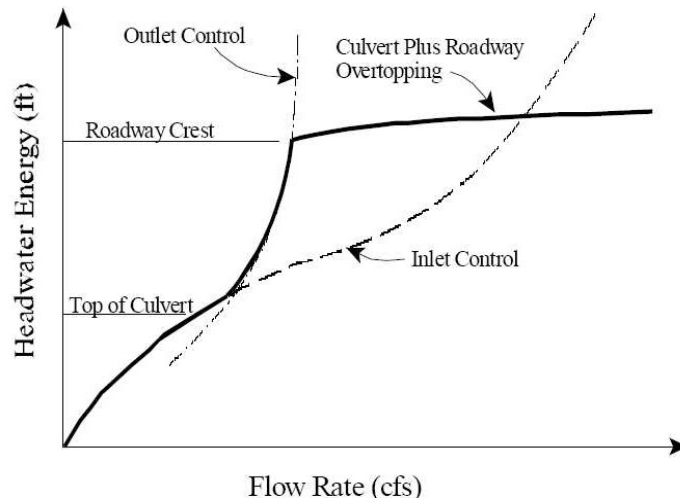


Figura 7-11 – Diagramma di funzionamento del tombino/ponticello.

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle. Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.

### Calcolo del livello all'imbocco

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero: 
$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:  $HW_i$  livello dell'energia all'imbocco

$D$  altezza interna del tombino

$H_c$  altezza critica

$Q$  portata

$A$  area della sezione interna del tombino

$S$  pendenza

$K, M, c, Y$  costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

### Calcolo del livello allo sbocco

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

dove:  $Y_3, Y_2$  tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;

$Z_3, Z_2$  quota del fondo del tombino a monte e a valle;

$\alpha_3, \alpha_2$  coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;

$g$  accelerazione di gravità;



$H_L$  perdita di carico attraverso il tombino.

### Equazioni per il deflusso in pressione

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$HL = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:  $h_{en}$  perdite in entrata

$h_f$  perdite per attrito

$h_{ex}$  perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left( \frac{Qn}{1.486AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:  $h_f$  perdite per attrito

$L$  lunghezza del tombino

$Q$  portata

$n$  coefficiente di scabrezza di Manning

$A$  area della sezione di flusso

$R$  raggio idraulico.

### Perdite in entrata e uscita

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.

## 7.2 Fiume Platani

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce una adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. E' stato utilizzato il codice denominato HecRAS ver. 5.0.7 River Analysis System del marzo 2019, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers.

Si riportano nei seguenti paragrafi le caratteristiche dei parametri implementati nei modelli numerici.

### 7.2.1 Inquadramento territoriale

L'ambito di studio preso in considerazione per il presente lavoro si trova in provincia di Agrigento e riguarda la porzione del bacino idrografico del fiume Platani nel tratto ricadente a est dell'abitato del Comune di Cammarata e del Comune di San Giovanni Gemini.

In questa zona, la morfologia dell'alveo è caratterizzata da una geometria piuttosto regolare a forma trapezoidale, abbastanza incassata e molto ricca di vegetazione lungo il cavo fluviale, alveo si presenta mediamente semiconfinato.

La seguente mostra la foto aerea dell'ambito di studio.



7.2.2 Scenari di simulazione

Gli scenari di simulazione presi in considerazione per la presente analisi idraulica, svolta al fine di verificare la non vulnerabilità delle opere in progetto e delle relative sistemazioni idrauliche, sono definiti nella seguente tabella, in cui sono anche indicati le descrizioni e i contenuti.

SCENARIO	DESCRIZIONE	CONTENUTI
<b>Ante Operam</b>	Modellazione idraulica dei corsi d'acqua nella situazione attuale, descritta mediante le sezioni idrauliche rilevate e quelle estrapolate dal modello matematico.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Planimetrie aree di esondazione-vulnerabilità idraulica;</li> <li>- Profilo idraulico di rigurgito;</li> <li>- Quaderno delle sezioni;</li> <li>- Tabulato dei parametri idraulici.</li> </ul>
<b>Post Operam</b>	Modellazione idraulica dei corsi d'acqua nell'assetto di progetto, descritta mediante le sezioni idrauliche rilevate, quelle estrapolate dal modello matematico e quelle derivanti dalle sistemazioni idrauliche di progetto.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Planimetrie aree di esondazione-vulnerabilità idraulica;</li> <li>- Profilo idraulico di rigurgito;</li> <li>- Quaderno delle sezioni;</li> <li>- Tabulato dei parametri idraulici.</li> </ul>

**Tabella 7-3 – Scenari di simulazione adottati**

L'interferenza dell'infrastruttura in progetto è stata valutata mettendo a confronto i due scenari risultanti.

### 7.2.3 Messa a punto del modello idrodinamico monodimensionale

#### 7.2.3.1 Schematizzazione del corso d'acqua

Allo scopo di indagare la reale configurazione delle aree, è stato utilizzato un modello idrodinamico monodimensionale esteso circa 31,2 Km comprendente il Fiume Platani. L'area di interesse è quella compresa tra la sezione 290 e la sezione 260 nelle immediate vicinanze dell'interferenza stradale in progetto.

L'alveo del corso d'acqua, caratterizzato da una larghezza pressoché costante, costituito dal canale di magra e dalle loro aree golenali di espansione, è stato modellato con approccio monodimensionale attraverso l'inserimento delle sezioni trasversali e delle geometrie degli attraversamenti stradali presenti lungo tutto il tratto simulato.

#### 7.2.3.2 Geometria del modello

La geometria del modello di calcolo per lo stato di fatto (ante operam) è stata implementata con complessive 406 sezioni trasversali di ampiezza 400 m, ed è stata realizzata integrando le sezioni topografiche, appositamente rilevate in corrispondenza di punti di particolare interesse lungo il corso d'acqua, a monte/valle degli attraversamenti stradali e in zone ritenute critiche sulla base dei sopralluoghi preventivamente condotti, con le sezioni trasversali d'alveo estrapolate sia dalla cartografia tecnica regionale che dalla cartografia ricavata da apposito volo.

I manufatti sono stati rappresentati nell'ambito del modello con strutture di tipo "Bridge" e "Culvert" di forma geometrica variabile secondo i rilievi effettuati sull'infrastruttura stessa.

La geometria di calcolo dello scenario di progetto (post operam) è stata costruita a partire da quella dello stato di fatto, inserendo nelle sezioni di interesse i nuovi manufatti.

Le tracce delle sezioni utilizzate nella presente modellazione idraulica sono riportate nell'elaborato grafico T00ID01IDRPL01 "Planimetrie aree di esondazione Ante e Post Operam".

Nel tratto di interesse, tra la sezione 290 e la sezione 265 del modello, il manufatto di attraversamento presente e considerato nelle simulazioni è il viadotto Tumarrano II sul Fiume Platani.



**Figura 7-12 – Viadotto Tumarrano II**

### 7.2.3.3 Scabrezza idraulica

Il modello di simulazione oltre alla descrizione geometrica e alle condizioni al contorno ha bisogno di un altro parametro quale il coefficiente di scabrezza che rappresenta, all'interno delle equazioni del moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dell'alveo attivo.

Molti sono i fattori che influenzano la scabrezza di un corso d'acqua. Tra essi i maggiori responsabili sono le caratteristiche granulometriche dell'alveo, la geometria delle sezioni trasversali (grado irregolarità), il profilo longitudinale (pendenza e forme di fondo), l'andamento planimetrico (tipo di meandri). Il valore "n" di Manning è un parametro che descrive la scabrezza di un corso d'acqua, ovvero la resistenza al moto. Il valore che assume dunque dipende dalla rugosità della superficie su cui scorre l'acqua, dal tipo di vegetazione, dalle irregolarità del canale, dalla presenza di ostacoli, dalla granulometria dei sedimenti, ecc.

Questo valore è direttamente proporzionale alla resistenza al moto, con valori che oscillano tra 0,012 [m<sup>1/3</sup>/s] quando la resistenza è molto bassa (ad esempio superfici in acciaio) e 0,50 [m<sup>1/3</sup>/s] per alvei nel cui fondo sono presenti grossi ciottoli.

Per ogni sezione trasversale è possibile assegnare tre valori di n, rispettivamente per la golena sinistra, il canale di magra e la golena destra. Per rendere la simulazione più reale possibile, il valore di scabrezza è stato scelto in seguito a sopralluoghi, dalle analisi delle ortofoto e dal tipo di superficie presente nelle varie sezioni trasversali.

Nelle simulazioni in esame, in funzione dello sviluppo più o meno rigoglioso della vegetazione e della tortuosità dell'alveo, si è considerato in generale un valore medio del coefficiente di scabrezza di Manning. I sopralluoghi hanno evidenziato la presenza di una folta vegetazione in corrispondenza delle aree golenali e un notevole deposito di ciottoli e ghiaia nell'alveo inciso pertanto i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- 0,035 m<sup>-1/3</sup>s per l'alveo inciso;
- 0,05 m<sup>-1/3</sup>s per le aree golenali.

#### 7.2.3.4 Condizioni al contorno

Dopo aver inserito tutte le grandezze geometriche e tutti i valori di portata, necessari alla caratterizzazione idraulica dei tratti del corso d'acqua, occorre definire per ciascuno di questi una condizione al contorno.

Le condizioni al contorno sono necessarie per stabilire il livello iniziale della superficie libera, e quindi per avviare il processo di calcolo.

Come anzi detto al *paragrafo 6.1.1 Caratteristiche del Modello Matematico*, il software Hec Ras prevede che le simulazioni possano essere individuate 3 differenti casi:

- *corrente lenta (o subcritica)*, per la quale è necessario inserire una condizione al contorno di valle;
- *corrente veloce (o supercritica)*: per la quale è necessario inserire una condizione al contorno di monte;
- *corrente mista (subcritica e supercritica)*: per la quale è necessario inserire una condizione al contorno sia a monte che a valle.

Al fine di simulare correttamente eventuali variazioni nel profilo del pelo libero dell'acqua, mediante risoluzione dell'equazione dei momenti, si è scelto di effettuare le simulazioni in condizioni stazionarie di corrente mista.

In particolare, come discusso al *paragrafo 6.1.1 Caratteristiche del Modello Matematico*, si è scelto di attribuire *come condizione al contorno sia in corrispondenza della sezione di monte che di quella di valle di ciascuno dei corsi d'acqua, l'altezza di stato critico (Critical Depth)*.

Come anzi detto, in questo caso il software, è in grado di individuare la eventuale presenza (e

posizione) di salti di bidone, mediante soluzione dell'equazione dei momenti, dunque bilancio di spinta fra corrente veloce e corrente lenta.

In particolare, qualora durante la simulazione il bilancio di spinte lungo l'intero corso d'acqua risultasse a favore della corrente veloce, il profilo di rigurgito risultante sarà un profilo di corrente veloce: in questo caso, il livello dell'acqua in corrispondenza della sezione di valle del corso d'acqua non coinciderà con l'altezza di stato critico (condizione al contorno di valle imposta inizialmente) ma sarà calcolato dal programma risolvendo l'equazione dei momenti.

### 7.2.3.5 Portate di progetto

Per il tratto di corso d'acqua simulato è stata utilizzata la portata di progetto, relativamente a diversi tempi ritorno ( $Tr = 50, 100, 200$  e  $300$  anni), determinata con la metodologia descritta nell'elaborato T00ID00IDRRE01 "Relazione idrologica" alla quale si rimanda.

Si riporta di seguito, nella Tabella 7-4 il riepilogo delle portate utilizzate nel modello idraulico del corso d'acqua simulato nella zona interferente con l'opera in progetto.

Sezione		Portata [mc/s]			
Calcolo	Modello	$Tr= 50$ anni	$Tr= 100$ anni	$Tr= 200$ anni	$Tr= 300$ anni
B-B	328	415,08	482,30	549,42	588,66
C-C	284	580,99	674,93	768,74	823,57

Tabella 7-4 – Portate di progetto Fiume Platani

### 7.2.4 Risultati delle simulazioni

Definito il modello idrodinamico per i corsi d'acqua individuati, si sono effettuate le verifiche idrauliche per i due scenari di simulazione ipotizzati.



### 7.2.4.1 Simulazione Ante Operam

Per la simulazione dell'evento idrologico con  $Tr = 5, 100, 200$  e  $300$  anni, si è ipotizzato il deflusso di portate liquide, senza trasporto solido, con alveo e opere idrauliche nelle condizioni attuali, osservate nel corso dei sopralluoghi condotti.

Nelle figure seguenti si riportano, rispettivamente, il profilo di rigurgito e le sezioni in corrispondenza dei manufatti e delle sistemazioni in progetto, valutati con una portata con  $Tr=300$  anni.

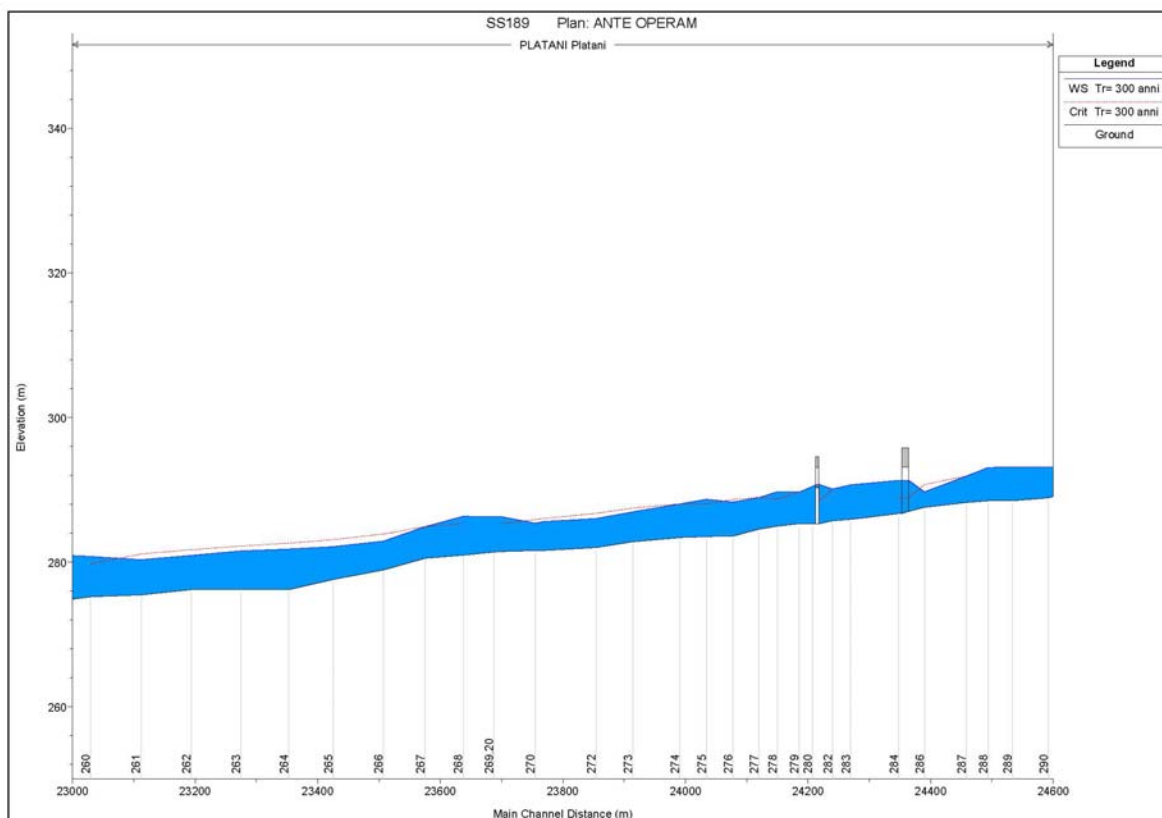


Figura 7-13 – Fiume Platani: Profilo di rigurgito ANTE OPERAM

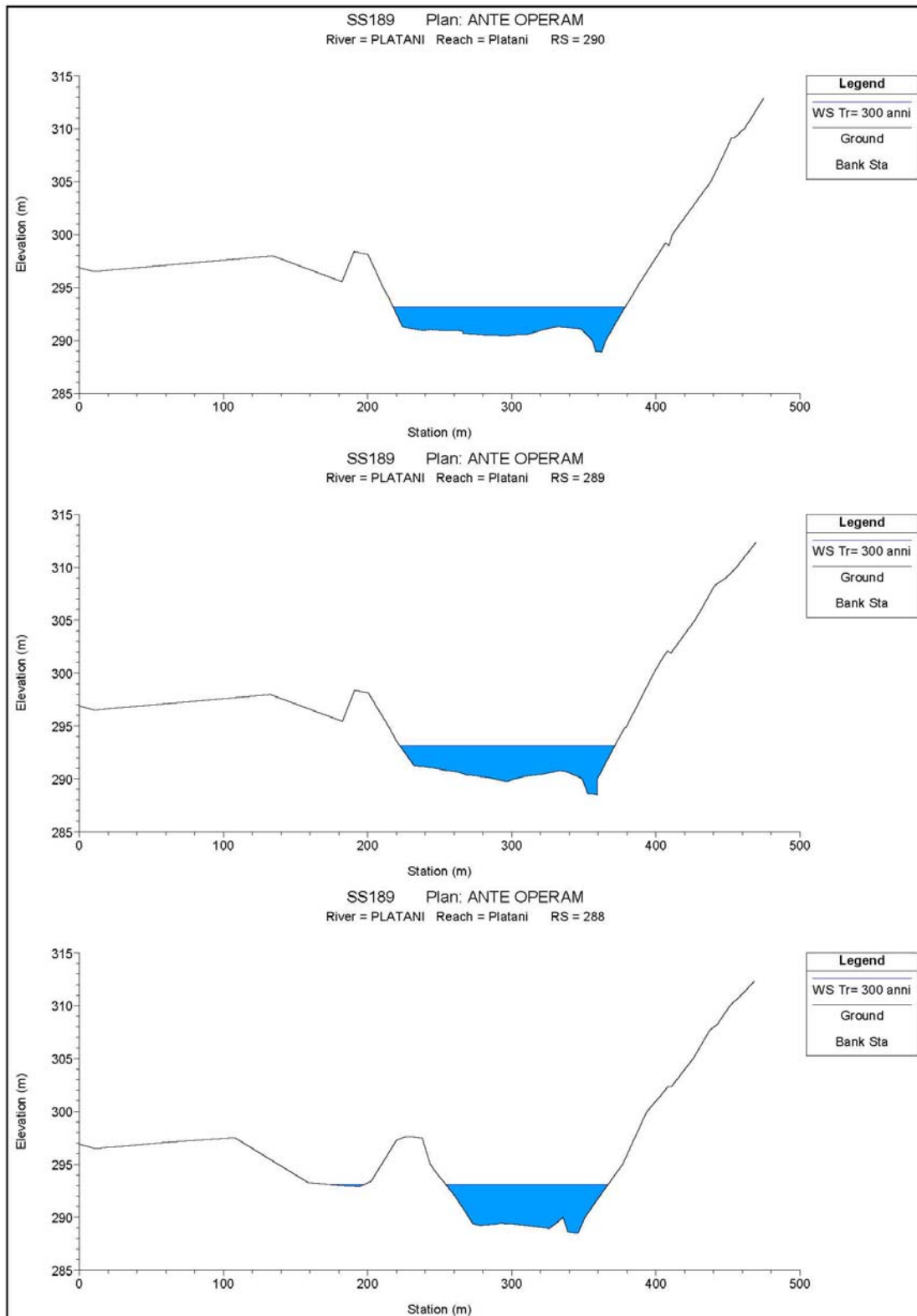


Figura 7-14 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

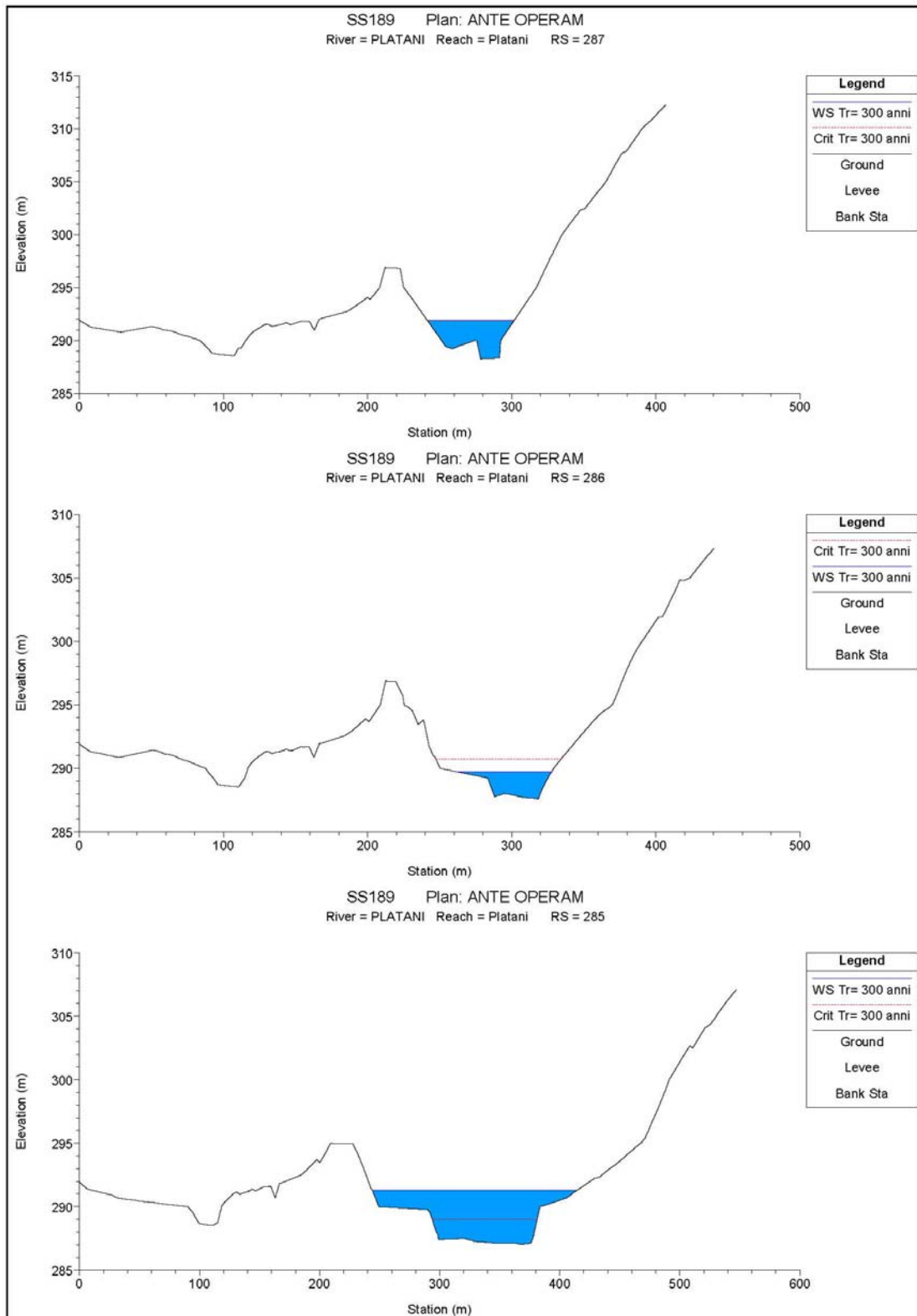


Figura 7-15 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

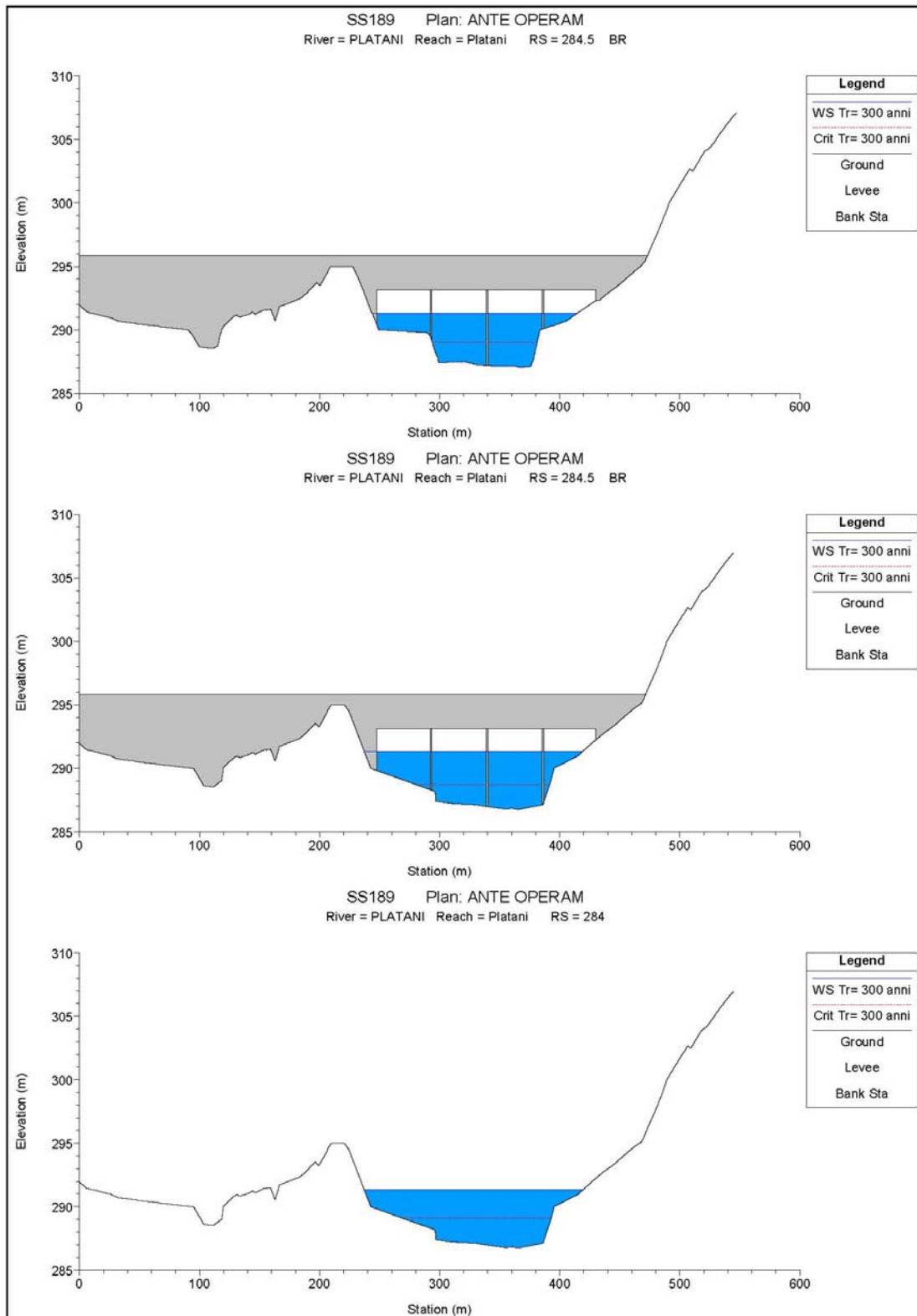


Figura 7-16 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

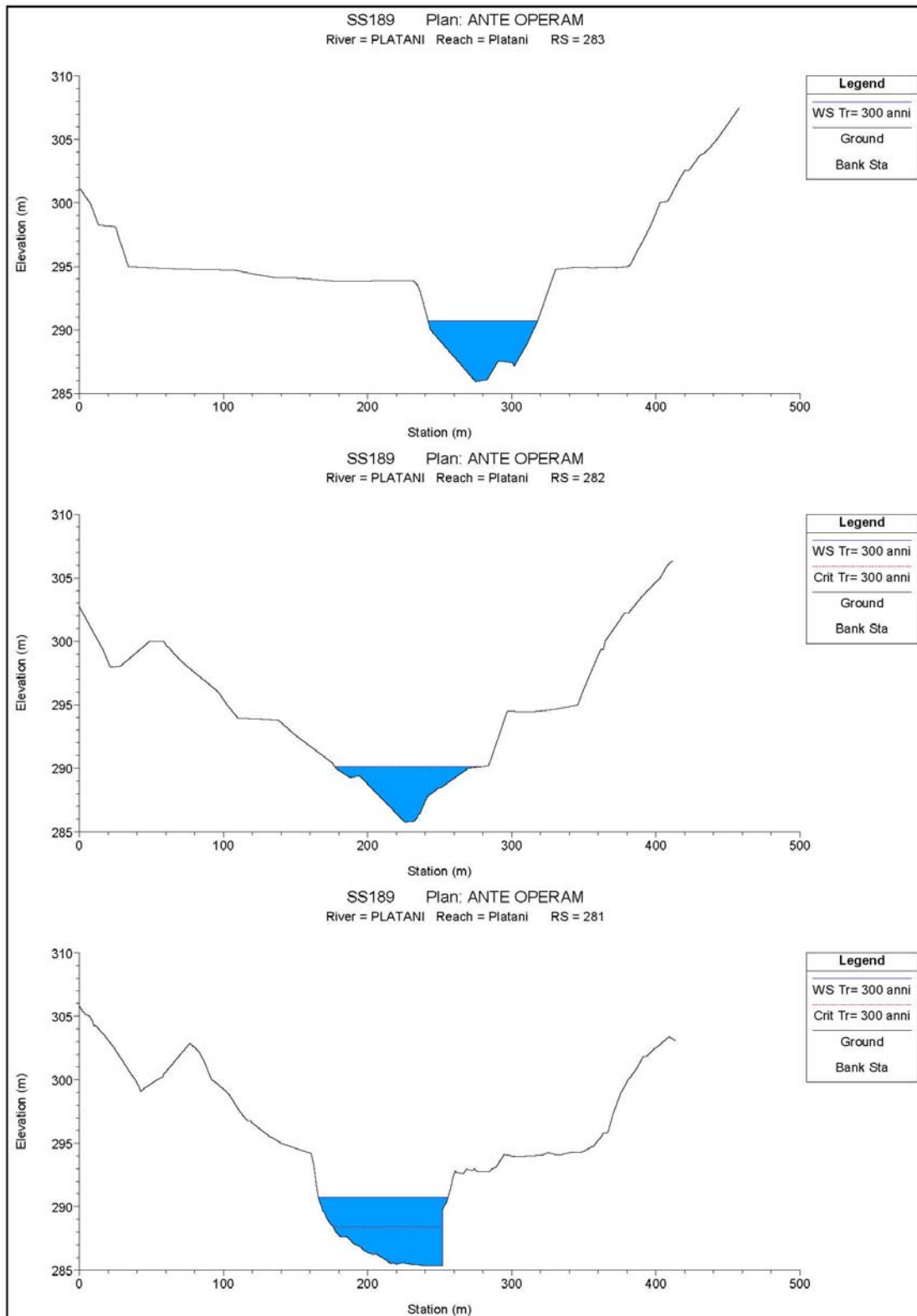


Figura 7-17 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

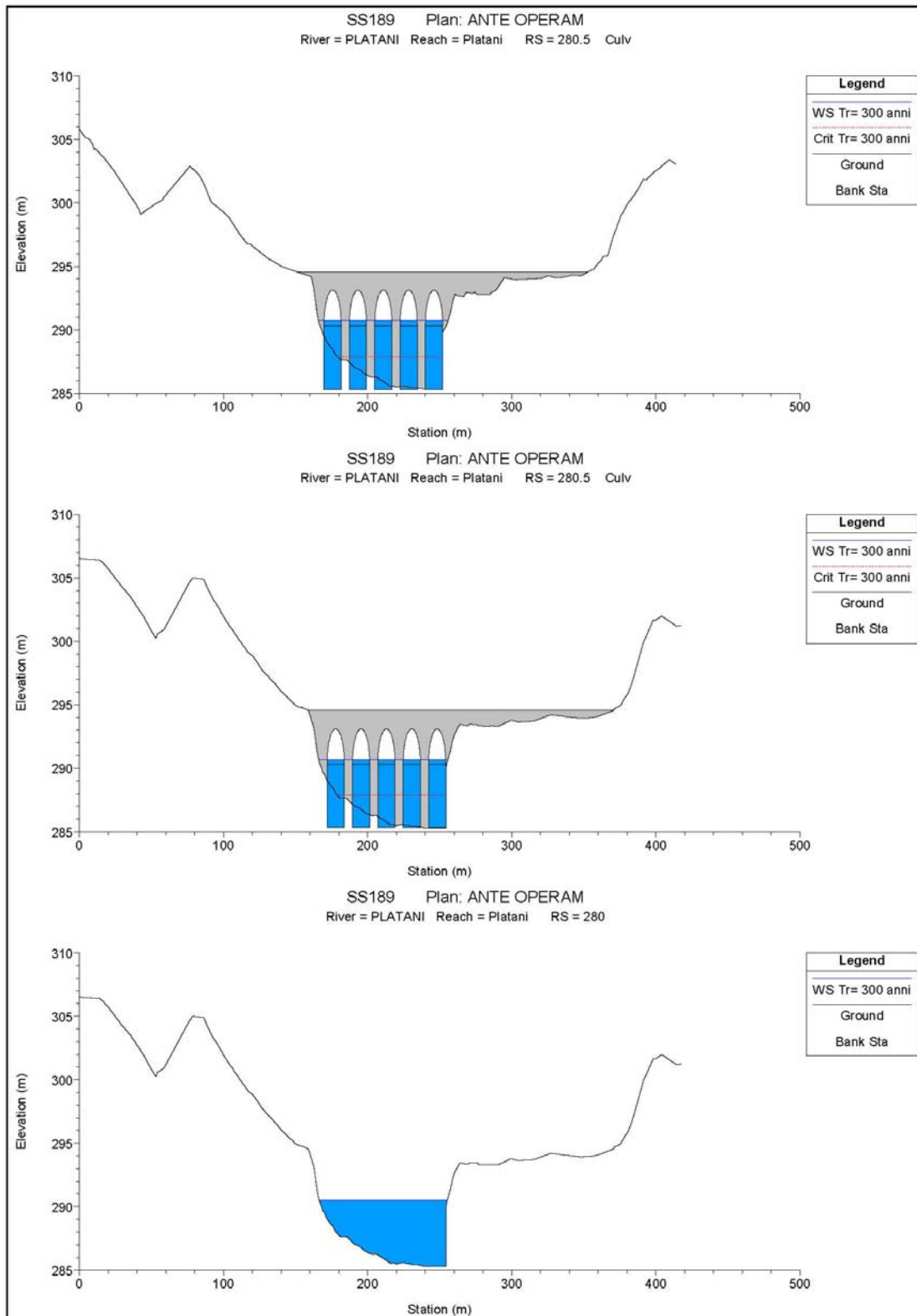


Figura 7-18 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

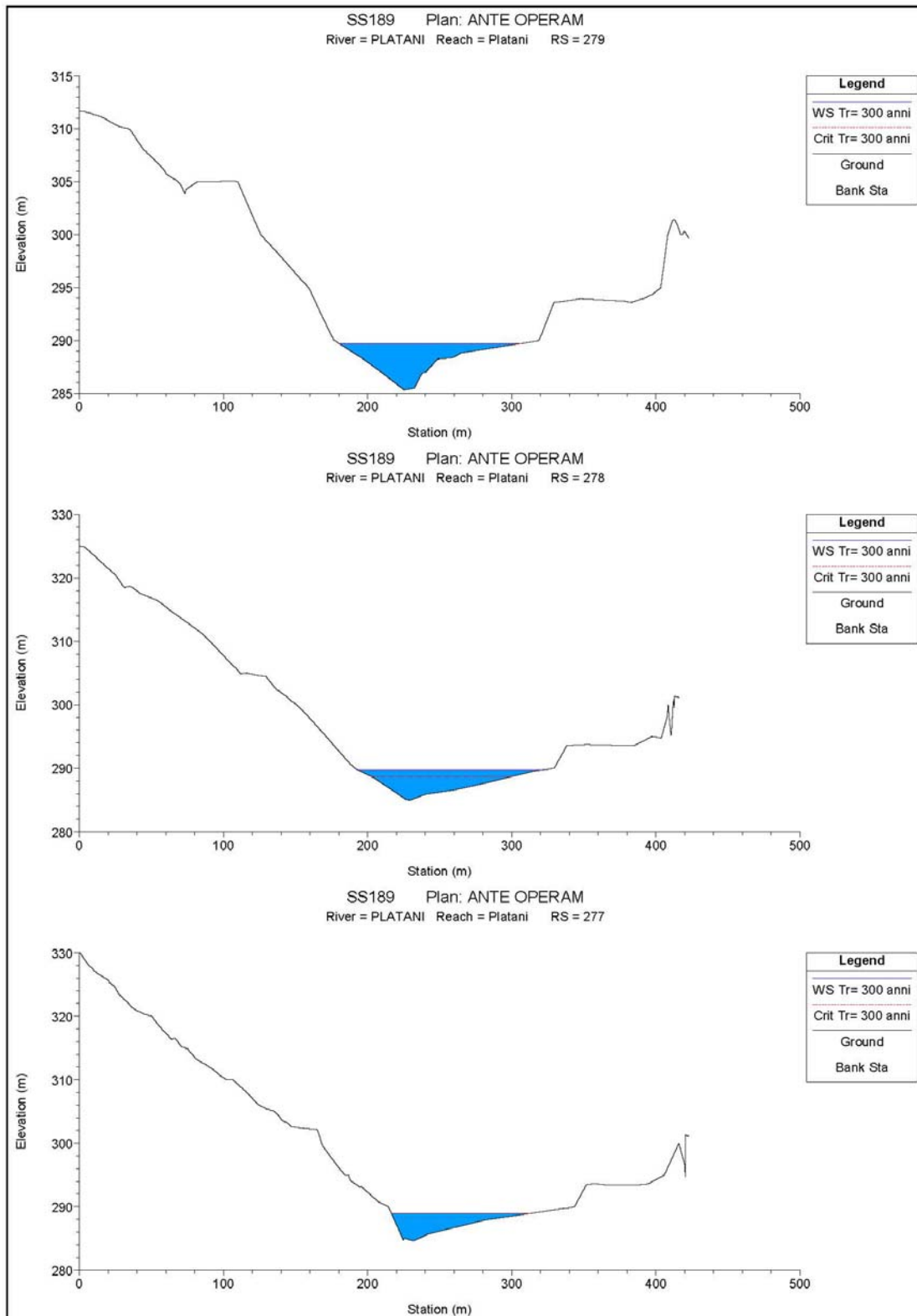


Figura 7-19 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

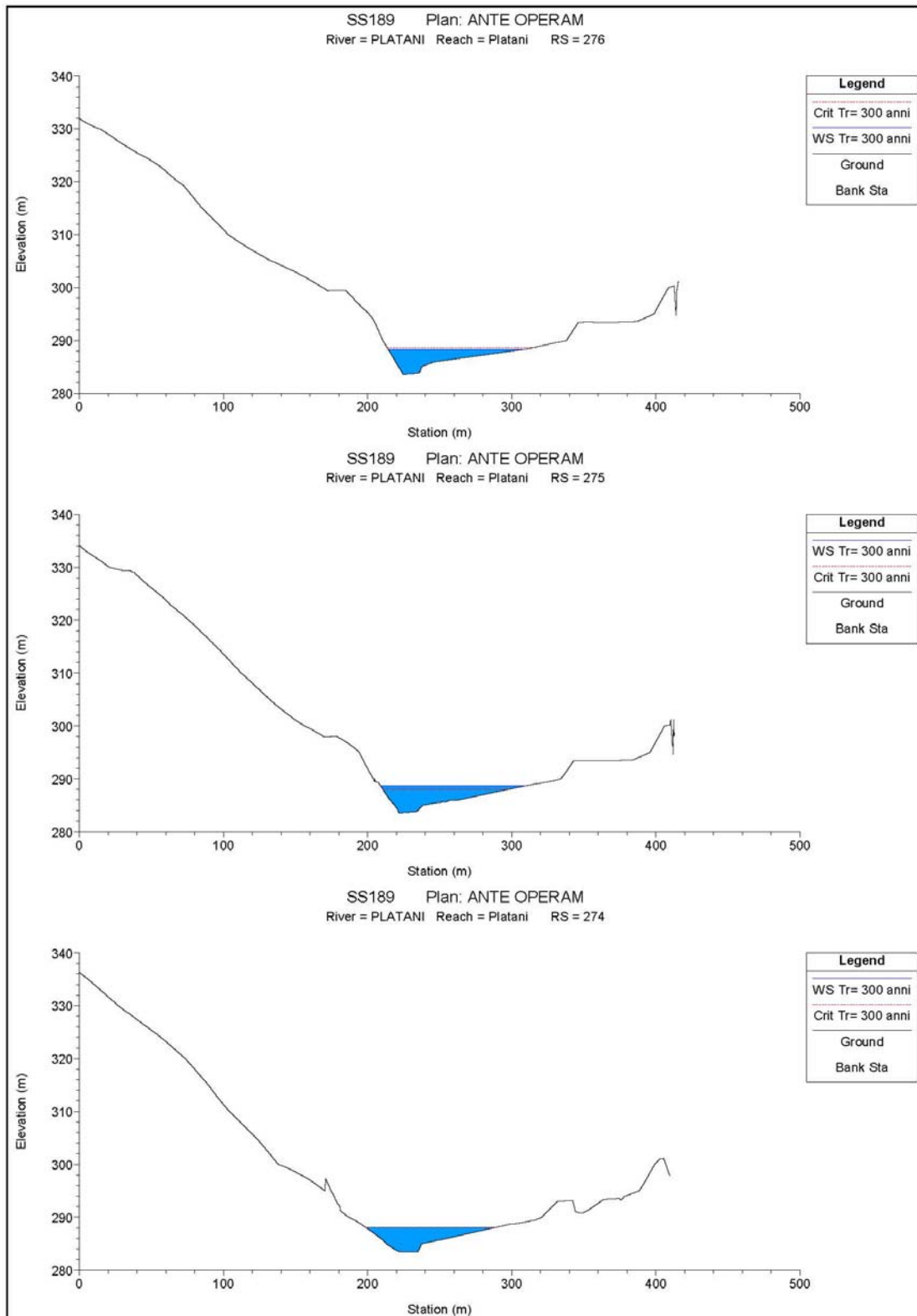


Figura 7-20 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica



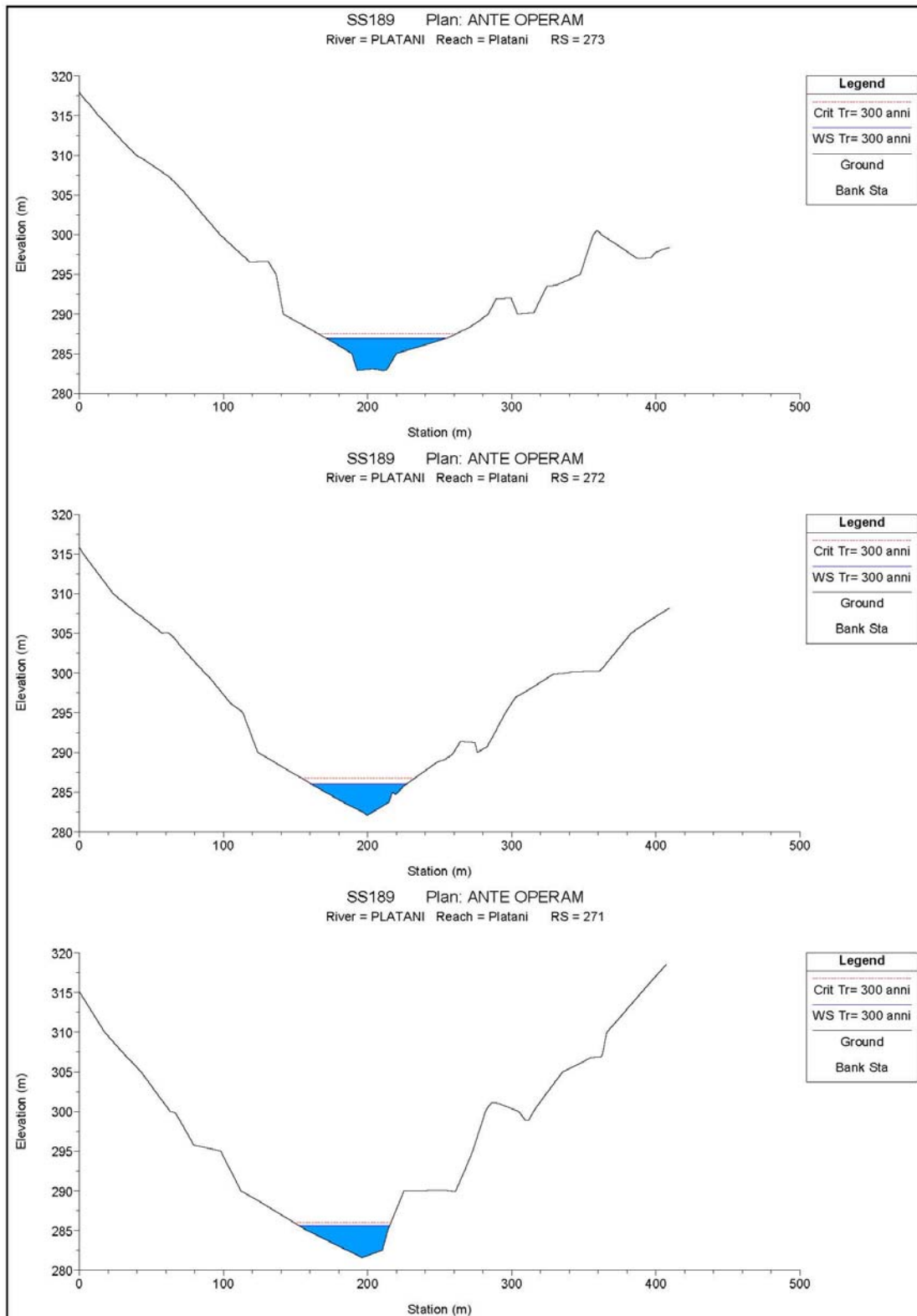


Figura 7-21 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

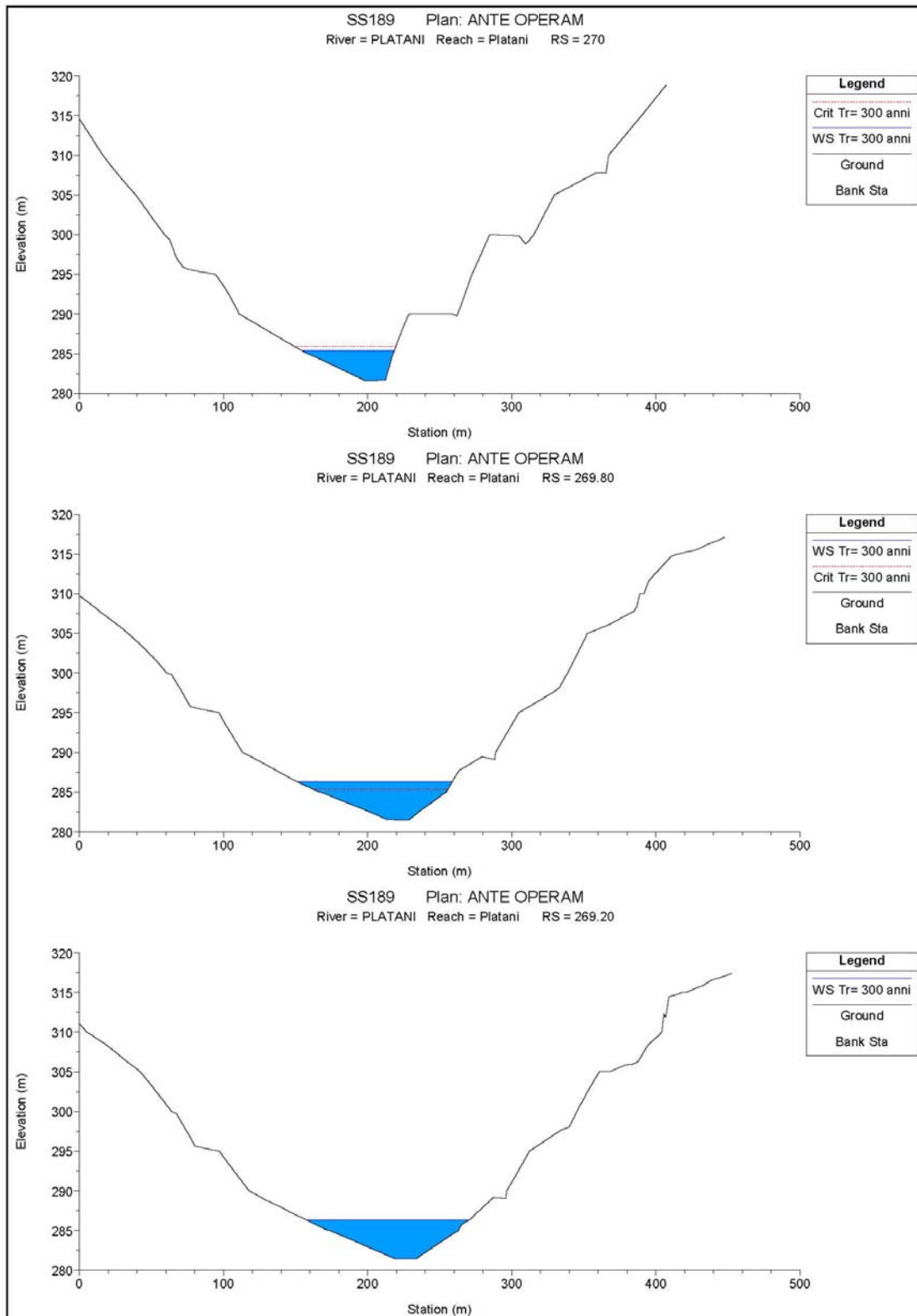


Figura 7-22 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

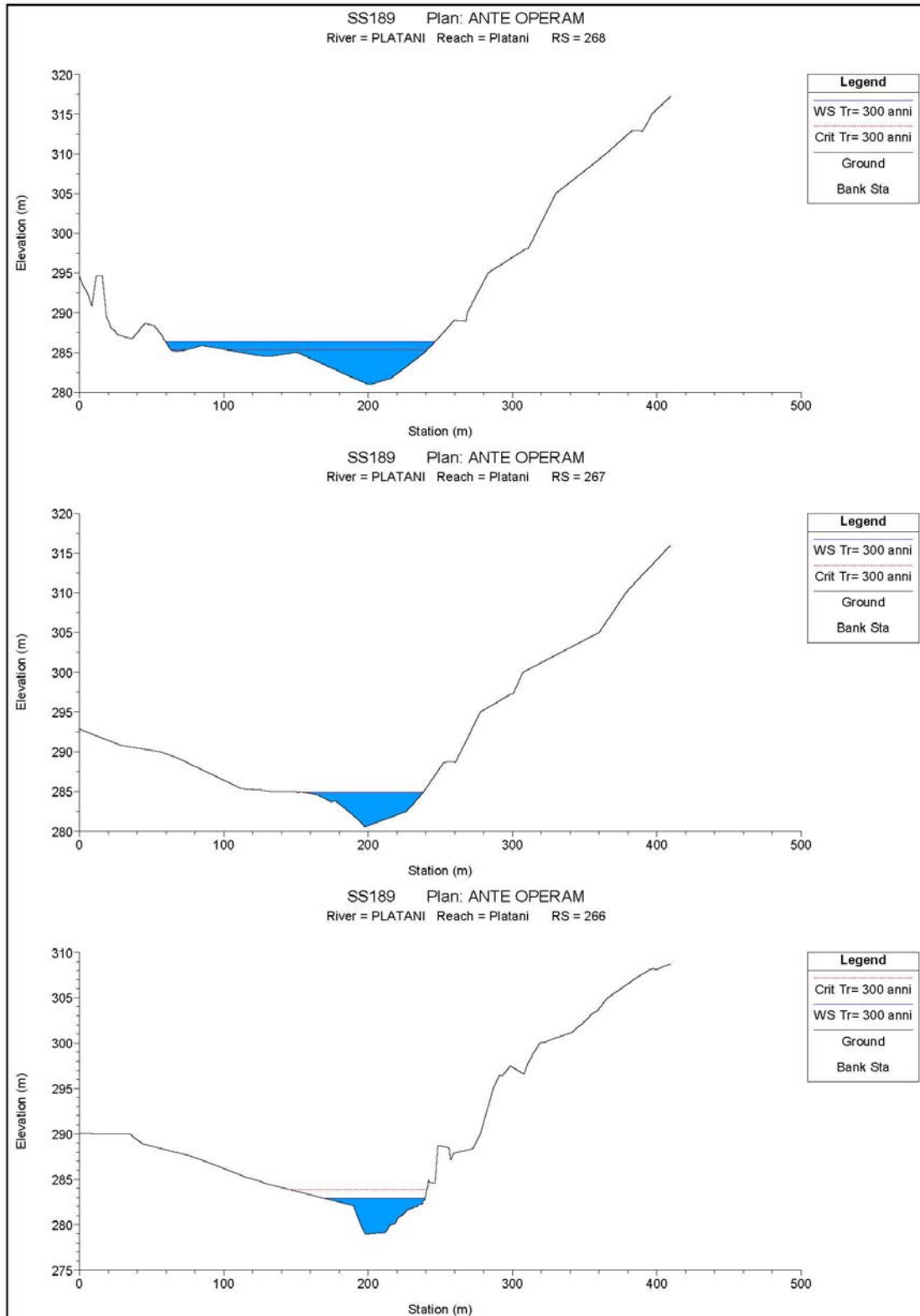


Figura 7-23 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

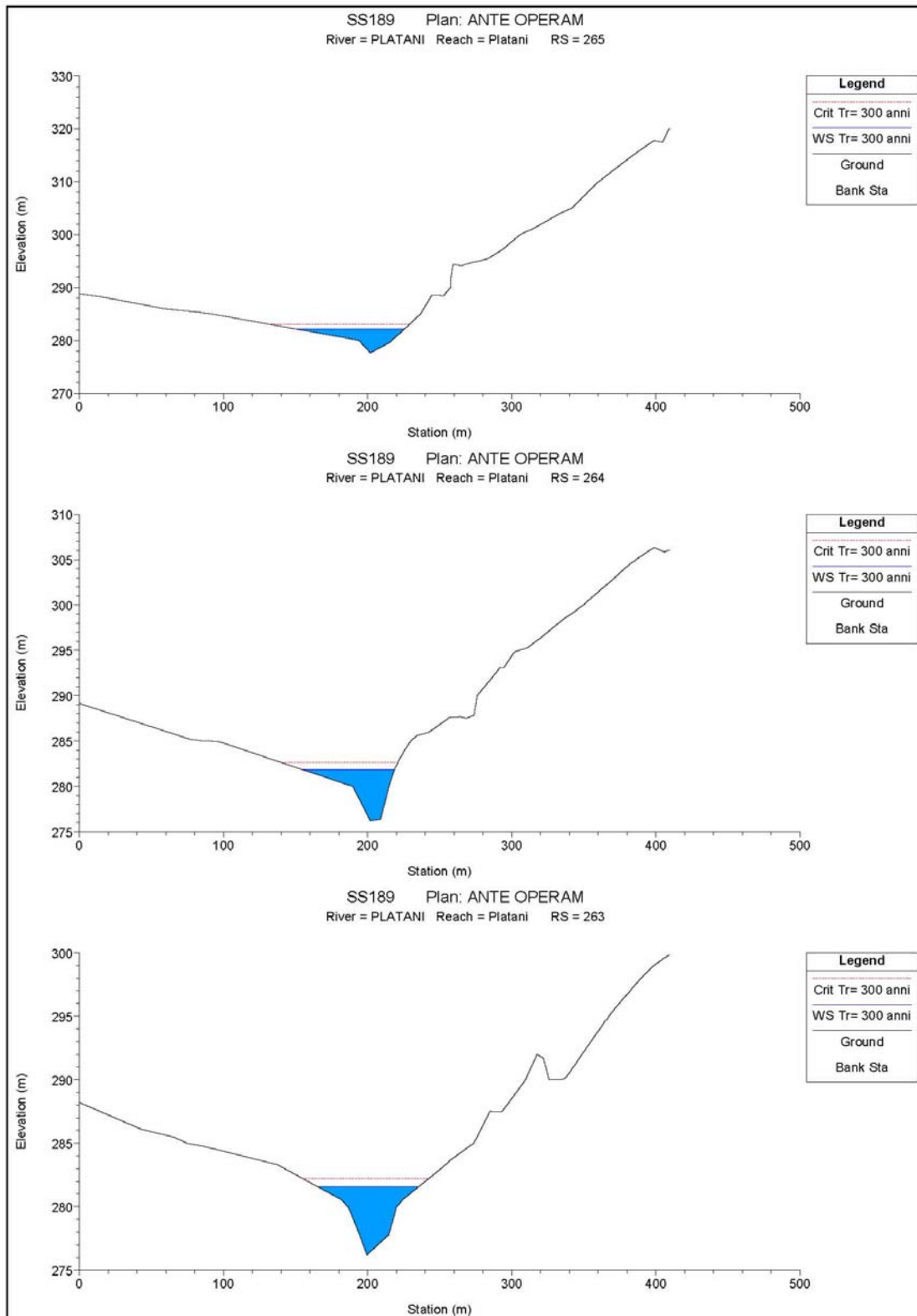


Figura 7-24 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

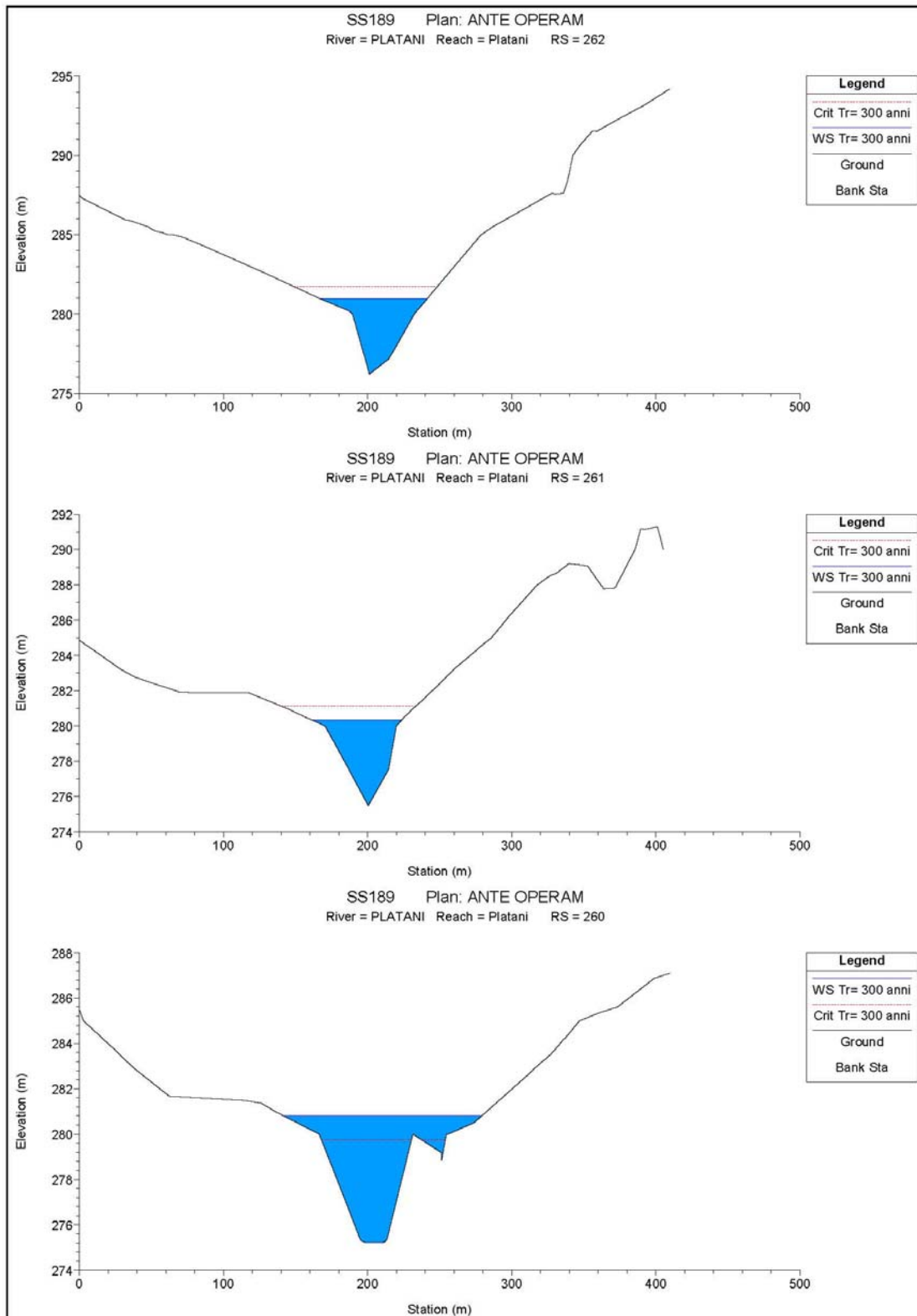


Figura 7-25 – Fiume Platani: Sezioni A.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

### 7.2.4.2 Simulazione Post Operam

Per la simulazione dell'evento idrologico con tempo di ritorno 300 anni, si è ipotizzato il deflusso di portate liquide, senza trasporto solido, con alveo e opere idrauliche nelle condizioni attuali, osservate nel corso dei sopralluoghi condotti e con l'inserimento dei manufatti e delle sistemazioni idrauliche previste in progetto.

Nelle figure seguenti si riportano, rispettivamente, il profilo di rigurgito e le sezioni in corrispondenza dei manufatti e delle sistemazioni in progetto, valutati con una portata con  $Tr=300$  anni.

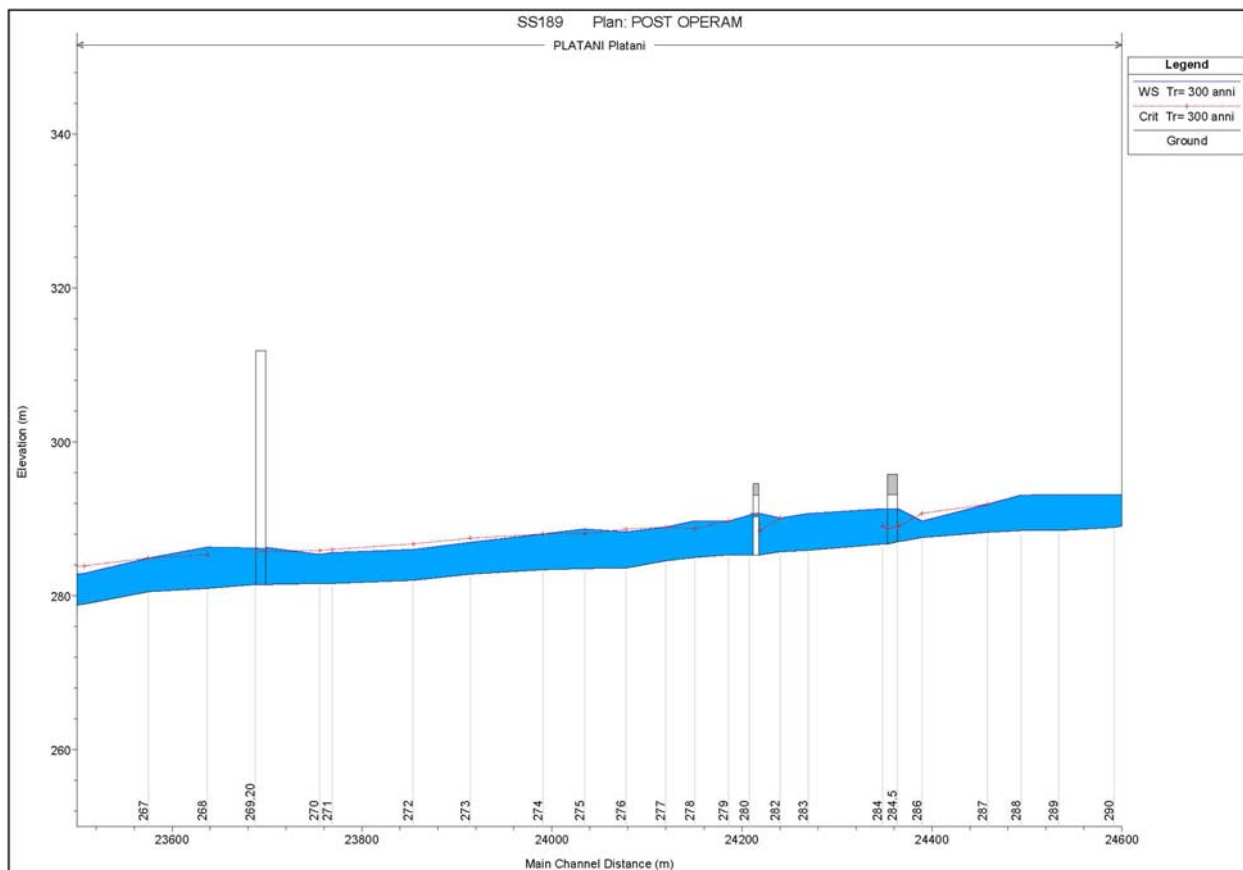


Figura 7-26 – Fiume Platani: Profilo di rigurgito POST OPERAM

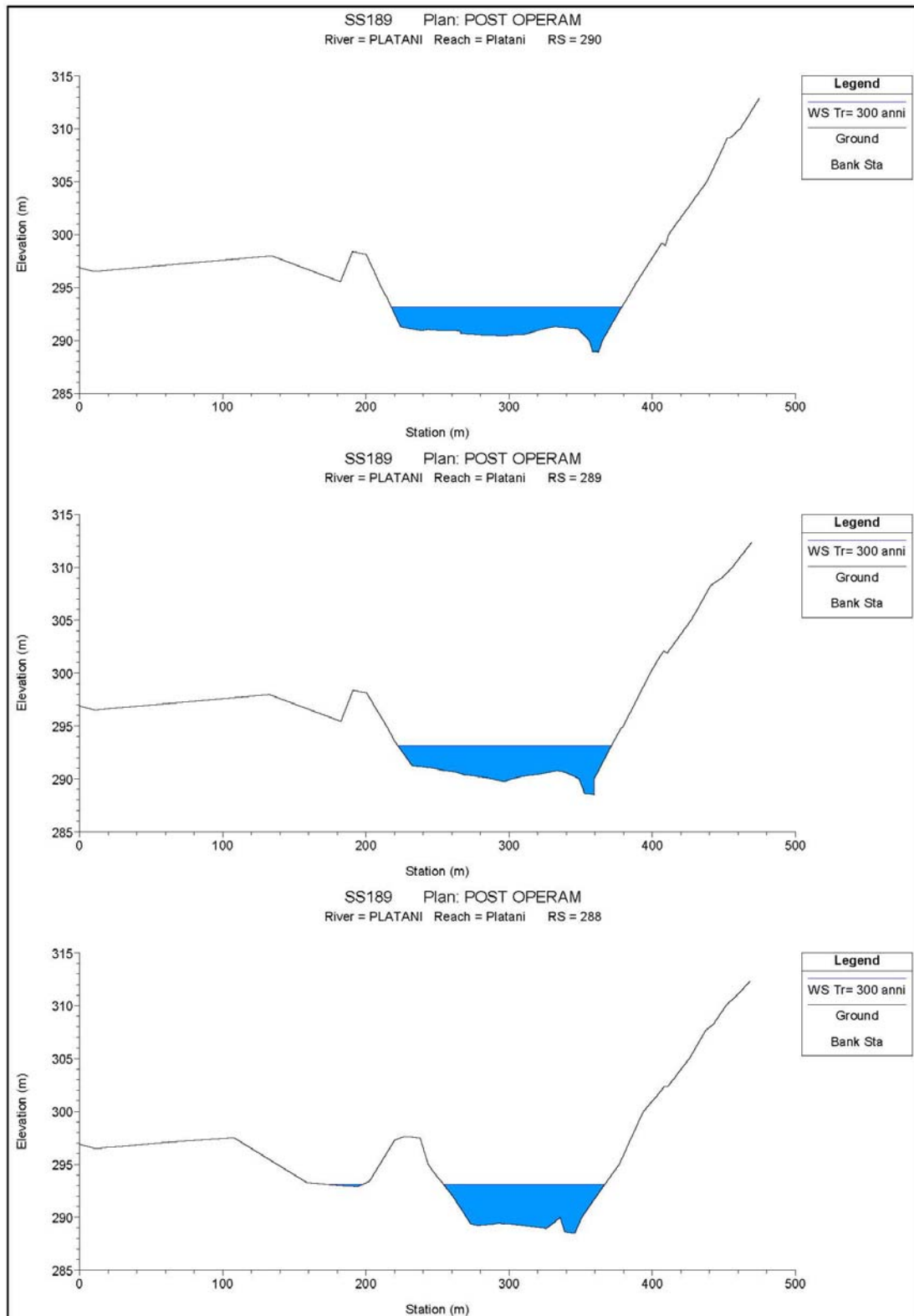


Figura 7-27 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

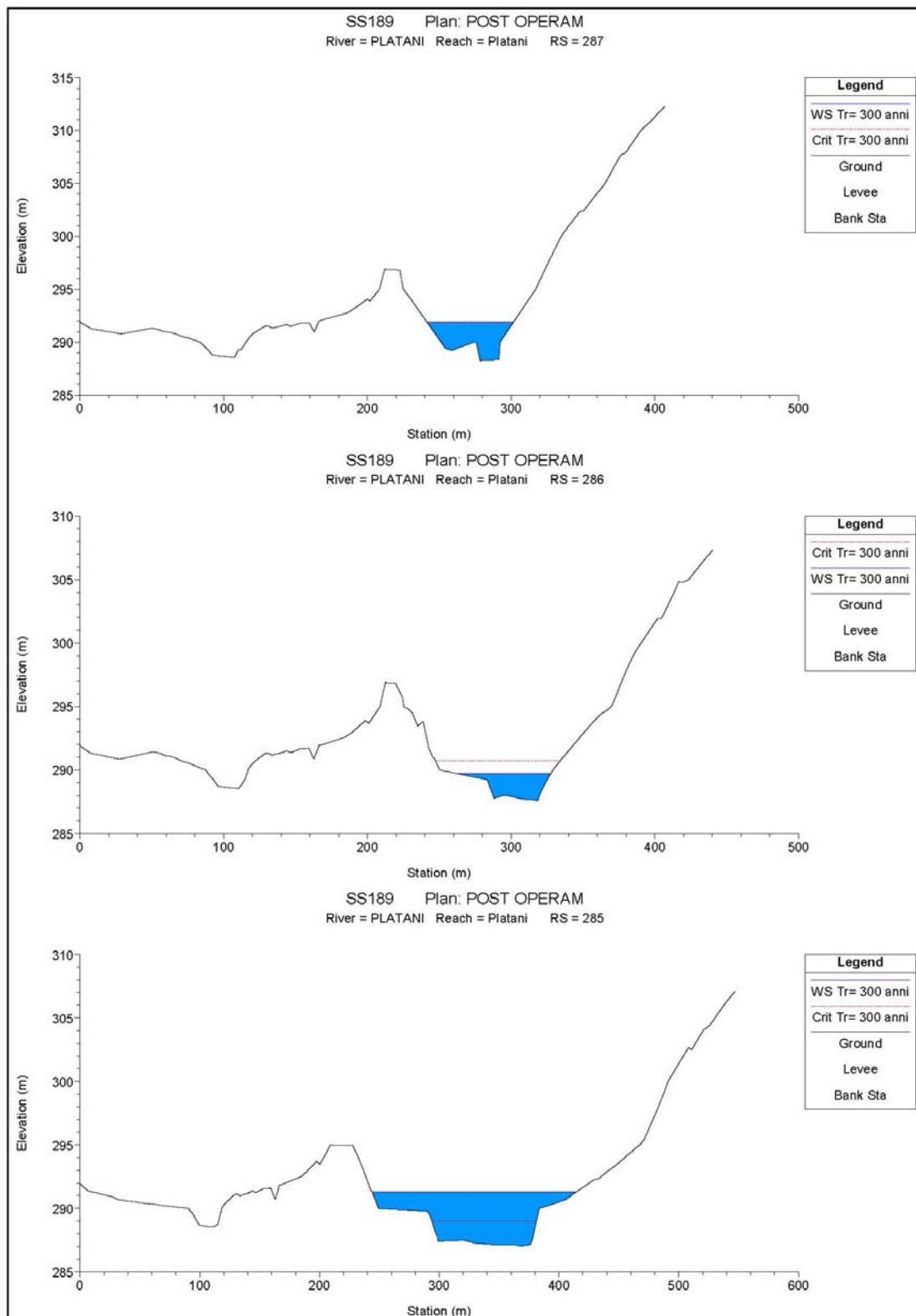


Figura 7-28 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica



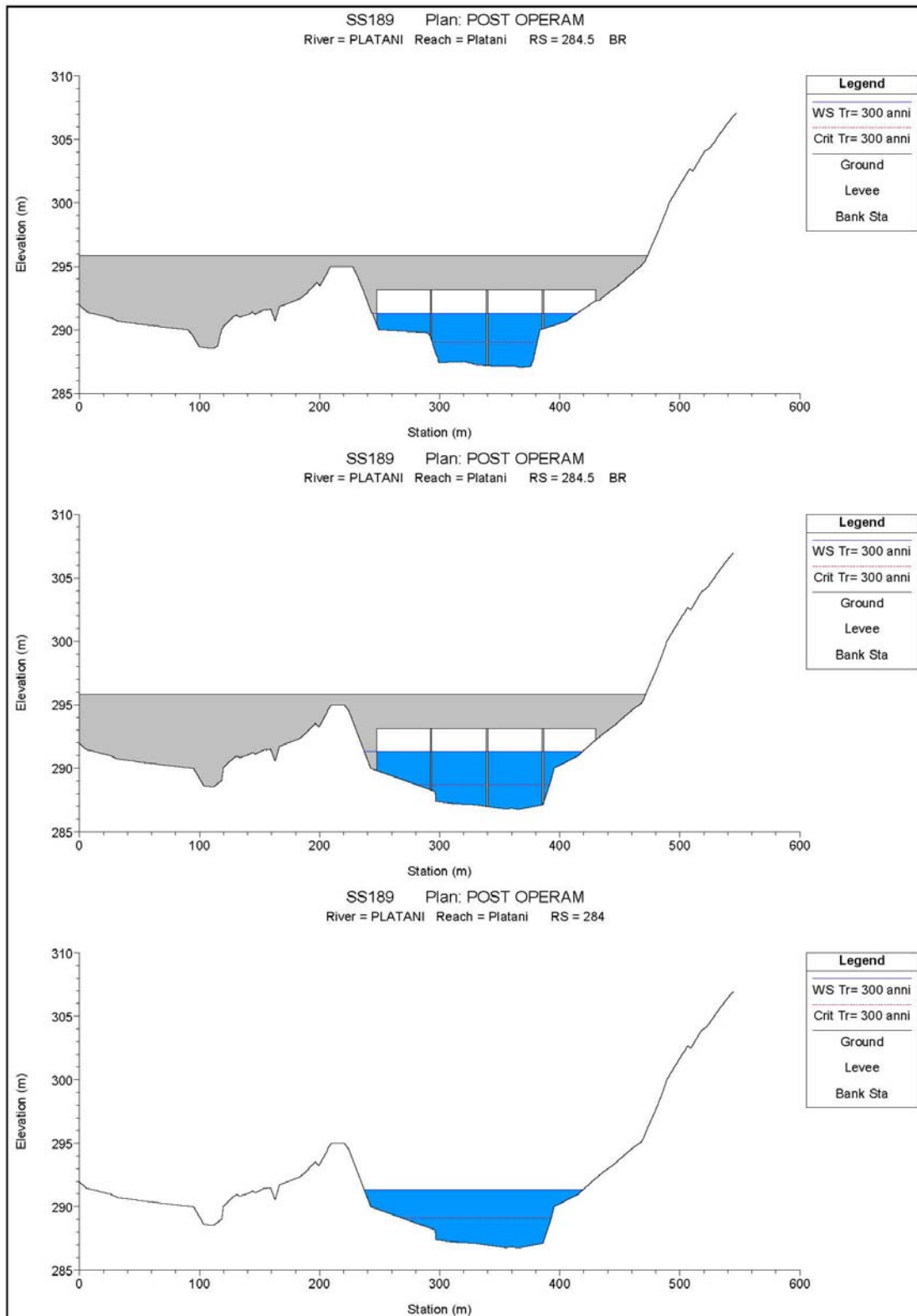


Figura 7-29 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

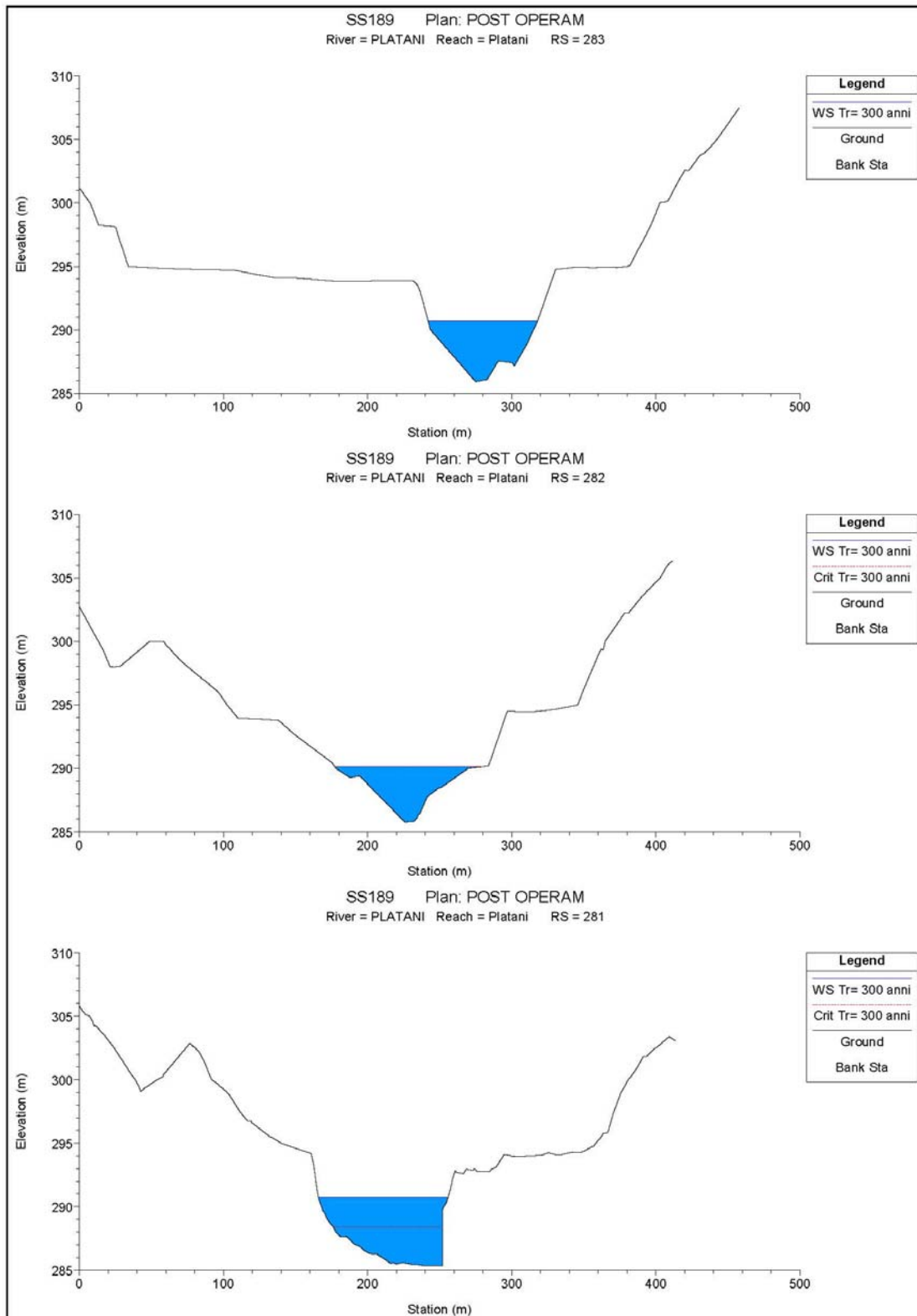


Figura 7-30 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

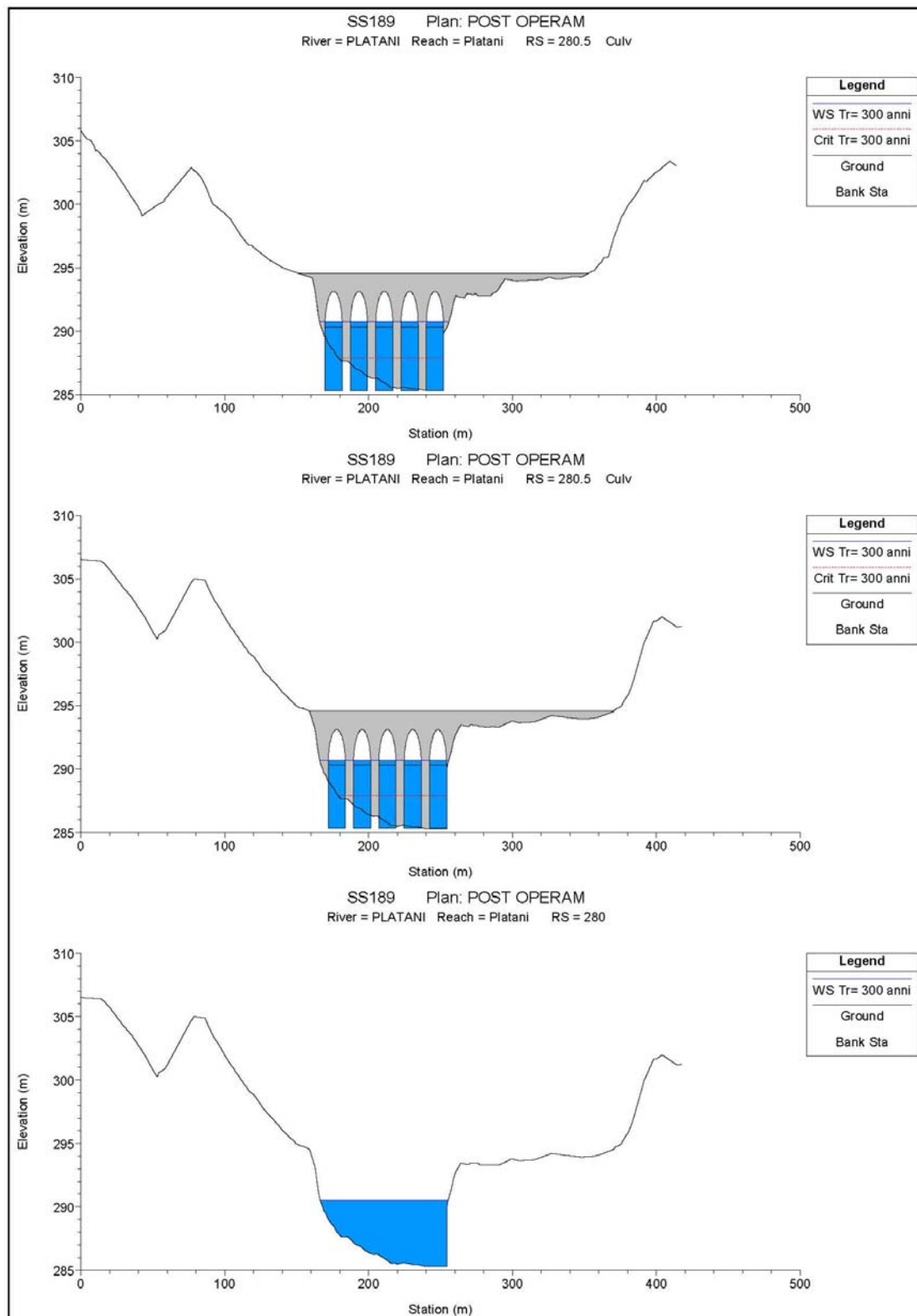


Figura 7-31 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

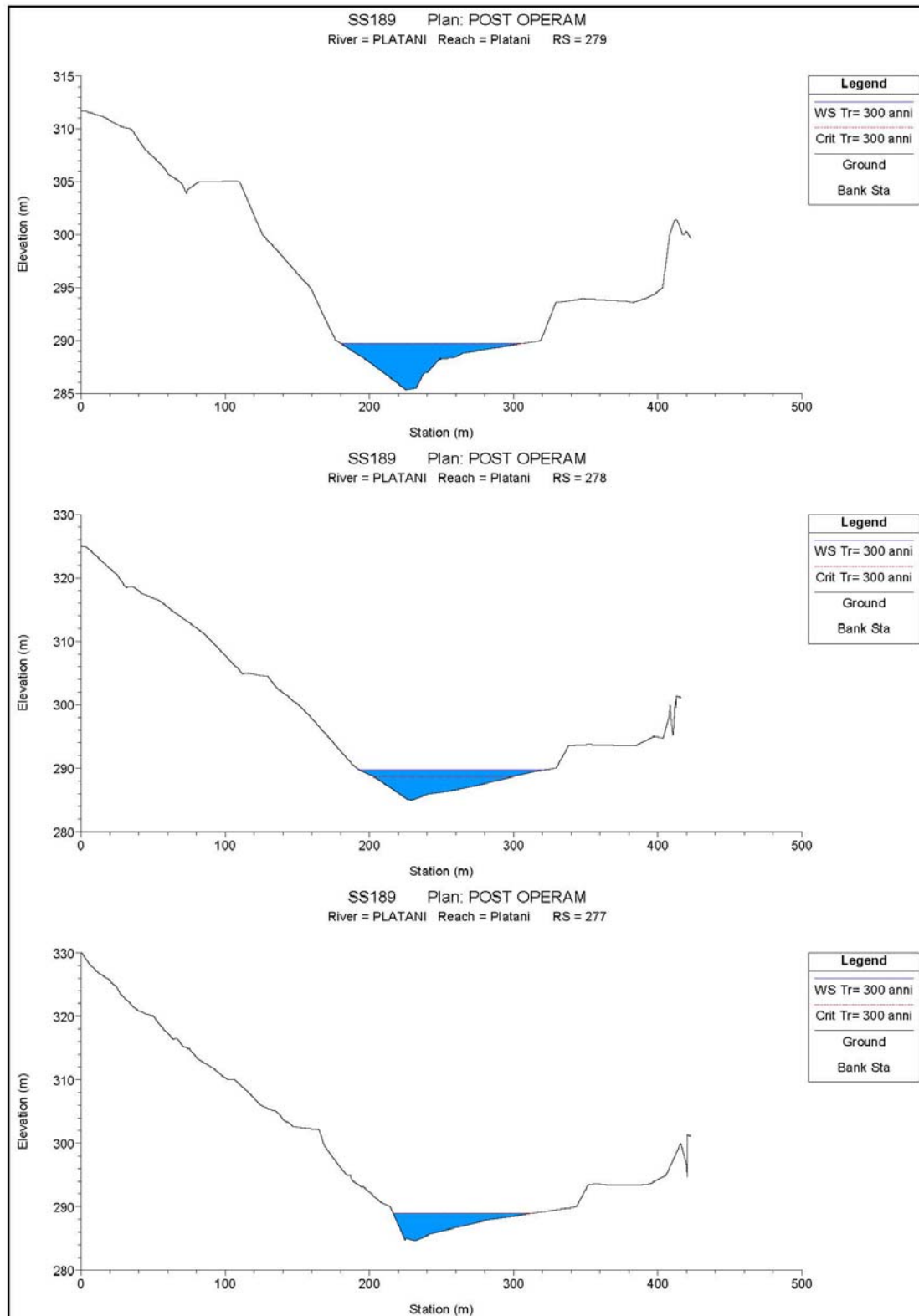


Figura 7-32 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

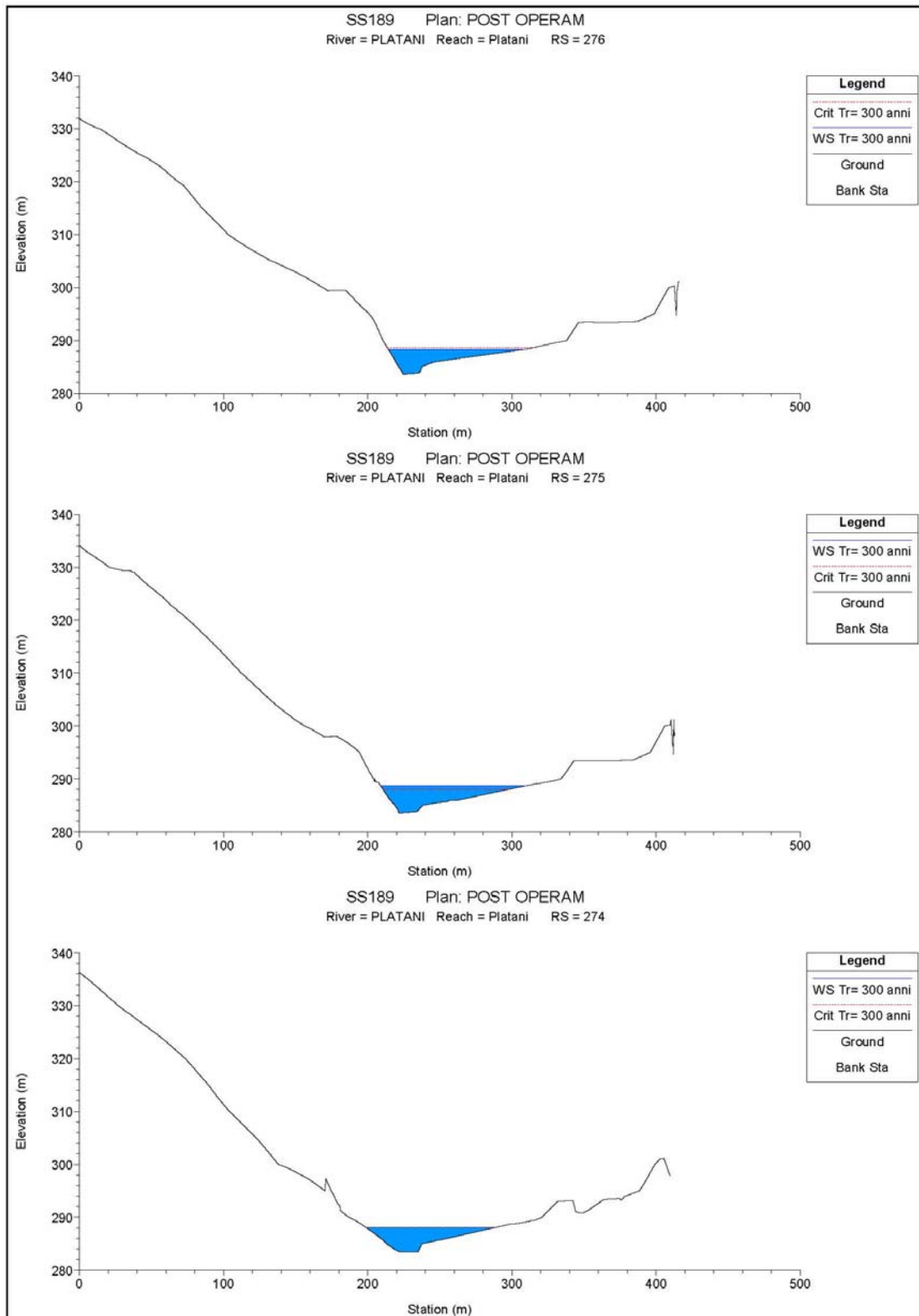


Figura 7-33 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

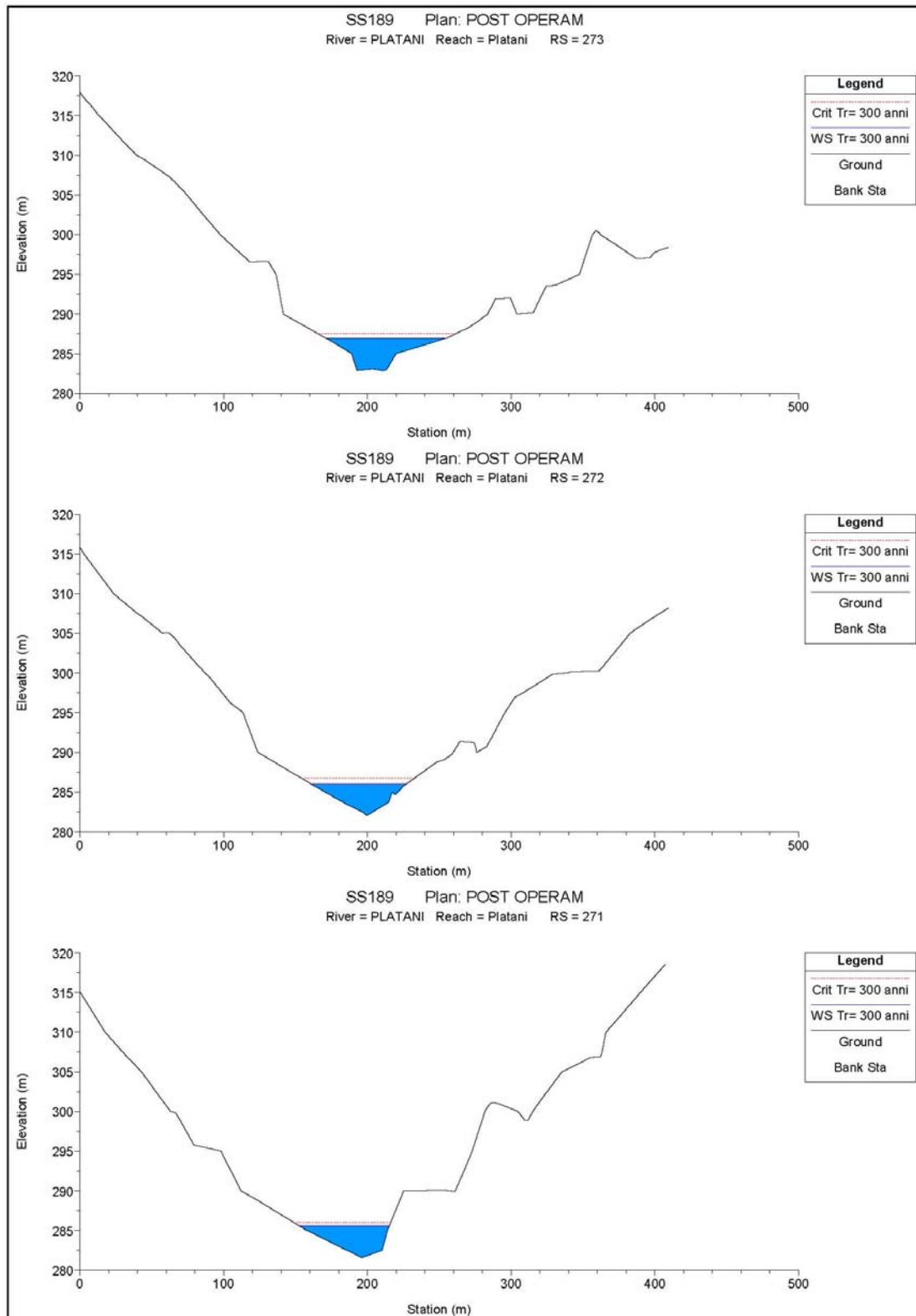


Figura 7-34 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

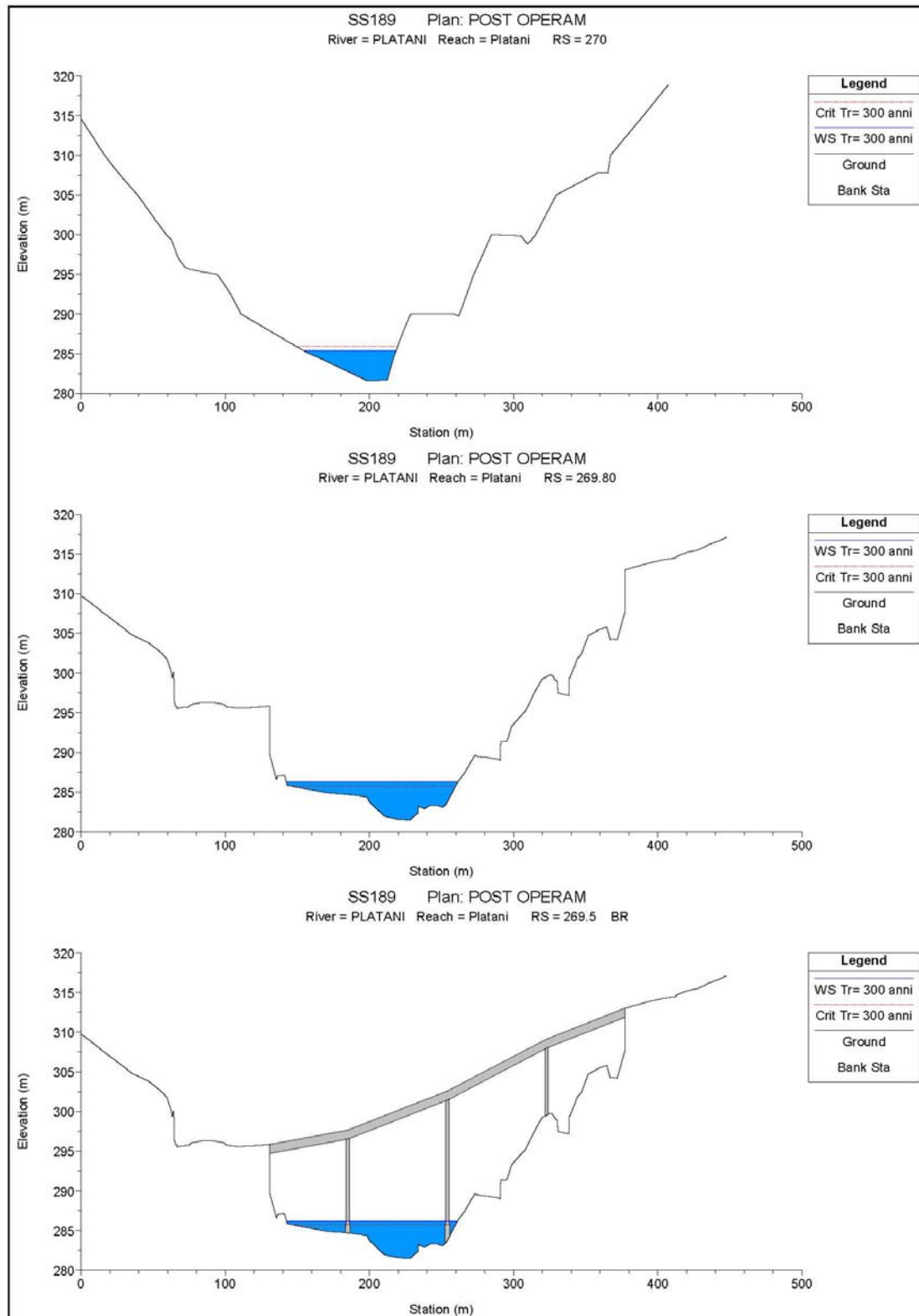


Figura 7-35 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

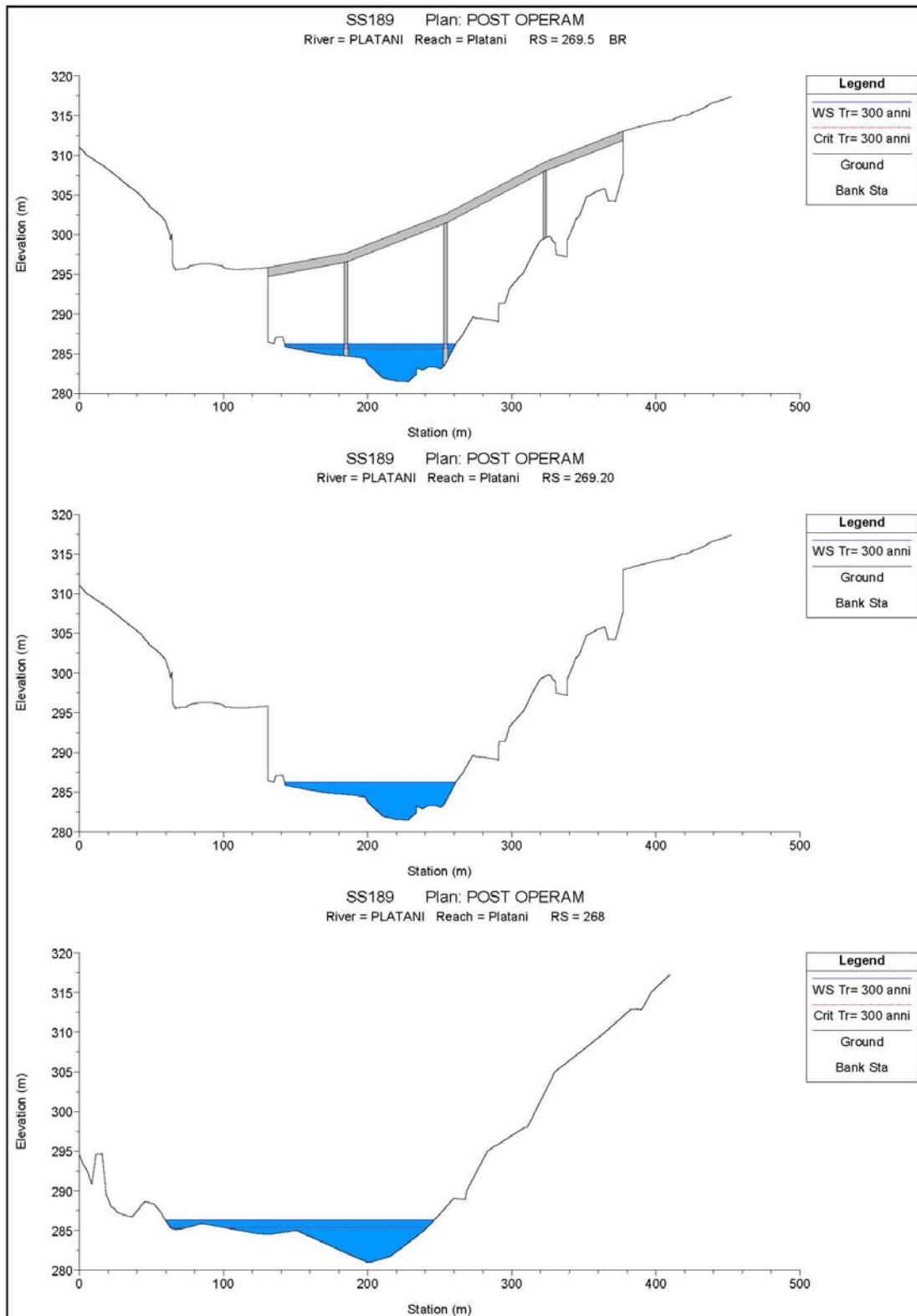


Figura 7-36 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica



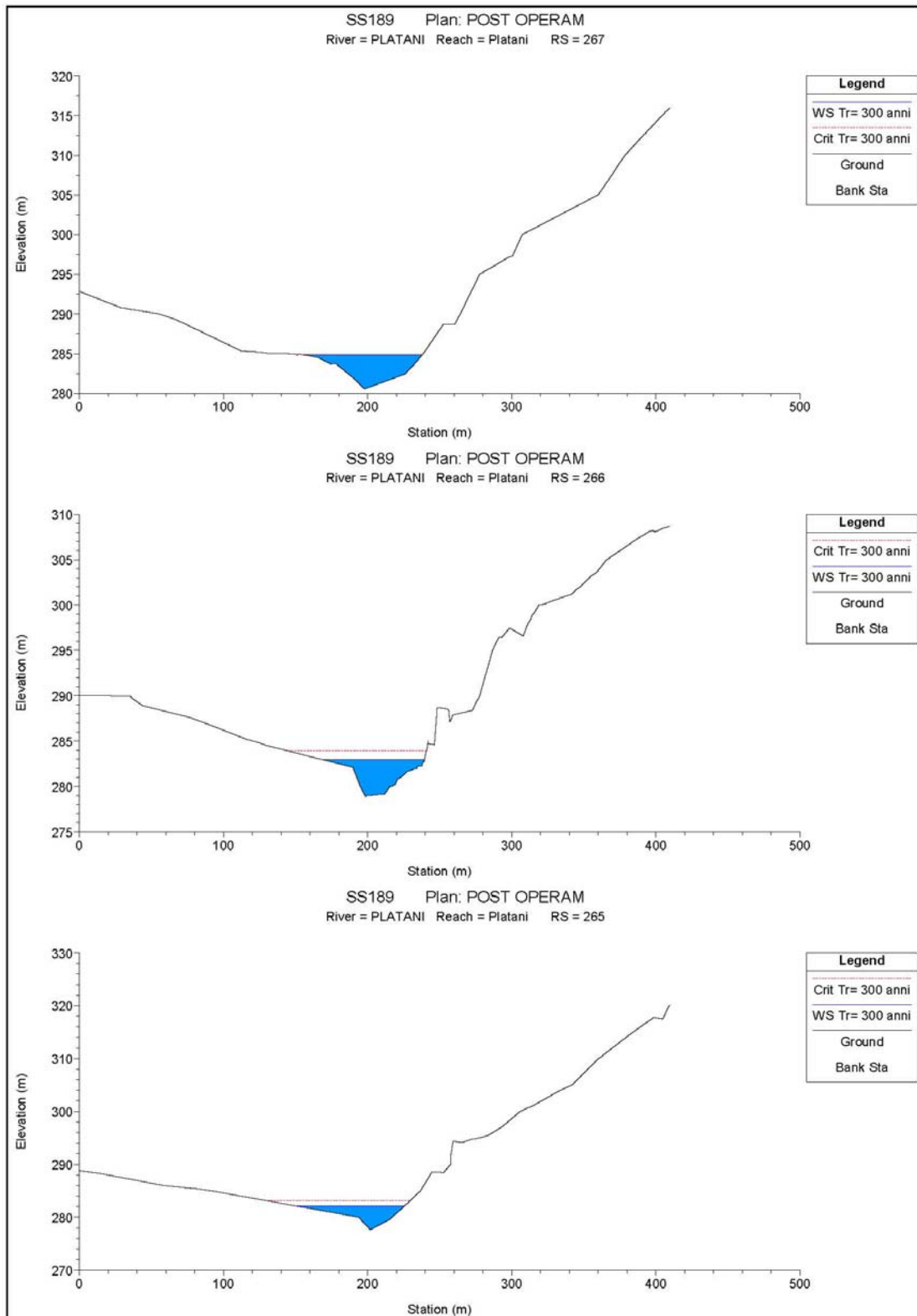


Figura 7-37 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

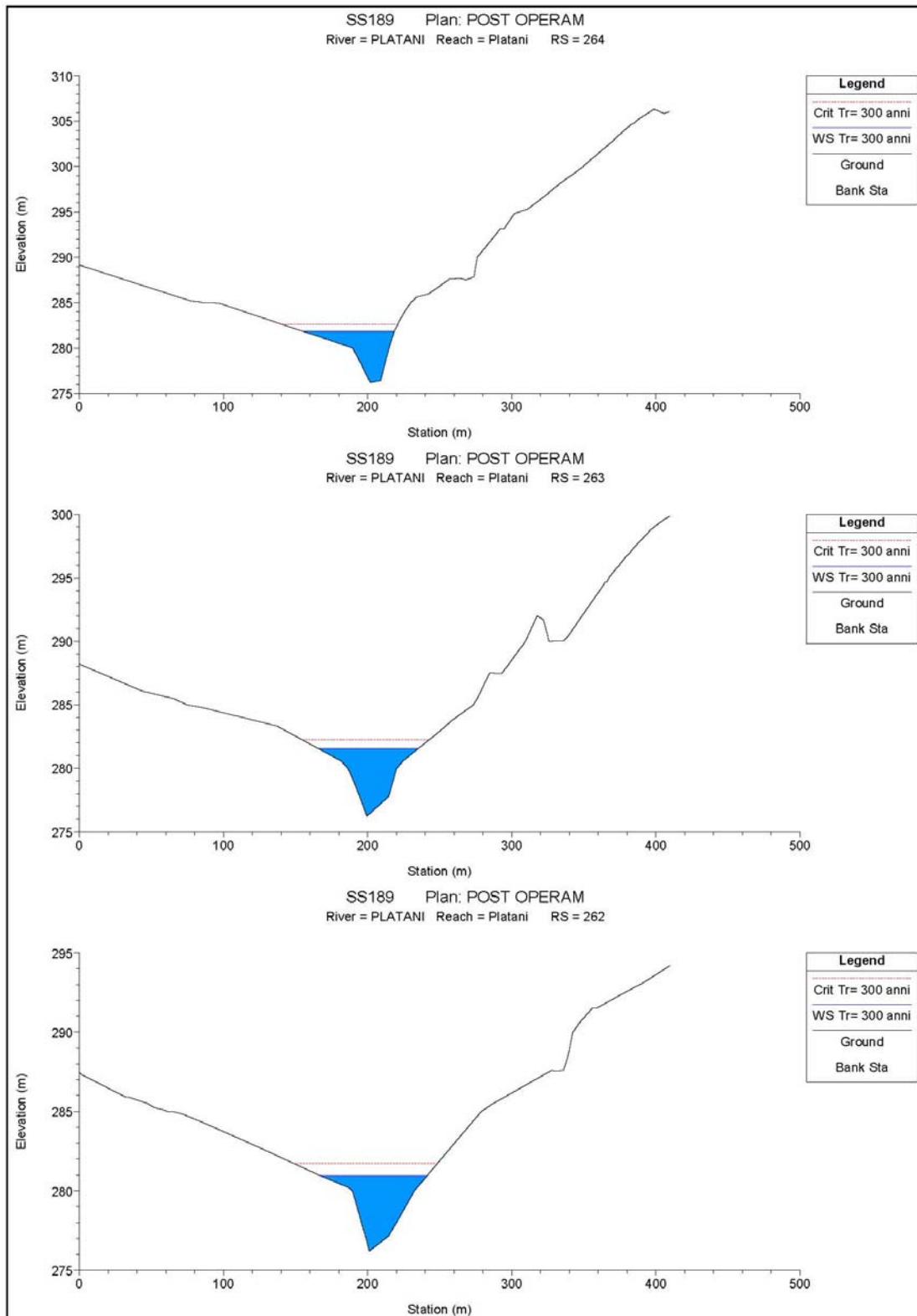


Figura 7-38 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

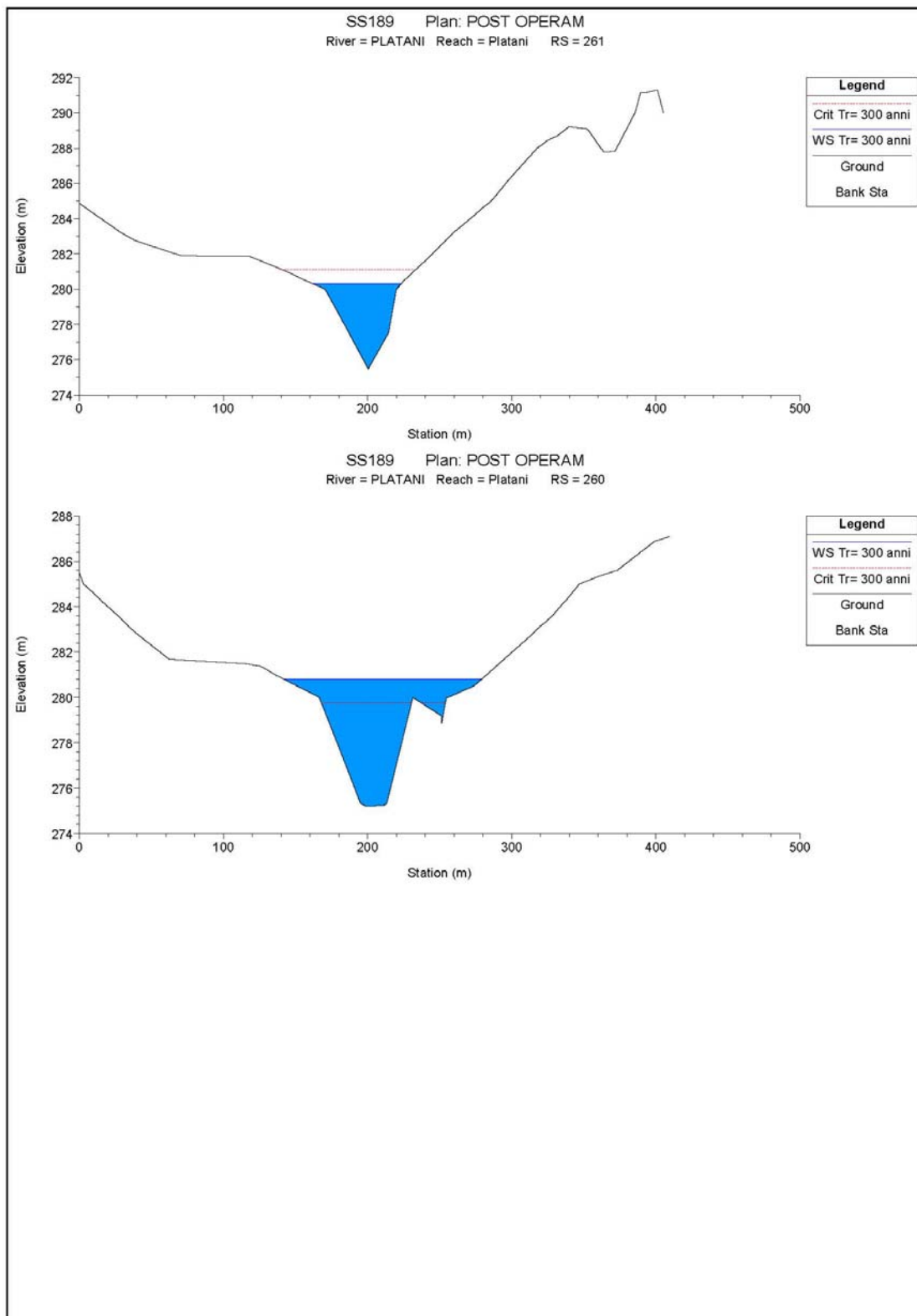


Figura 7-39 – Fiume Platani: Sezioni P.O. interessate dalle opere di sistemazione idraulica

### 7.2.4.3 Risultati verifiche attraversamenti maggiori

A seguito della sistemazione idraulica adottata, considerando l'evento definito con la piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 300 anni, le sole pile 2 e 3 del nuovo viadotto in progetto risultano investite dalla corrente. Per evitare fenomeni di erosione si è previsto il ricolmo dell'area intorno alle pile con scogliera in massi sciolti tipo Rip-Rap (elab. T00OI02IDRDI01)

Inoltre, il passaggio dell'acqua da un lato a l'altro del suddetto ponte, avviene esclusivamente al disotto dello stesso e il livello idrico, che si instaura al disotto dell'intradosso delle travi dell'impalcato resta sempre nettamente inferiore ai valori richiesti dalle vigenti normative.

Nella sottostante **Tabella 7-5** si riportano gli elementi della verifica del franco, sul Viadotto sul fiume Platani, con riferimento alla portata  $T_r = 300$  anni.

Tabella riepilogativa elementi di verifica del franco idraulico; Viadotto sul fiume Platani									
Viadotto - Ponte	Fiume	Sezione Idraulica	Scenario di Portata	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Quota Fondo (m s.l.m.)	Quota Livello Idrico (m s.l.m.)	Quota minima Intradosso trave (m s.l.m.)	Franco Idraulico Minimo (m)	Dislivello Fondo - Sottotrave (m)
VIADOTTO SUL PLATANI	Platani	269.8	$Q_t=300$	823.57	281.47	286.30	294.1	7.80	12.63
VIADOTTO SUL PLATANI	Platani	269.2	$Q_t=300$	823.57	281.47	286.23	294.1	7.87	12.63

**Tabella 7-5** - Tabella riepilogativa dei valori del franco - viadotto sul Fiume Platani

Per quanto riguarda il ponte ad archi in muratura esistente, come si evince dal tabulato di confronto riportato in **Figura 7-6**, le opere in progetto non alterano in alcun modo il regime idraulico esistente. Il passaggio dell'acqua avviene esclusivamente al disotto dello stesso ed il livello idrico che si instaura al disotto dell'intradosso dell'impalcato resta sempre inferiore ai valori richiesti dalle normative vigenti.

TABULATO DEI RISULTATI - Fiume Platani												
Confronto Tr = 300 anni												
River Station (Sezione)	Plan (Piano)	Q Total (Portata) [m <sup>3</sup> /s]	Length Chanel (Distanza parziale) [m]	Min Ch El (Quota fondo) [m.s.m.]	W.S. Elev. (Quota livello idrico) [m.s.m.]	Crit. W.S. (Quota altezza critica) [m.s.m.]	EG Elev (Quota energia) [m.s.m.]	W.S. (Altezza tirante idrico) [m]	Vel Left (Velocità golena sinistra) [m/s]	Vel Chnl (Velocità canale di magra) [m/s]	Vel Right (Velocità golena destra) [m/s]	Shear Total (Tensione di trascinamento) [N/m <sup>2</sup> ]
281	A.O.	823.57	10.89	285.32	290.74	288.42	291.02	5.42	1.15	2.36	0.49	22.63
281	P.O.	823.57	10.89	285.32	290.74	288.42	291.02	5.42	1.15	2.36	0.49	22.63
Variazione		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variazioni % = (PO - AO)/AO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
280	A.O.	823.57	21.88	285.28	290.50		290.79	5.22	1.24	2.45	0.30	24.74
280	P.O.	823.57	21.88	285.28	290.50		290.79	5.22	1.24	2.45	0.30	24.74
Variazione		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variazioni % = (PO - AO)/AO		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabella 7-6 Stralcio tabulato di confronto delle simulazioni sezioni 281 e 280**

Si riportano di seguito gli elementi di verifica del franco nei due scenari di simulazione Ante e Post Operam per il ponte ad archi esistente per Tr=300 anni.

Tabella riepilogativa elementi di verifica del franco idraulico; Ponte ad archi esistente Ante Operam									
Viadotto - Ponte	Fiume	Sezione Idraulica	Scenario di Portata	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Quota Fondo (m s.l.m.)	Quota Livello Idrico (m s.l.m.)	Quota minima Intradosso trave (m s.l.m.)	Franco Idraulico Minimo (m)	Dislivello Fondo - Sottotrave (m)
PONTE AD ARCHI ESISTENTE	Platani	281	Q <sub>T=300</sub>	823.57	285.32	290.74	293.08	2.34	7.76
PONTE AD ARCHI ESISTENTE	Platani	280	Q <sub>T=300</sub>	823.57	285.28	290.50	293.08	2.58	7.8

**Tabella 7-7 Tabella riepilogativa dei valori del franco Ante Operam Ponte ad archi esistente**

Tabella riepilogativa elementi di verifica del franco idraulico; Ponte ad archi esistente Post Operam									
Viadotto - Ponte	Fiume	Sezione Idraulica	Scenario di Portata	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Quota Fondo (m s.l.m.)	Quota Livello Idrico (m s.l.m.)	Quota minima Intradosso trave (m s.l.m.)	Franco Idraulico Minimo (m)	Dislivello Fondo - Sottotrave (m)
PONTE AD ARCHI ESISTENTE	Platani	281	Q <sub>T=300</sub>	823.57	285.32	290.74	293.08	2.34	7.76
PONTE AD ARCHI ESISTENTE	Platani	280	Q <sub>T=300</sub>	823.57	285.28	290.50	293.08	2.58	7.8

**Tabella 7-8 Tabella riepilogativa dei valori del franco Post Operam Ponte ad archi esistente**

La verifica condotta evidenzia come l'opera in progetto soddisfi i requisiti imposti sia delle prescrizioni del capitolato d'oneri ANAS, sia dalle NTC 2018 "Compatibilità idraulica", relativamente ai criteri generali e alle indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti.

La verifica del franco sul livello idrico, evidenzia infatti sia il superamento della prescrizione dettata dal capitolato d'oneri ANAS sia quella prevista dalle NTC.

Infine, si evidenzia che l'opera è stata progettata al fine di assicurare una luce libera sottotrave tra manufatto e fondo alveo, superiore al valore di 6÷7 m previsto dalle NTC.

#### 7.2.4.4 Confronto tra gli scenari di simulazione

La seguente Tabella 7-9 riporta uno stralcio del confronto tra le varie grandezze idrauliche, negli scenari "Ante Operam" e "Post Operam", per l'evento con tempo di ritorno  $T_r = 300$  anni.

Come si può vedere lo scenario di progetto garantisce livelli idrici di piena pressoché uguali a quelli dello stato di fatto.

Table with columns: River, Station, Plan, Q Total, Length Channel, Mm Ch El, W.S. Elev., Crit. W.S., EG Elev, Mann Wid, E.G. Slope, W.S., Vel Left, Vel Chml, Vel Right, Flow Area, Top Width, Froude# Ch, Shear Total, W.P. Total, R Hydr. Rows include data for stations 275, 274, 273, 272, 271, 270, 269.8, 269.2, 268, 267, 266, 265, 264, 263, 262, 261, 260.

Tabella 7-9– Stralcio della tabella di confronto dei risultati delle simulazioni-Tr=300 anni.







## 8 VALUTAZIONI DELLE INTERAZIONI CORSI D'ACQUA – OPERE IN ALVEO

### 8.1 Premesse

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte dei ricercatori, a seguito di alcuni eventi alluvionali verificatisi nel recente passato sia Italia che all'estero.

E' stato infatti riconosciuto come, in occasione di tali eventi, le strutture di attraversamento abbiano evidenziato un livello di vulnerabilità spesso preoccupante, testimoniato dal verificarsi di numerosi danneggiamenti e crolli.

L'analisi del quadro dei danni originati da tali eventi alluvionali ha anche confermato come, in molti casi, la presenza di un attraversamento, quand'anche si prescindano dai problemi derivanti da un suo eventuale collasso o danneggiamento, possa indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena.

Le conseguenze, potenzialmente calamitose, dell'insufficienza idraulica dei ponti pongono la valutazione della loro vulnerabilità fra le esigenze primarie in fase di progettazione anche in relazione alla pianificazione ed alla tutela della sicurezza idraulica del territorio. Di seguito si riporta una descrizione della dinamica dei fenomeni erosivi alla base delle strutture in alveo dei ponti e si propongono le formule per la valutazione quantitativa dei fenomeni erosivi con i parametri idraulici che debbono essere adeguatamente considerati per valutare la vulnerabilità degli attraversamenti. (*"Sistemazione dei corsi d'acqua. Metodi avanzati nella progettazione di interventi di ingegneria naturalistica."* Armando Brath e Alberto Montanari - *Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Bologna*).

## 8.2 Valutazione teorica dello scavo localizzato nell'intorno delle pile e spalle dei ponti

L'erosione per definizione è il risultato dell'azione della corrente fluviale che mobilita e trasporta i sedimenti d'alveo. I materiali sciolti sono più facilmente erodibili in tempi brevi rispetto a quelli coesivi sebbene le profondità di scavo raggiunte all'equilibrio siano scarsamente dipendenti dalla coesione medesima. L'entità dell'erosione, inoltre, dipende strettamente dal trasporto solido del corso d'acqua.

La stima della profondità massima potenzialmente raggiungibile dallo scavo è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Le escavazioni, infatti, generalmente raggiungono le profondità maggiori durante gli eventi alluvionali, in particolare al momento del transito del picco di portata, per poi essere parzialmente o totalmente riempite nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Ciò fa sì che una corretta valutazione dell'entità massima dello scavo possa difficilmente essere ottenuta con osservazioni compiute al termine dell'evento che portano per i motivi anzidetti a sottostimare l'entità del fenomeno.

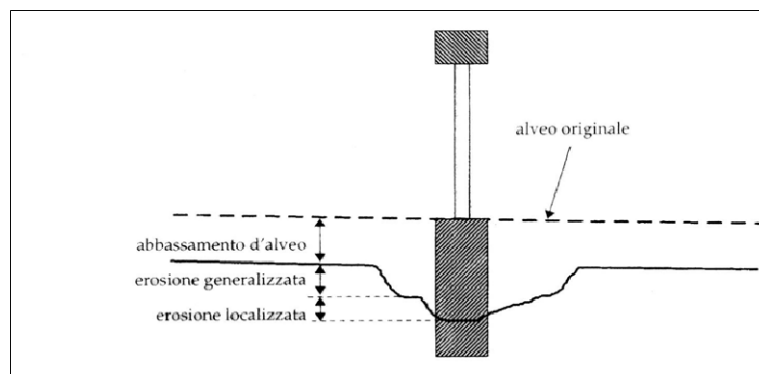
Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti è generalmente costituito dalla sovrapposizione di tre processi che vengono solitamente stimati indipendentemente per poi sommarne gli effetti.

Detti processi possono così venire descritti:

- abbassamento dell'alveo in prossimità del ponte per variazioni globali del profilo del corso d'acqua indipendenti dalla presenza del ponte stesso (*general scour* o erosione generalizzata);
- erosione (localizzata) in corrispondenza della sezione ristretta del ponte causata dall'aumento locale della velocità della corrente indotto dal restringimento dovuto alla presenza dell'attraversamento (*contraction scour*);

- erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte causata dalle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo che causano aumenti locali della velocità della corrente (*local scour*).

La profondità totale di scavo è variabile nel tempo, sia a breve che a lungo termine. Una descrizione accurata del fenomeno non potrebbe quindi prescindere dalla definizione dell'evoluzione temporale dei diversi processi di erosione.



### 8.3 Abbassamento d'alveo

Il calcolo dell'abbassamento (o innalzamento) d'alveo è necessario al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e generalizzata riconducibili, questi ultimi, alla presenza in alveo del manufatto.

Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio-lungo sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale e l'intensità del fenomeno può in ogni caso essere determinata sulla base di complesse valutazioni idrologiche e idrauliche estese all'intero bacino tributario.

La tendenza dell'alveo ad abbassamenti o depositi globali può essere desunta da osservazioni dirette compiute in condizioni di magra o da valutazioni circa la potenziale capacità di trasporto

solido, per i vari tratti in alveo, al variare del regime idraulico.

#### 8.4 Erosione Generalizzata

L'erosione generalizzata in prossimità dei viadotti è dovuta alla riduzione, ad opera dell'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; detta riduzione può ingenerare un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di erosione, le cui scale temporali caratteristiche sono in genere quelle degli eventi alluvionali. Per la valutazione dell'erosione generalizzata, sono stati effettuati studi di entrambe le situazioni corrispondenti ad assenza e a presenza di trasporto solido da parte della corrente. In letteratura sono reperibili numerose formulazioni per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio che sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili [Laursen, 1960 e 1963; Brensen e Randkivi, 1991).

Le formulazioni proposte, sono in gran parte simili alla relazione introdotta da Straub (1934), probabilmente la prima formula comparsa in letteratura per la valutazione del fenomeno che si adotta nei successivi calcoli.

L'Equazione di Straub è ottenuta combinando l'equazione di Du Boys, per il calcolo del trasporto solido di fondo, e l'equazione di Manning facendo riferimento a condizioni di equilibrio ed ha la seguente espressione:

$$\frac{h_r}{h_m} = \left( \frac{B}{b} \right)^{\frac{6}{7}} \left[ \frac{\tau_c}{2\tau_m} + \sqrt{\left( \frac{\tau_c}{2\tau_m} \right)^2 + \frac{B}{b} \left( 1 - \frac{\tau_c}{\tau_m} \right)} \right]^{\frac{-3}{7}}$$

Nella quale i pedici m ed r indicano , rispettivamente, la sezione indisturbata e quella ristretta,  $\tau_c$  lo sforzo tangenziale di inizio movimento per il materiale d'alveo e  $\tau_m$  lo sforzo tangenziale nella sezione m, B e b larghezza della sezione trasversale dell'alveo

indisturbato e della sezione trasversale in corrispondenza del restringimento,  $h_m$  tirante idrico nella sezione indisturbata e  $h_r$  tirante idrico nella sezione ristretta a processo di erosione generalizzata completamente sviluppatosi nel tempo.

Tale espressione in condizione di acque chiare in condizione di moto incipiente, imponendo cioè  $\tau_m = \tau_c$  diventa :

$$\frac{h_r}{h_m} = \left( \frac{B}{b} \right)^{\frac{6}{7}}$$

Noto  $h_r$ , nell'ipotesi in cui in corrispondenza dell'attraversamento la quota del pelo libero, rispetto al fondo alveo indisturbato, rimanga costante nel tempo, la profondità di scavo  $ds$  può calcolarsi, essendo noto  $h_{r,t=0}$  ( tirante nel restringimento prima dell'inizio dell'erosione) dalla

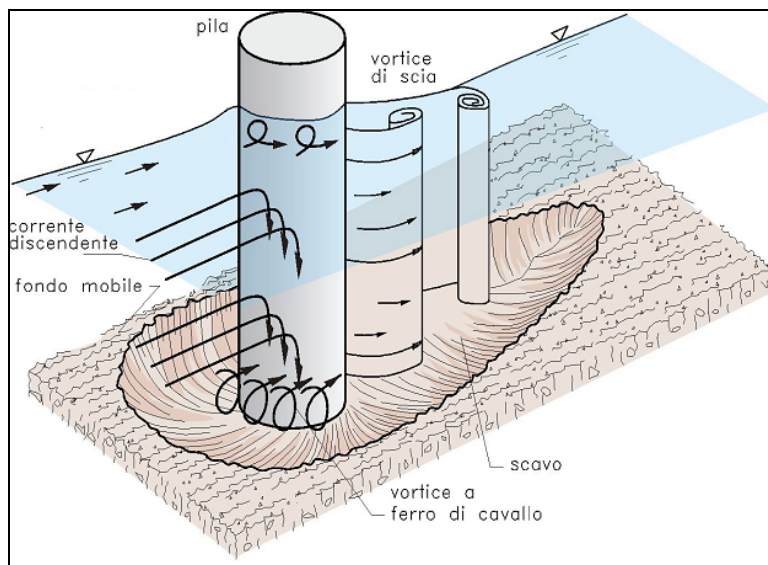
$$ds = h_r - h_{r,t=0}.$$

## 8.5 Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle dei ponti

L'erosione localizzata alla base delle pile o delle spalle è una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale. La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è attribuibile all'aumento della velocità nel loro intorno, resa manifesta dalla rappresentazione del campo di moto dall'addensamento delle linee di corrente; contestualmente si ha la formazione di grossi vortici, detti a "ferro di cavallo", che interessano planimetricamente tutta l'area circostante la pila fino alla linea di separazione del vortice dal quale si distaccano, a valle della struttura, degli ulteriori vortici definiti di "scia". Tali turbolenze sono le principali responsabili dell'erosione.

Come evidenziato nella Figura 8-1, essi vengono generati dall'arresto della corrente idrica sulla

superficie di monte della pila che, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno che si instaura lungo la verticale, provoca un flusso in direzione della base della pila stessa dove si sviluppano vortici tali da provocare la rimozione del materiale d'alveo.



**Figura 8-1- Rappresentazione schematica del processo di escavazione in corrispondenza di una pila.**

Al crescere della profondità dello scavo l'energia del vortice tende a diminuire cosicché l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio. Oltre al vortice a ferro di cavallo a valle della pila si formano vortici ad asse verticale, rappresentati anch'essi nella precedente schematizzazione ed in Figura 8-2, che pure contribuiscono alla rimozione dei sedimenti d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato.

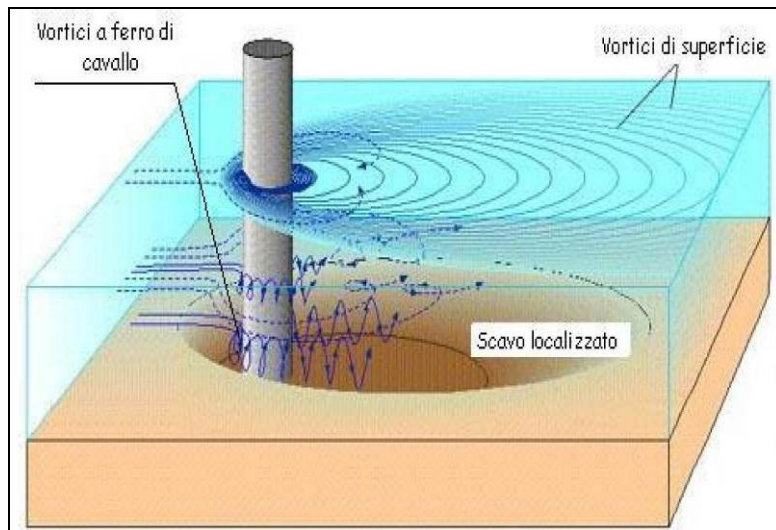
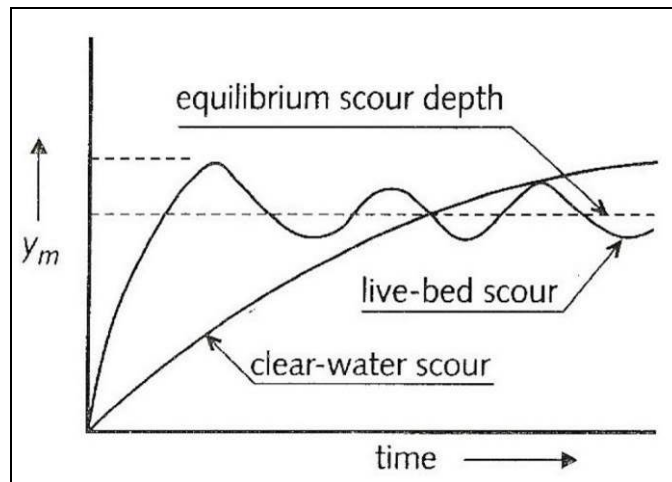


Figura 8-2 - Rappresentazione schematica del campo di moto in corrispondenza di una pila di ponte.

L'altezza di scavo raggiungibile in condizioni di assenza di trasporto solido (*clear water scour*) è superiore alla corrispondente in presenza di trasporto (*live bed scour*). E' interessante notare che, qualora si sia in presenza di trasporto solido, l'altezza di scavo attorno alla base della pila, dopo una fase iniziale di crescita, oscilla attorno alla configurazione di equilibrio per effetto del continuo succedersi di fasi di parziale riempimento e successivo approfondimento dello scavo (Figura 8-3). Indicativamente, si può ritenere che la massima altezza di scavo sia superiore in percentuale a circa il 10% rispetto all'altezza raggiunta all'equilibrio.





**Figura 8-3 – Profondità di erosione  $y_m$  in funzione del tempo per alvei in assenza di trasporto solido di fondo (clear water scour) e con trasporto (lived bed scour).**

In entrambi i casi sopra elencati la massima profondità di erosione (“*equilibrium scour depth*”) viene raggiunta asintoticamente al termine della stabilizzazione del processo erosivo: nel caso di fondo mobile, però, tale valore viene raggiunto più rapidamente nel tempo a causa dell’ulteriore incremento erosivo indotto dal trasporto solido di fondo lungo le pareti della cosiddetta “buca erosiva” che si viene a formare in prossimità della struttura.

I principali fattori che influenzano il processo di erosione alla base delle pile possono venire così distinti:

- parametri relativi al flusso della corrente (velocità e tirante d’acqua);
- parametri relativi il fluido considerato (densità, viscosità cinematica);
- parametri relativi la geometria della pila (forma in pianta ed in elevazione, lunghezza della pila, angolo d’attacco della corrente rispetto l’asse della pila, tipo di fondazione);
- parametri relativi la natura del materiale d’alveo (diametri rappresentativi  $D_{50}/D_{90}$ , stratificazione differenziale del fondo, forma dei grani, eventuale coesione del materiale, presenza di detriti trasportati dalla corrente).

Questi ultimi possono in particolare creare effetti indesiderati ampliando la zona di influenza dei

vortici precedentemente descritti, contribuendo così ad amplificare lo scavo ed aumentare la superficie dell'alveo esposta allo scavo stesso (si veda, a tale proposito, la Figura 8-4).

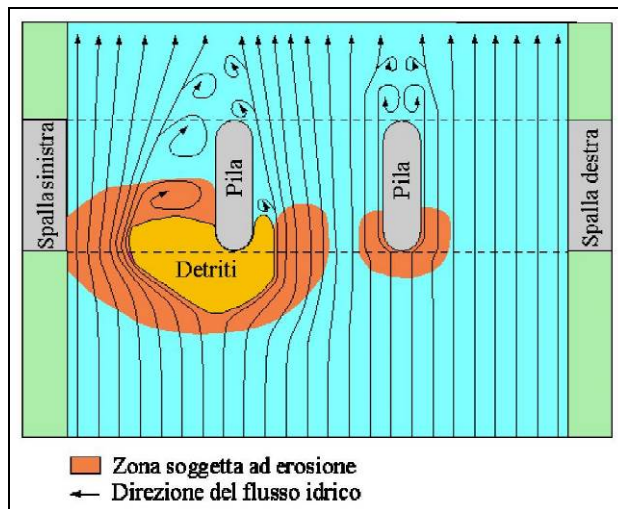


Figura 8-4 – Effetto della presenza di detriti sull'erosione localizzata alla base delle pile di ponti.

Generalmente le caratteristiche del flusso rivestono maggiore importanza rispetto alle caratteristiche del fluido, mentre le caratteristiche granulometriche del materiale di fondo giocano un ruolo preponderante nel caso di una rilevante frazione di materiale grossolano, inducendo un effetto di "armouring" (corazzamento) lungo le pareti della buca di erosione e conseguentemente una diminuzione della profondità di scavo. La geometria della struttura presente in alveo influenza maggiormente il fenomeno erosivo, in particolare per  $b/h_0 < 1$  ( $b$ =larghezza della pila;  $h_0$ =profondità media della corrente), mentre per pile piuttosto tozze ( $b/h_0 > 1$ ) i parametri di flusso rivestono importanza maggiore.

In occasione di un evento di piena si possono verificare elevate velocità inducendo fenomeni erosivi distribuiti lungo il fondo dell'alveo. La valutazione del fenomeno potenzialmente erosivo indotto può essere condotta con ragionevole approssimazione adottando la trattazione teorica relativa al trasporto solido in condizioni di moto permanente con sezioni gradualmente variabili

che, per semplicità, viene assimilata ad un moto uniforme sezione per sezione. In via del tutto generale, il fenomeno può essere ricondotto alla successione di tre eventi distinti: trasporto, erosione e sedimentazione.

I fattori predominanti che caratterizzano ciascuno dei tre equilibri idrodinamici sono costituiti dalle caratteristiche cinematiche della corrente e dalla granulometria del materiale costituente il fondo dell'alveo. Il regime idrodinamico della corrente può essere espresso attraverso il valore della velocità media della corrente lungo le verticali delle sezioni di deflusso, mentre la granulometria del materiale sottoposto all'azione erosiva della corrente viene caratterizzata con il valore del diametro medio delle particelle.

Nella Figura 8-5 è riportato il grafico proposto da *Hjulström* che descrive il fenomeno erosivo di fondo per un corso d'acqua in funzione della velocità media della corrente e del diametro medio delle particelle costituenti l'alveo.

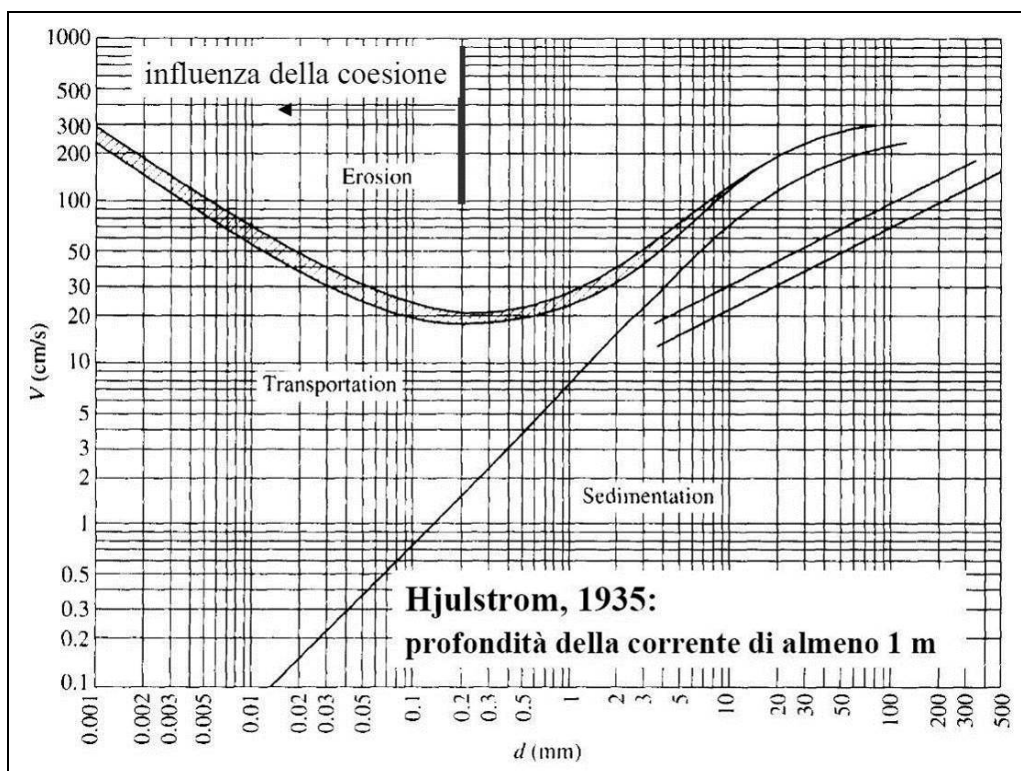


Figura 8-5 – Diagramma di Hjulström.

### 8.5.1 Campo di moto attorno alle pile dei ponti

Per comprendere l'erosione delle pile, è necessario comprendere il campo di flusso della corrente idrica sulla pila e come il campo di moto vari con le dimensioni e la forma della pila, nonché con la profondità della corrente e il materiale costituente il fondo alveo.

Una difficoltà a questo riguardo, tuttavia, è che il campo di moto è un campo di moto tridimensionale caratterizzato da strutture di turbolenza (Ettema 1980).

Dal 1990 sono stati compiuti importanti progressi nella modellazione numerica del flusso nelle pile dei ponti. I modelli CFD (Computational Fluid Dynamic) tridimensionali oggi disponibili sono in grado di risolvere tutte le principali caratteristiche di flusso e le loro interazioni instabili.

L' esame continuo del campo di flusso delle pile dei ponti con i dati e la visualizzazione del flusso da modelli idraulici (di laboratorio) ha fatto luce sulle complessità del campo di flusso delle pile dal ponte.

Le forze di erosione esercitate sul materiale di fondo alveo che sostiene la fondazione delle pile sono generate dalla contrazione del flusso attorno alle pile, da un pronunciato flusso discendente in corrispondenza del bordo esterno d'attacco della pila, e da un'ampia gamma di vortici e turbolenze che interessano la fossa di scavo. Le variazioni della larghezza e della forma dello spicco delle pile e della altezza della corrente fluviale alterano il campo di flusso dinamico delle correnti, migliorando o indebolendo questi effetti erosivi.

In relazione alla larghezza della pila **a** e della profondità della corrente **y**, comunemente riscontrati sul campo, si possono considerare tre categorie di campo di flusso intorno alle pile, che producono morfologie di erosione e scavo delle fondazioni significativamente diverse:

- **Pile sottili** ( $y / a > 1,4$ ), per le quali la fossa di scavo è tipicamente più profonda in corrispondenza della faccia di attacco della pila a monte;
- **Pile di transizione** ( $0,2 < y / a < 1,4$ )

- **Pile larghe** ( $y/a < 0,2$ ), per i quali la fossa di scavo è normalmente più profonda ai lati della pila.

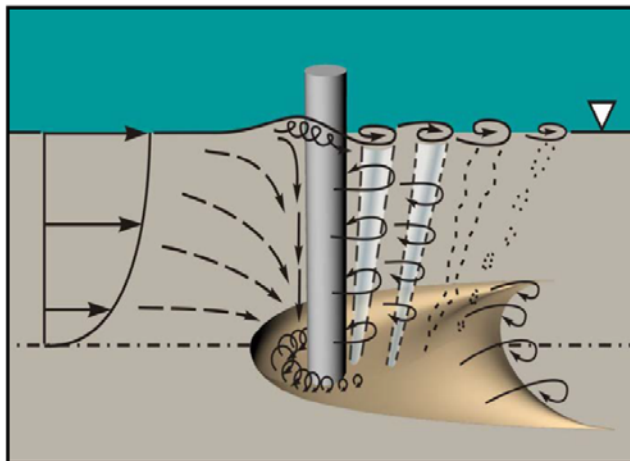
I valori di  $y/a$  indicati per le categorie di campi di flusso si basano sull'analisi dei dati che delineano le differenze nella relazione tra profondità di erosione e  $y/a$  (ad esempio, Melville e Coleman 2000).

Il campo di flusso del pilastro può diventare più complicato se il pilastro ha una forma complessa, come un basamento o un blocco di fondazione su un Gruppo di pali.

Inoltre, la presenza dei rilevati di approccio e / o la presenza di strutture che variano le linee di flusso dei canali complicano ulteriormente il campo di flusso.

#### 8.5.1.1 Pile Sottili

Le caratteristiche principali del campo di flusso nelle pile sottili possono essere spiegate osservando il campo di flusso e l'erosione in una pila cilindrica circolare isolata in un canale relativamente profondo e largo.



**Figura 8-6 Principali caratteristiche di flusso che formano il campo di flusso di una pila sottile di forma cilindrica circolare (NCHRP 2011a)**

La figura sopra illustra le caratteristiche principali del campo di flusso per una fondazione semplice costituita da una pila infissa nel fondo alveo e individua la complessità del campo di flusso

da considerare quando si cerca di comprendere la dinamica di erosione.

Un insieme interagente e instabili di vortici e correnti trascinano e trasportano il materiale del fondo alveo intorno alla pila.

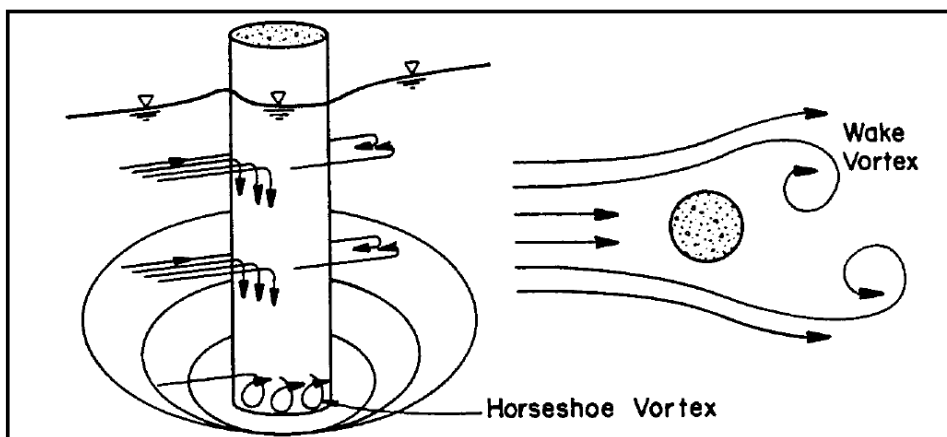


Figura 8-7 Schema di erosione semplice a ferro di cavallo in una pila cilindrica circolare

Il flusso che si avvicina alla pila decelera, urta contro la pila e quindi devia fortemente sia verso il basso che verso l'alto sulla faccia esterna della pila. Questi due flussi verticali agiscono quasi come flussi simili ad un getto sulla parete esterna lungo la linea centrale dello spiccato della pila, uno diretto verso la superficie libera in alto e l'altro verso il basso sul fondo alveo.

Il flusso ascendente raggiunge un'altezza fino al pelo libero, interagisce con la superficie libera e forma una cresta o vortice di superficie.

La pressione sulla faccia a monte della pila raggiunge un massimo vicino al livello in cui si formano questi due flussi simili a getti.

Inoltre, sul pelo libero la decelerazione è massima. La decelerazione diminuisce all'avvicinarsi sull'alveo e, rispettivamente, della superficie libera.

Il flusso discendente è guidato dal gradiente discendente risultante (al di sotto del livello dell'acqua

ferma) di pressione lungo la superficie esterna esposta della pila. Il flusso discendente, che risulta totalmente turbolento, generalmente diminuisce verso il fondo alveo.

Man mano che la fossa di scavo si sviluppa, il flusso discendente determina un flusso di avvicinamento divergente all'interno della fossa di scavo a valle (NCHRP 2011a).

Oltre alla componente verticale del flusso sulla faccia anteriore del pilone, il flusso si contrae mentre passa attorno ai lati del pilastro e i valori locali di velocità del flusso e tensione di trascinamento tangenziali sul materiale costituente il fondo alveo aumentano.

Per molte pile, gli aumenti sono tali che l'erosione di scavo inizia già ai lati. Una volta che la zona di erosione si sviluppa come una fossa di scavo nell'intorno della pila, il flusso discendente e i vortici a ferro di cavallo si rafforzano. La formazione della fossa di scavo richiama e contiene le correnti e i vortici nel suo interno.

Il campo di flusso, durante tutte le fasi di sviluppo dell'erosione, è caratterizzato dalla presenza di strutture di turbolenza organizzate e coerenti, in particolare:

- Un sistema di vortici a ferro di cavallo formato da diversi vortici a collana (termine standard per flussi di giunzione) comunemente chiamato vortice a ferro di cavallo. Si forma attorno al perimetro principale della pila. Questi vortici avvolgono la base del pilastro in modo tale che le gambe siano orientate approssimativamente parallelamente al flusso in avvicinamento. Le gambe si rompono e si liberano a intermittenza;
- Vortici allungati piccoli ma molto potenti (tubi vorticosi il cui asse principale è approssimativamente verticale rispetto al fondo) su piani di erosione e taglio indipendenti e distaccati;
- Creste di grandi dimensioni o vortici di scia, che si formano dietro i due fianchi della pila, e sono sparpagliati nella sua scia. Man mano che si allontanano dalla pila, i vortici della scia si espandono di diametro, poi si dissipano e si rompono;
- Un vortice orizzontale formato dal flusso che passa sopra il cumulo deposizionale

stazionario, del materiale di fondo alveo, formato sulla rampa di uscita dalla fossa di scavo. La posizione e l'ampiezza del cumulo dipendono dalla potenza dei vortici di scia generate intorno alla pila (più deboli sono i vortici, più il tumulo è vicino al molo);

- Increspature e creste di superficie situate in prossimità dell'interferenza tra la superficie libera della corrente e la faccia di monte della pila. Le creste sono simili all'onda di prua di una barca che si muove nell'acqua.

In sintesi, l'impatto del flusso discendente sul fondo alveo, insieme all'ampia gamma di vortici e turbolenze presenti nel campo di flusso, trascinano e trasportano il materiale dalla fossa di scavo. I dettagli e l'interazione del campo di flusso variano in base alla forma della pila, all'angolo di attacco e allo stadio di sviluppo dell'erosione tra fase iniziale o di equilibrio, ma la considerazione essenziale è che queste caratteristiche del flusso sono responsabili dell'erosione. Pertanto, per capire come si sviluppa l'erosione, per modellarla e per stimare la profondità di scavo, è necessario comprendere la struttura generale del campo di flusso e determinare come il flusso trascina e trasporta il materiale di fondazione dalla fossa di scavo. Inoltre, è importante riconoscere che il campo di flusso si evolve durante le diverse fasi di erosione.

Il campo di flusso diventa ancora più complicato se la struttura di fondazione della pila ha una forma complessa, come una pila con blocco di fondazione sostenuta da un gruppo di pali. Inoltre, il campo di flusso può essere complicato dall'accumulo di detriti, dalla vicinanza di un rilevato o da una spalla e da aspetti della morfologia del canale stesso.

### 8.5.1.2 Pile di transizione

Le principali caratteristiche del campo di flusso descritte per le pile sottili esistono nel campo di flusso delle pile entro l'intervallo di transizione di  $y/a$ , ma le turbolenze e i vortici variano in risposta alle riduzioni di  $y$  e/o aumenti della larghezza della pila  $a$ .



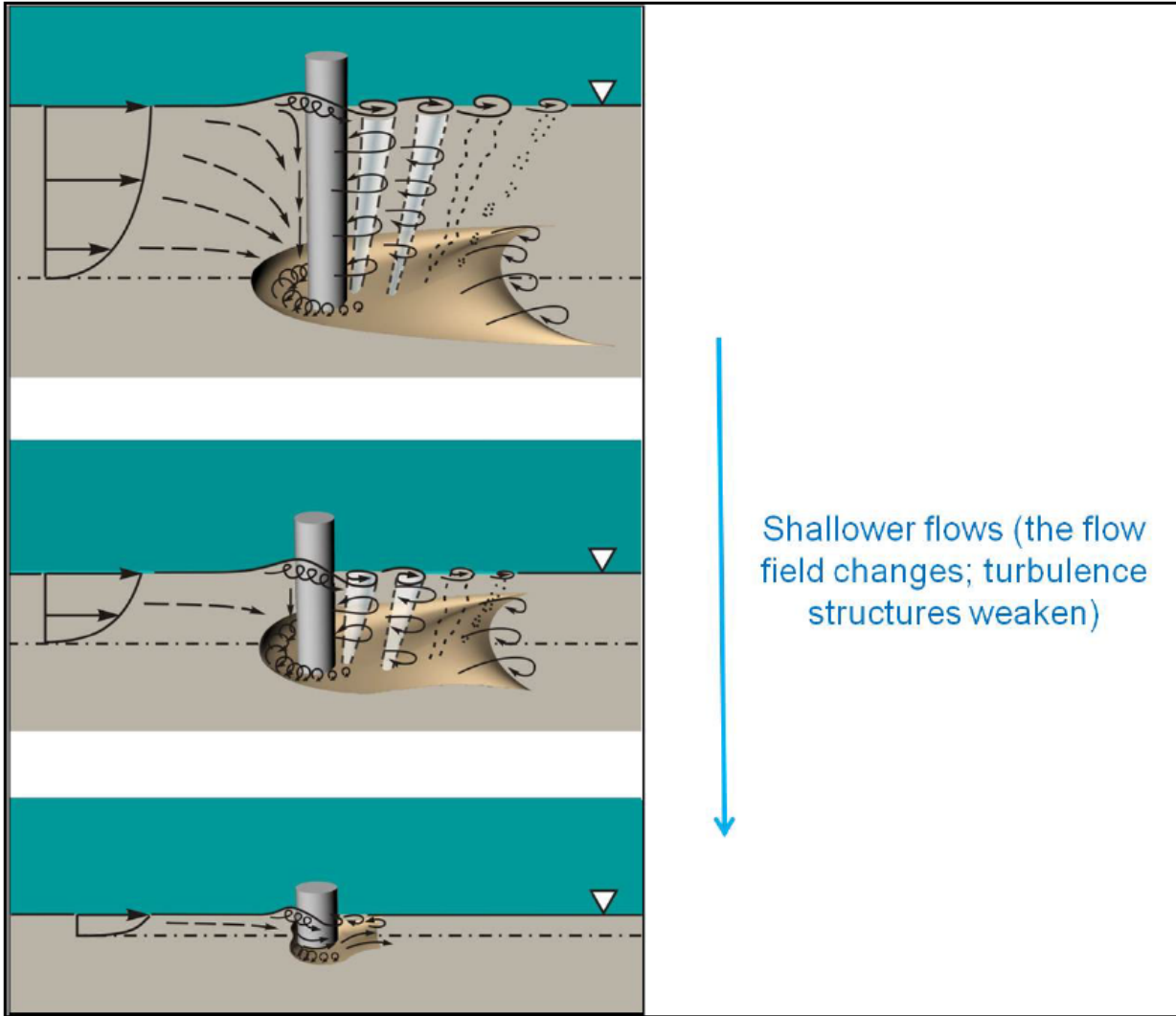
La più stretta vicinanza della superficie dell'acqua al fondo alveo (per una larghezza costante del molo), o la maggiore larghezza della pila (per una profondità della corrente idrica costante), interrompe parzialmente la formazione delle turbolenze e delle caratteristiche idrodinamiche e quindi riduce la loro capacità di erodere il materiale di fondo alveo.

Sebbene siano necessarie ulteriori ricerche per descrivere e documentare sistematicamente i cambiamenti del campo di flusso, ampi dati mostrano che la riduzione di  $y/a$  si traduce in profondità di erosione più basse per questa categoria di transizione del campo di flusso (NCHRP 2011a).

La Figura sotto mostra una sequenza di schematizzazioni del campo idrodinamico di flusso commisurate a tre valori di  $y/a$ , indicando come la capacità di erosione del campo di flusso si riduce al diminuire della profondità della corrente idrica,  $y$ , e del rapporto  $y/a$ .

Il down-flow in corrispondenza della faccia di monte della pila diventa meno sviluppato perché ha una lunghezza ridotta su cui svilupparsi, mentre il up-flow associato all'onda di prua rimane sostanzialmente invariato.

La vorticità (circolazione) delle strutture di turbolenza su larga scala (vortice a ferro di cavallo) allineate più o meno orizzontalmente nel campo di flusso della pila si indebolisce quando il flusso discendente si indebolisce e anche le strutture di turbolenza allineate verticalmente (vortici di scia) si indeboliscono a causa della maggiore influenza dell'attrito del fondo alveo in una corrente meno profonda.



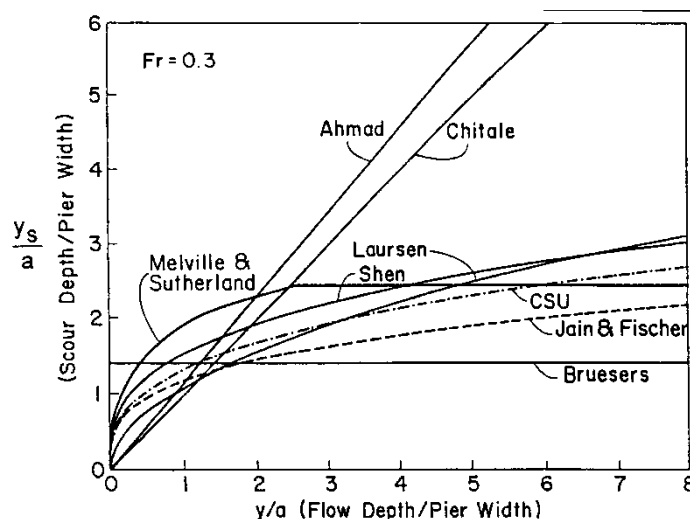
### 8.5.2 Metodologie di calcolo per l'analisi della massima profondità di erosione per pile da ponte

Per poter studiare lo scalzamento prodotto dalle pile dei ponti non esiste ancora una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità.

Le teorie sviluppate ad oggi si basano sull'interpretazione di dati sperimentali confrontati e tarati successivamente con l'esiguo numero di dati misurati in campo.

Lo scalzamento al piede delle pile è stato ampiamente studiato in laboratorio: gli studi di laboratorio sono stati svolti principalmente su pile semplici, ma ci sono alcuni studi di laboratorio su pile complesse. Spesso gli studi di pile complesse sono modelli con configurazioni di pile esistenti o proposte.

Come risultato dei numerosi studi di laboratorio, esistono numerose equazioni per valutare l'entità dello scalzamento nelle pile. In generale, le equazioni sono per la valutazione dello scalzamento delle pile in alveo con materiali granulari senza coesione.



**Figura 8-8** Comparazione delle equazioni per il calcolo dello scalzamento per differenti rapporti d'altezza ( $y/a$ )

La Figura 8-8 (TRB 1983) mostra un confronto grafico delle equazioni più comuni.

Alla figura originale è stata aggiunta un'equazione fornita da Melville e Sutherland per calcolare le profondità di erosione per pile su corsi d'acqua con fondo alveo di sabbia.

Alcune delle equazioni hanno la velocità come variabile, normalmente sotto forma di un numero di Froude. Tuttavia, alcune equazioni, come quella di Laursen (1960) non includono la velocità.

Un numero di Froude pari a 0,3 è stato utilizzato nella Figura 8-8 per confrontare le equazioni di erosione comunemente usate.

Jones ha anche confrontato le equazioni con i dati disponibili sul campo: il suo studio ha mostrato che l'equazione della Colorado State University (CSU) racchiudeva tutti i dati, ma dava valori di scalzamento inferiori rispetto alle equazioni Jain e Fischer, Laursen, Melville e Sutherland e Neill (FHWA 2001 e 1979, Laursen 1980, Mellville e Sutherland 1988, TRB 1983).

L'equazione CSU include la velocità del flusso appena a monte della pila, includendo il numero di Froude nell'equazione.

Sulla base degli studi di Jones (TRB 1983), e secondo quanto riportati nella Circolare Hydraulic Engineering Circular No. 18 (pile HEC-18), pubblicata dal Dipartimento dei Trasporti Pubblici degli Stati Uniti, US Department of Transportation, è raccomandato di utilizzare l'equazione CSU, apportandovi opportune modifiche.

Le modifiche consistono nell'aggiunta di coefficienti per l'effetto delle forme dell'alveo, delle dimensioni del materiale dell'alveo e delle pile larghe.

La Figura 8-9 fornisce uno schema recante le variabili che influenzano lo scalzamento della pila:

$a$  = Diametro (o larghezza) della pila nella direzione del flusso

$V$  = Velocità della corrente a monte della pila

$y_1$  = Altezza del tirante idrico della corrente - *Flow depth*

$y_s$  = Profondità di scavo - *Depth of scour*

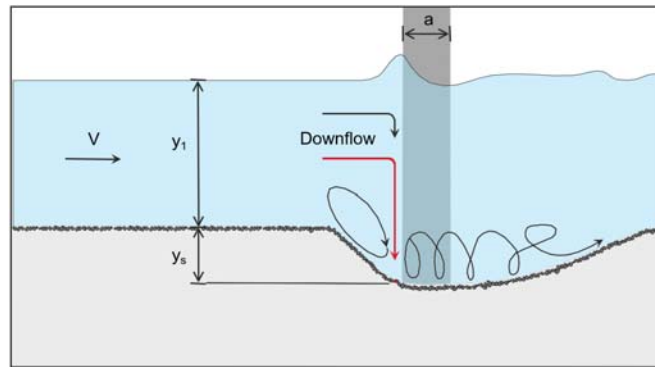


Figura 8-9 Schema variabili interessate nello scalzamento delle pile

### 8.5.2.1 Equazione di scalzamento delle pile HEC-18 (BASATA SULL'EQUAZIONE CSU)

L'equazione di scalzamento delle pile HEC-18 (basata sull'equazione CSU) è consigliata sia per la valutazione dell'erosione di alvei a fondo mobile che non.

L'equazione prevede la massima profondità di scalzamento della pila in alveo.

Le applicazioni di base includono semplici configurazioni della fondazione della pila e situazioni di corrente su corsi d'acqua con fondo alveo sabbioso.

L'equazione può essere adattata per applicazioni su pile larghe, configurazioni di sottostrutture più complesse (3 elementi), colonne multiple in direzione diversa rispetto al flusso, stima dell'erosione per la presenza di detriti a monte delle pile e scavi in corsi d'acqua interessati dalle maree.

L'equazione HEC-18 è:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left( \frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

Come regola generale, indicate con  $a$  la larghezza della pila, la massima profondità di scalzamento delle pile circolari allineate con il flusso è:

$$y_s \leq 2.4 \cdot a \text{ per numeri di Froude } Fr \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 \cdot a \text{ per numeri di Froude } Fr > 0.8$$

In termini di  $y_s/a$ , l'equazione sopra può essere riscritta come:

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left( \frac{y_1}{a} \right)^{0.35} Fr_1^{0.43}$$

dove:

- $y_s$  = Profondità di scalzamento della pila, ft (m)
- $y_1$  = Tirante idrico che interessa la pila a monte, ft (m)
- $K_1$  = fattore di correzione di forma
- $K_2$  = fattore di correzione per l'angolo di attacco
- $K_3$  = Fattore di forma relative alle condizioni del fondo alveo
- $a$  = Larghezza della pila, ft (m)
- $L$  = Lunghezza della pila, ft (m)
- $Fr_1$  = Numero di Froude della corrente subito a monte della pila
- $V_1$  = Velocità media della corrente a monte della pila, ft/s (m/s)
- $g$  = Accelerazione di gravità ( $32.2 \text{ ft/s}^2$ ) ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

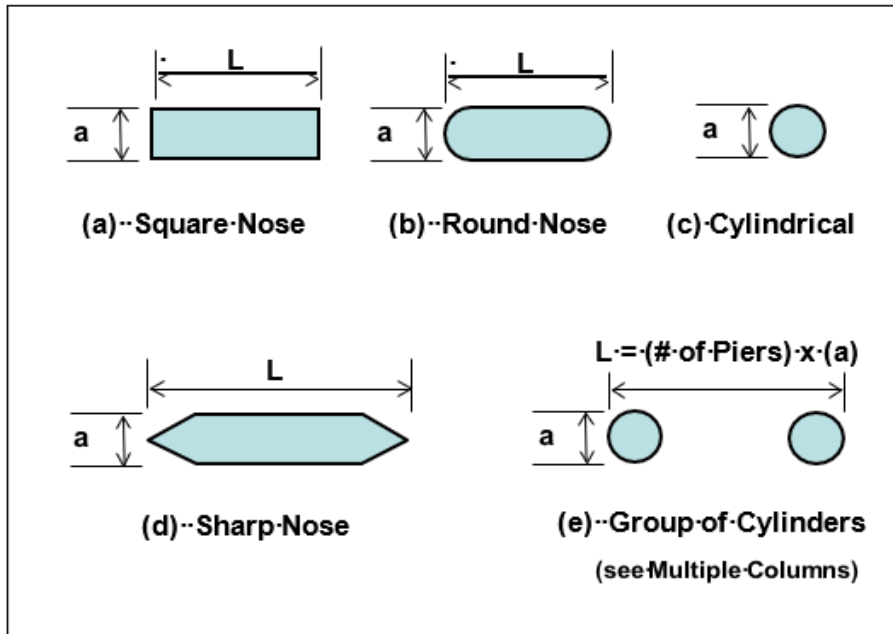


Figura 8-10 Forme comuni pile

Il fattore di correzione K2, in funzione dell'angolo di attacco del flusso  $\theta$ , è dato dalla seguente formula:

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

Se il rapporto  $L/a$  è maggiore di 12, è consigliabile utilizzare  $L/a = 12$  come massimo nell'equazione e nella Tabella 8-2.

La Tabella 8-2 mostra i valori dell'effetto dell'angolo di incidenza sull'erosione sulle pile.

Tabella 8-1 Valori fattore K1

Fattore di correzione K1 funzione della forma della pila	
Forma	K1
(a) Squadrata SQ	1.1
(b) Arrotondata AR	1.0
(c) Circolare cilindrica CC	1.0

(d) Gruppo di pali GP	1.0
(e) Triangolare	0.9

**Tabella 8-2 Valori fattore K2**

<b>Fattore di correzione K2 per differenti angoli di attacco del flusso</b>			
<b>Angolo</b>	<b>L/a=4</b>	<b>L/a=8</b>	<b>L/a=12</b>
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

**Tabella 8-3 Valori fattore K3**

<b>Configurazione fondo alveo</b>	<b>Altezza dune (m)</b>	<b>K<sub>3</sub></b>
Clear – water CW	-	1.10
Piatto e antidune PT	-	1.10
Piccole dune Pd	0.60 ≤ H < 3.00	1.10
Dune medie DM	3.00 ≤ H < 9.00	1.10 ÷ 1.20
Dune grandi DG	H ≥ 9.00	1.30

Note:

1. Il fattore di correzione K1 per la forma deve essere determinato utilizzando la Tabella 8-1 per angoli di attacco fino a 5 gradi. Per angoli maggiori, K2 domina e K1 dovrebbe essere considerato come 1.0. Se L / a è maggiore di 12, utilizzare i valori per L / a = 12 come massimo nella Tabella 8-2 e nell'equazione per il calcolo del K2.



2. I valori del fattore di correzione  $K_2$  vanno applicati solo quando le condizioni di campo sono tali per cui l'intera lunghezza della pila è soggetta all'angolo di attacco del flusso.

L'uso di questo fattore determina una significativa sovrastima dello scalzamento se: una porzione della pila è protetta dall'urto diretto del flusso attraverso una spalla o da un'altra pila; oppure una spalla o un'altra pila reindirizza il flusso in una direzione parallela alla pila.

Per tali casi è necessario valutare la riduzione del valore del fattore  $K_2$  selezionando la lunghezza effettiva del pilastro effettivamente sottoposto all'angolo di attacco della corrente.

L'equazione per il calcolo di tale parametro dovrebbe essere utilizzata per la valutazione e la progettazione. La Tabella 8-2 ha lo scopo di illustrare l'importanza dell'angolo di incidenza della corrente nei calcoli di erosione delle pile e di stabilire un punto di non superamento per  $K_2$  (cioè un valore massimo di 5,0).

3. Il fattore di correzione  $K_3$  risulta dal fatto che per le condizioni del fondo alveo piatto, che è tipico della maggior parte dei siti di ponti per le frequenze di allagamento impiegate nella progettazione dello scavo, lo scalzamento massimo può essere del 10% maggiore di quello calcolato con l'equazione HEC-18.

Nella situazione insolita in cui esiste una configurazione del fondo alveo a dune di grandi dimensioni, durante l'evento di piena, la massima escavazione della pila può risultare maggiore del 30% del valore previsto con l'equazione.

Ciò può accadere su fiumi molto grandi, come il Mississippi. Per i corsi d'acqua più piccoli che hanno una configurazione del letto dunare al flusso di piena, le dune saranno più piccole e la escavazione massima potrebbe essere solo dal 10 al 20 percento più grande della profondità di scalzamento di equilibrio. Per la configurazione del letto

antidune, la profondità massima di erosione può essere del 10 per cento maggiore della profondità di scavo della pila di equilibrio calcolata.

4. Le pile posizionate vicino alle spalle o ai rilevati di approccio (ad esempio alla fine di un attraversamento della spalla) devono essere attentamente valutate per l'angolo di attacco e la velocità del flusso intorno all'elemento (spalla – rilevato).

### 8.5.2.2 Scalzamento per pile con fondazioni complesse

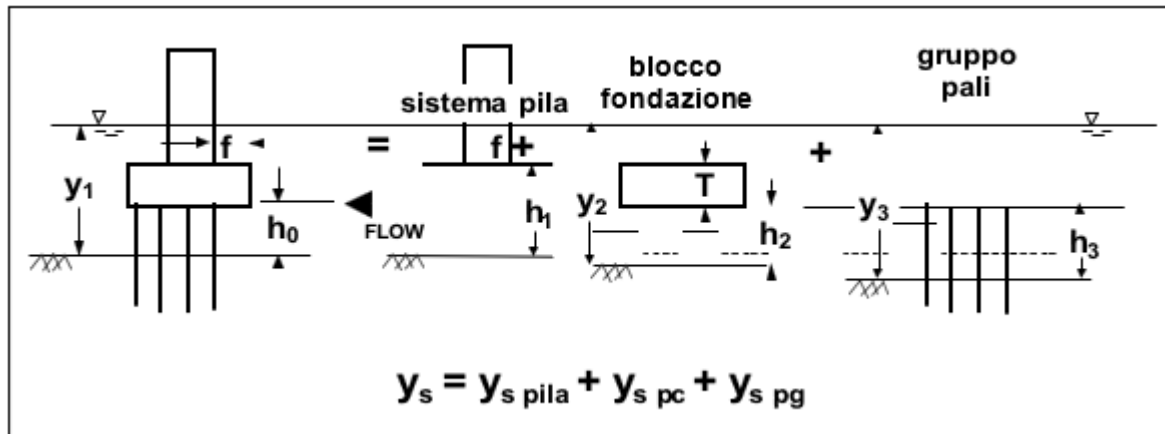
Come sottolineano Salim e Jones (1995, 1996, 1999), la maggior parte della ricerca sull'erosione delle pile dei ponti si è concentrata su pile solide con un'attenzione limitata alla determinazione delle profondità di scavo per (1) gruppi di pile, (2) gruppi di pile e pile con fondazioni, o (3) gruppi di pile, sistema di fondazione e pile solide esposte alla corrente.

Nel caso generale, il flusso potrebbe essere generato da tre elementi sotto strutturali, qui indicati come componenti che producono erosione, che includono lo stelo della pila, il blocco di fondazione o base pila ed il gruppo di pali.

Le sequenze operative elencate di seguito sono consigliate per determinare la profondità di scavo per qualsiasi combinazione dei tre elementi sotto strutturali esposti alla corrente fluviale (Jones e Sheppard 2000).

### 8.5.3 Metodo analitico di sovrapposizione delle componenti di scavo

I componenti di un sistema complesso sono illustrati nella Figura 8-11 (Jones e Sheppard 2000).



**Figura 8-11 Schema di riferimento delle componenti di scavo di un sistema di pile complesso**

Le variabili illustrate nella Figura 8-11 e altre usate nei calcoli sono le seguenti:

- $f$  = Sporgenza del bordo esterno della fondazione dalla pila lato corrente (m)
- $h_0$  = Altezza intradosso fondazione rispetto fondo alveo inizio calcolo (m)
- $h_1$  =  $h_0 + T$  = altezza dello spiccato della pila sul fondo alveo prima dello scavo (m)
- $h_2$  =  $h_0 + y_s \text{ pila} / 2$  = altezza estradosso blocco fondazione a seguito della componente di scavo dello spiccato pila (m)
- $h_3$  =  $h_0 + y_s \text{ pila} / 2 + y_s \text{ bf} / 2$  = altezza della testa gruppo pali a seguito del calcolo delle component scavo pila e blocco Fondazione (m)
- $S$  = Interasse pali di fondazione (m)
- $T$  = Spessore del blocco fondazione (m)
- $y_1$  = Tirante idrico della corrente in arrivo ad inizio dei calcoli (m)

$y_2 = y_1 + y_s \text{ pila} / 2 =$  Tirante equivalente per calcolo componente di scavo blocco fondazione (m)

$y_3 = y_1 + y_s \text{ pila} / 2 + y_s \text{ bf} / 2 =$  Tirante equivalente per calcolo componente di scavo del gruppo pali (m)

$V_1 =$  Velocità della corrente all'inizio dei calcoli (m/sec)

$V_2 = V_1(y_1/y_2) =$  Velocità equivalente della corrente per il calcolo dello scavo del blocco fondazione (m/sec)

$V_3 = V_1(y_1/y_3) =$  Velocità equivalente della corrente per il calcolo dello scavo del gruppo pali (m/sec).

L'erosione totale è data dalla somma delle component di scavo:

$$y_s = y_{s \text{ pila}} + y_{s \text{ pc}} + y_{s \text{ pg}} \quad (7.22)$$

dove:

$y_s =$  Profondità totale di scavo (m)

$y_{s \text{ pila}} =$  Componente di scavo generata dallo spiccatto pila (m)

$y_{s \text{ pc}} =$  Componente di scavo dovuta al blocco di fondazione (m)

$y_{s \text{ pg}} =$  Componente di scavo del Gruppo pali esposti al flusso (m)

Ciascuno dei componenti di scavo viene calcolato a partire dall'equazione HEC-18 (basata sull'equazione CSU) di erosione dello spiccatto pila di base, ma viene utilizzata una pila di dimensioni equivalenti per rappresentare i componenti del sistema di pila complesso. Nelle sezioni seguenti viene fornita una guida per il calcolo di ciascuno dei componenti.

### 8.5.3.1 Componente dello scalzamento per effetto della pila

Il primo calcolo è la stima della componente per erosione di scavo dovuto alla pila,  $y_{s \text{ pila}}$ , tramite l'equazione:

$$\frac{y_{spier}}{y_1} = K_{hpier} \left[ 2.0K_1K_2K_3 \left( \frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \right)^{0.43} \right]$$

dove:

$K_{hpier}$  è il coefficiente introdotto per tenere conto dell'altezza del fusto della pila e dell'effetto di schermatura in base alla distanza di sporgenza della fondazione "f" davanti alla pila (dalla Figura 8-12)

$a_{pier}$  è la larghezza della pila e le altre variabili nell'equazione sono state definite al paragrafo precedente.

La quantità nelle parentesi quadre nell'equazione è il rapporto di erosione della pila di base come se lo stelo della pila fosse a piena profondità ed esteso al di sotto dello scavo.

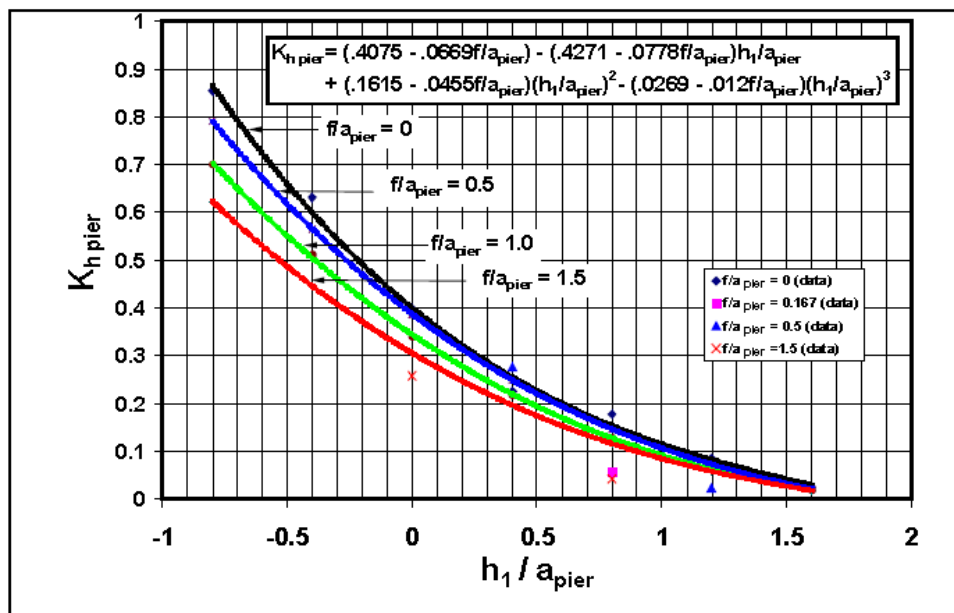


Figura 8-12 Grafico valutazione  $K_{hpier}$  (Jones Sheppard 2000)

### 8.5.3.2 Componente di scavo generate dal blocco di fondazione

La necessità di calcolare la componente di erosione generata dal blocco di fondazione, si verifica quando, in relazione alla geometria di progetto, la fondazione è interessata dal flusso

della corrente, o per effetto dell'erosione indotta dallo spiccato pila sopra la fondazione stessa. Come descritto di seguito, ci sono due casi da considerare per stimare l'erosione indotta dalla fondazione-basamento pila.

**Caso 1: Intradosso della fondazione della pila sopra il fondo alveo**

In questo caso si considera una larghezza della pila equivalente,  $a^*_{pc}$ .

Si determina il valore del rapporto  $a^*_{pc} / a_{pc}$  dalla Figura 8-13. in funzione di  $h_2/y_2$  e  $T/y_2$  (il valore massimo di  $y_2 = 3.5 a_{pc}$ ).

dove:

$$T = \text{Spessore della fondazione esposta al flusso, (m)}$$

$$h_2 = h_o + y_{s \text{ pila}} / 2, \text{ (m)}$$

$$y_2 = y_1 + y_{s \text{ pila}} / 2, = \text{altezza della corrente equivalente (m)}$$

$$V_2 = V_1(y_1/y_2) = \text{velocità equivalente (m/s)}$$

con:

$$h_o = \text{Altezza iniziale dell'estradosso fondazione sopra il fondo alveo (m)}$$

$$y_1 = \text{Tirante della corrente inizio calcoli prima dell'erosione (m)}$$

$$y_{s \text{ pila}} = \text{Componente di scavo generate dalla pila (m)}$$

$$V_1 = \text{Velocità della corrente all'inizio dei calcoli (m/s)}$$

La larghezza equivalente della pila  $a^*_{pc}$ , la profondità di flusso equivalente,  $y_2$  e la velocità di flusso equivalente,  $V_2$ , vengono utilizzate nell'equazione HEC-18 per calcolare la componente di erosione dovuta al blocco fondazione.

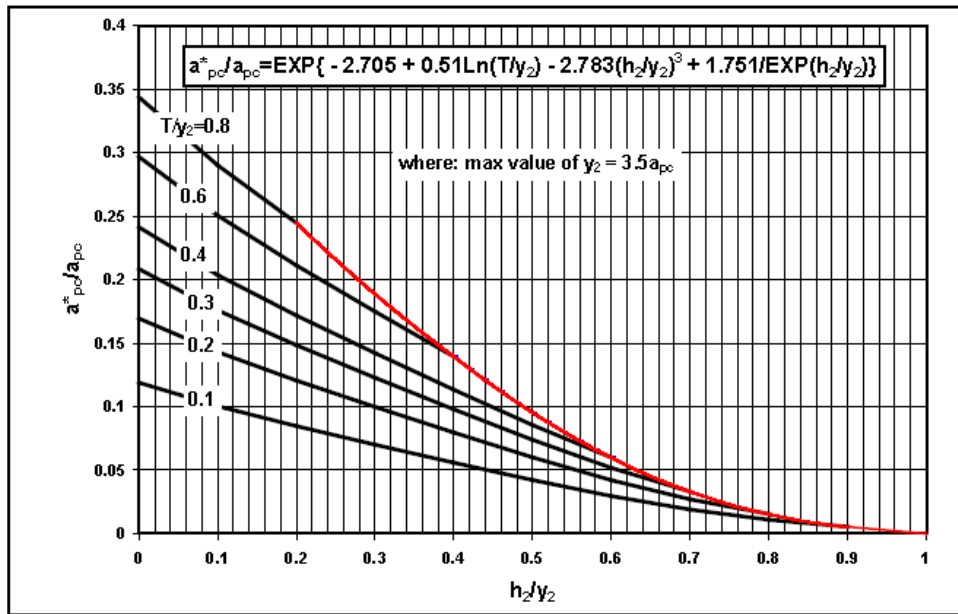
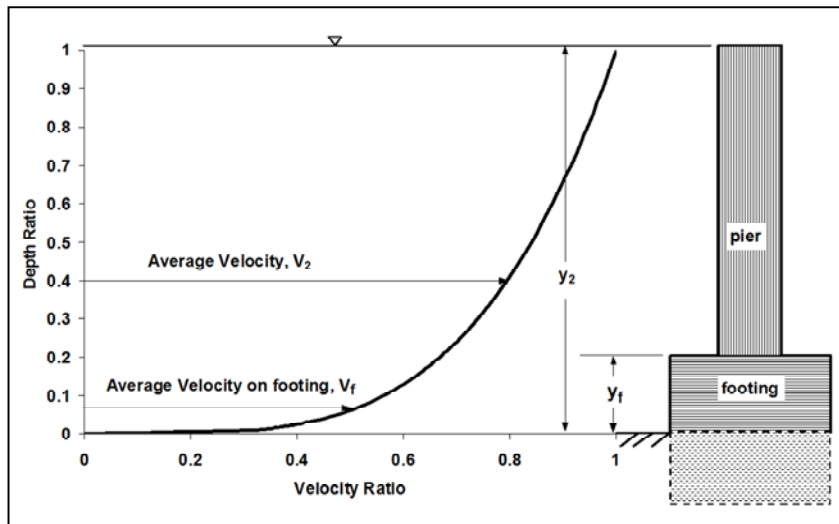


Figura 8-13 Larghezza equivalente della fondazione (Jones e Sheppard 2000)

L'equazione della componente di erosione per effetto del blocco fondazione del caso 1 assume dunque la forma:

$$\frac{y_{\text{spc}}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_w \left( \frac{a^*_{\text{pc}}}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0.43}$$

**Caso 2. Caso di blocco fondazione delle pile immerse o poggiato sul fondo alveo**  
**(intradosso fondazione non interessato dal flusso).**



**Figura 8-14 Schema di riferimento per velocità e profondità sul basamento esposto al flusso**

Per il caso 2 si pone:

$$\begin{aligned} y_2 &= y_1 + y_s \text{ pila}/2 \text{ (m)} \\ V_2 &= V_1(y_1/y_2) \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

Si determina la velocità media della corrente che interessa il basamento esposto ( $V_f$ ) utilizzando la seguente equazione:

$$\frac{V_f}{V_2} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{y_f}{k_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{y_2}{k_s} + 1\right)}$$

Dove :

$V_f$  = Velocità media che interessa il basamento esposto (m/s)

$V_2$  = Velocità del flusso che investe la pila, ft/s (m/s), mediata lungo la verticale



- $\ln$  = Logaritmo naturale in base e
- $y_f$  =  $h_1 + y_{s \text{ pila}} / 2$  = distanza dal fondo alveo all'estradosso della fondazione (in seguito allo scalzamento generato dal fusto della pila sul basamento) (m)
- $k_s$  = Scabrezza (normalmente considerate in relazione a  $D_{84}$  per il materiale costituente il fondo alveo sabbioso e  $3.5 \cdot D_{84}$  per la ghiaia e il materiale grossolano del fondo alveo) (m)
- $y_2$  = Tirante idrico equivalente a monte della pila  $y_1 + y_{s \text{ pila}}/2$  (m)

Si calcola la componente dello scavo dovuto al basamento della fondazione della pila,  $y_{s \text{ pc}}$  dall'equazione HEC-18 utilizzando la larghezza completa del blocco fondazione,  $a_{pc}$ ,  $y_f$ ,  $V_f$  come rispettivamente i parametri di larghezza, profondità di flusso e velocità.

Il fattore di larghezza del pilastro  $K_w$  dovrebbe essere usato in questo calcolo se

- (1) la profondità totale  $y_2 < 0,8 a_{pc}$ ,
- (2) il numero di Froude  $V_2 / (gy_2)^{1/2} < 1$
- (3)  $a_{pc} > 50 D_{50}$ .

Per calcolare il fattore  $K_w$ , se applicabile, si utilizza  $y_2/a_{pc}$

È quindi possibile utilizzare l'equazione dello scavo generato dal basamento per il caso 2:

$$\frac{y_{s \text{ pc}}}{y_f} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_w \left( \frac{a_{pc}}{y_f} \right)^{0.65} \left( \frac{V_f}{\sqrt{gy_f}} \right)^{0.43}$$

Nel caso in cui il gruppo di pali sotto il blocco di fondazione non risulti interessato dal flusso, la profondità di scalzamento totale risulta:

$$y_s = y_{s \text{ pier}} + y_{s \text{ pc}} \quad (\text{Solo per il caso 2})$$

### 8.5.3.3 Calcolo della componente di scavo del Gruppo pali di fondazione esposti al flusso

La ricerca di Jones (USDOT 1989), Salim e Jones (1995, 1996, 1999) e di Smith (1999), ha fornito una base per determinare la profondità di scavo del gruppo pali di fondazione prendendo in considerazione la spaziatura tra pila, il numero di righe e colonne di pali e un fattore di altezza per tenere conto della lunghezza della pila esposta al flusso.

Di seguito sono analizzati i seguenti casi tipici:

- Caso particolare di pali allineati tra loro e con il flusso. Nessun angolo di attacco.
- Caso generale del gruppo pali inclinato rispetto al flusso, con un angolo di attacco, o gruppi pali con file sfalsate di pilastri.

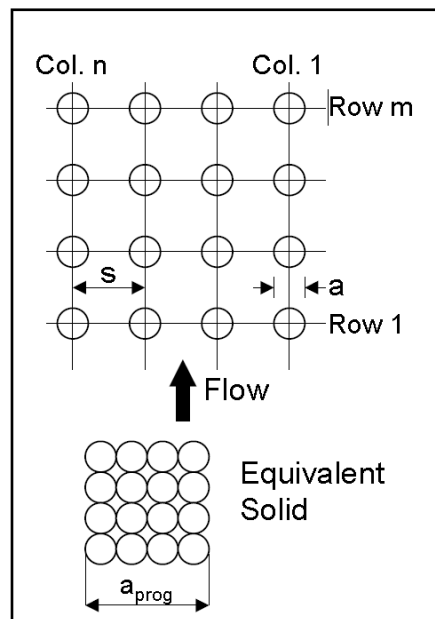
Il metodo per stimare la componente di scavo per erosione generate dal gruppo pali è la stessa per entrambi i casi, ma la tecnica per determinare la larghezza proiettata dei pali è più semplice per il caso speciale di pilastri allineati. La metodologia è la seguente:

- Proiettare la larghezza dei pilastri su un piano normale al flusso.
- Determinare la larghezza effettiva di una pila equivalente che produrrebbe la stessa erosione se il Gruppo di pile penetrasse nella superficie dell'acqua.
- Adottare valori equivalenti per profondità del flusso, velocità e altezza del gruppo pali esposti al flusso per tenere conto dell'erosione di scavo dello spiccato pila e del basamento precedentemente calcolati.
- Determinare il fattore di altezza del gruppo pali in base all'altezza interessata dal flusso sopra il fondo alveo.
- Calcolare la componente di scavo per gruppo pali utilizzando una versione modificata dell'equazione HEC-18.

### Larghezza proiettata delle pile

Per il caso di pile allineate, la larghezza proiettata, su un piano perpendicolare al flusso è

semplicemente la larghezza del gruppo di pali proiettati come illustrato nella figura sotto.

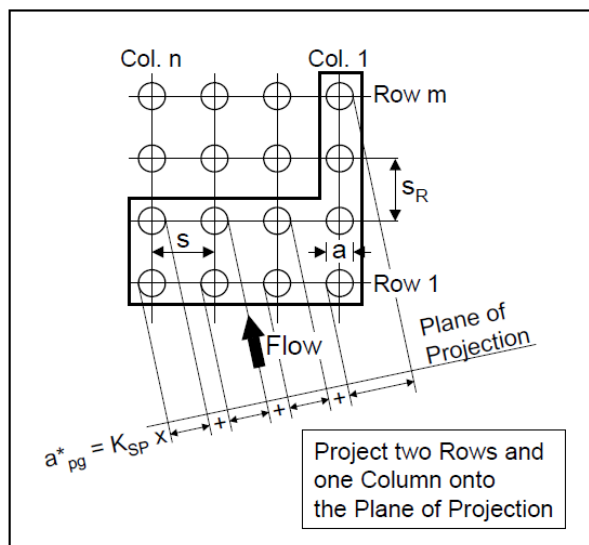


Per il caso generale, Smith (1999) ha determinato che un gruppo di pali potrebbe essere rappresentato da un palo solido equivalente avente una larghezza effettiva,  $a^*_{pg}$ , uguale a un fattore di spaziatura moltiplicato per la somma delle larghezze proiettate non sovrapposte dei pali su un piano normale alla direzione del flusso.

Il gruppo di pali allineati è un caso particolare in cui la somma delle larghezze proiettate non sovrapposte risulta essere la stessa della larghezza del gruppo di pali proiettati.

La procedura per il caso generale è la stessa della procedura per i gruppi di pali allineati tranne per la determinazione della larghezza del palo equivalente che è un processo più noioso per il caso generale.

La somma delle larghezze proiettate può essere determinata abbozzando il gruppo di pali in scala e proiettando i bordi esterni di ciascuna pila sul piano di proiezione come illustrato nella Figura 8-15 o calcolando sistematicamente le coordinate dei bordi di ciascun palo lungo il piano di proiezione.



**Figura 8-15 Larghezza proiettata dei pali per il caso generale di flusso obliquo**

Le coordinate sono ordinate in ordine crescente per facilitare l'ispezione per eliminare il doppio conteggio delle aree sovrapposte.

Smith ha tentato di derivare fattori di ponderazione per regolare l'impatto dei pali in base alla loro distanza dal piano di proiezione, ma ha concluso che non c'erano dati sufficienti e la procedura sarebbe diventata molto complicata. Un'alternativa ragionevole all'uso dei fattori di ponderazione consiste nell'escludere i pali diversi dalle due file e da una colonna più vicine al piano di proiezione, come illustrato dai contorni in grassetto nella Figura 8-15.

**Larghezza equivalente del gruppo pali e profondità equivalente**

La larghezza equivalente dei gruppi pali è il prodotto della larghezza proiettata dei pali moltiplicata per un fattore di spaziatura  $K_{sp}$  e un fattore dipendente del numero di file allineate (utilizzato solo per il caso speciale di pilastri allineati).

$$a^*_{pg} = a_{proj} K_{sp} K_m$$

dove:

- $a_{proj}$  = Somma delle larghezze proiettate non sovrapposte dei pilastri (vedi Figure precedenti)
- $K_{sp}$  = Coefficiente spaziatura pile (Figura 8-16)
- $K_m$  = Coefficiente disposizione file, m, (Figura 8-17 -  $K_m$  è costante per tutti i valori di  $S/a$  per numero di file maggiore di 6 )
- $K_m$  = 1,0 per gruppi pali inclinati o sfalsati.

Il fattore del numero di righe,  $K_m$ , è 1.0 per il caso generale di file di pali inclinati o sfalsati perché la tecnica di proiezione per il flusso inclinato tiene già conto del numero di righe ed è già conservativa per righe sfalsate.

### **Profondità e velocità di attacco equivalenti**

La profondità e la velocità del flusso equivalenti da utilizzare nell'equazione di calcolo dello scavo generato per effetto dei pali sono le seguenti:

$$y_3 = y_1 + y_{s\ pier}/2 + y_{s\ pc}/2, (m)$$

$$V_3 = V_1 (y_1/y_3), (m/s)$$

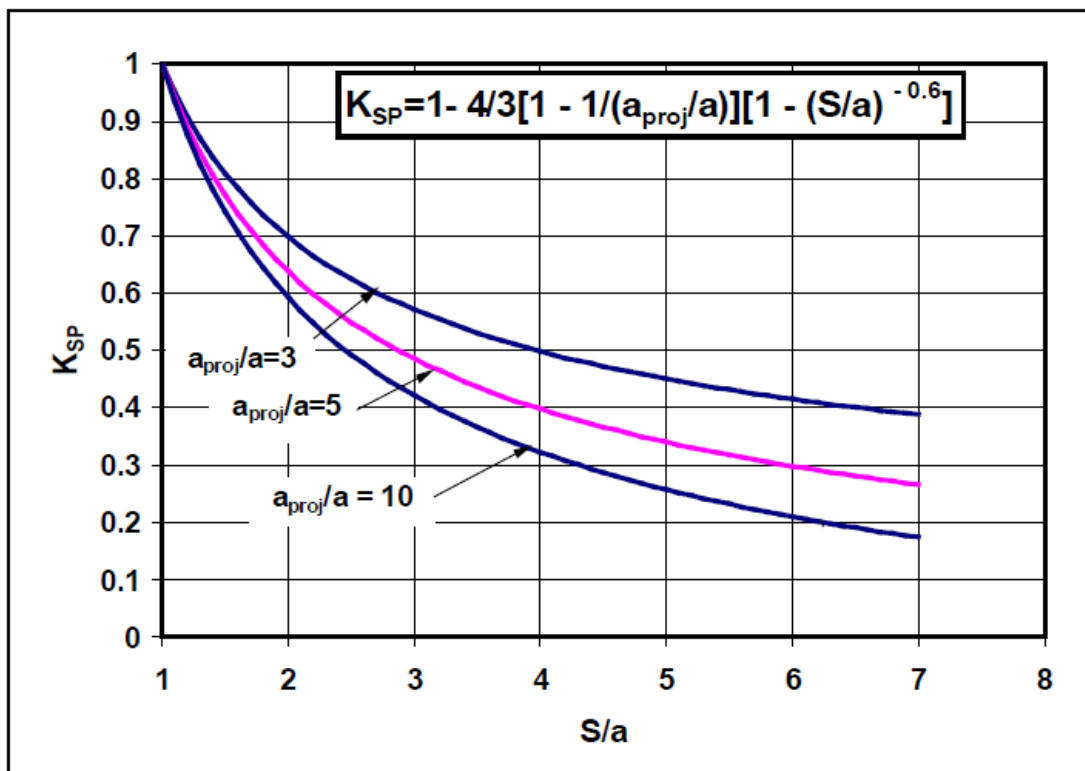


Figura 8-16  $K_{sp}$  fattore di spaziatura pali (Sheppard 2001)

L'equazione per il calcolo dell'erosione indotta dal gruppo di pali può essere scritta come segue:

$$\frac{Y_{spg}}{y_3} = K_{hpg} \left[ 2.0 K_1 K_3 \left( \frac{a^*_{pg}}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right]$$

dove:

$K_{hpg}$  = Fattore di altezza del gruppo Pali dato in Figura 8-18 in funzione di  $h_3 / y_3$   
(si noti che il valore massimo di  $y_3 = 3.5 a^*_{pg}$ )

$h_3$  =  $h_0 + y_{s\ pier} / 2 + y_{s\ pc} / 2$  = altezza del gruppo pali sopra l'alveo del torrente abbassato dopo che sono stati calcolati gli scavi per pile e fondazione (m)

Non va applicato il coefficiente  $K_2$  dall'equazione HEC-18 perché le larghezze dei pali sono proiettate su un piano normale al flusso. La quantità nelle parentesi quadre è il rapporto di scavo

per un palo solido di larghezza,  $a$  \*  $pg$ , se esteso alla superficie dell'acqua.

Questo è il rapporto di abrasione per un gruppo pila a piena profondità.

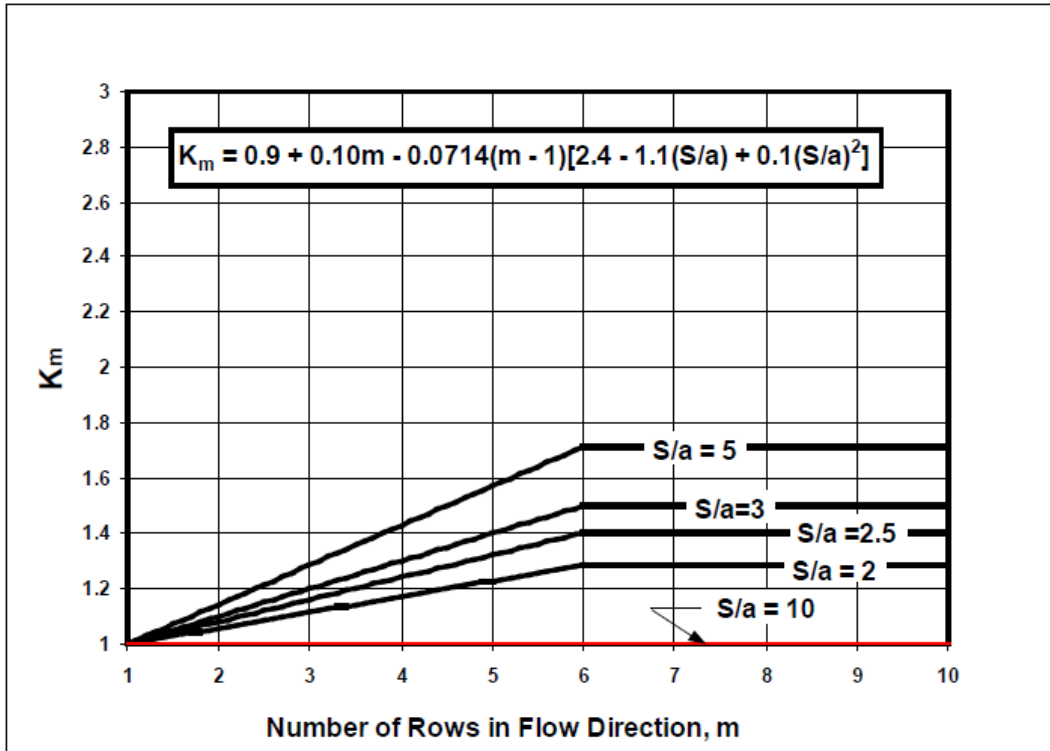


Figura 8-17 Coefficiente disposizione file allineate pali (Sheppard 2001)

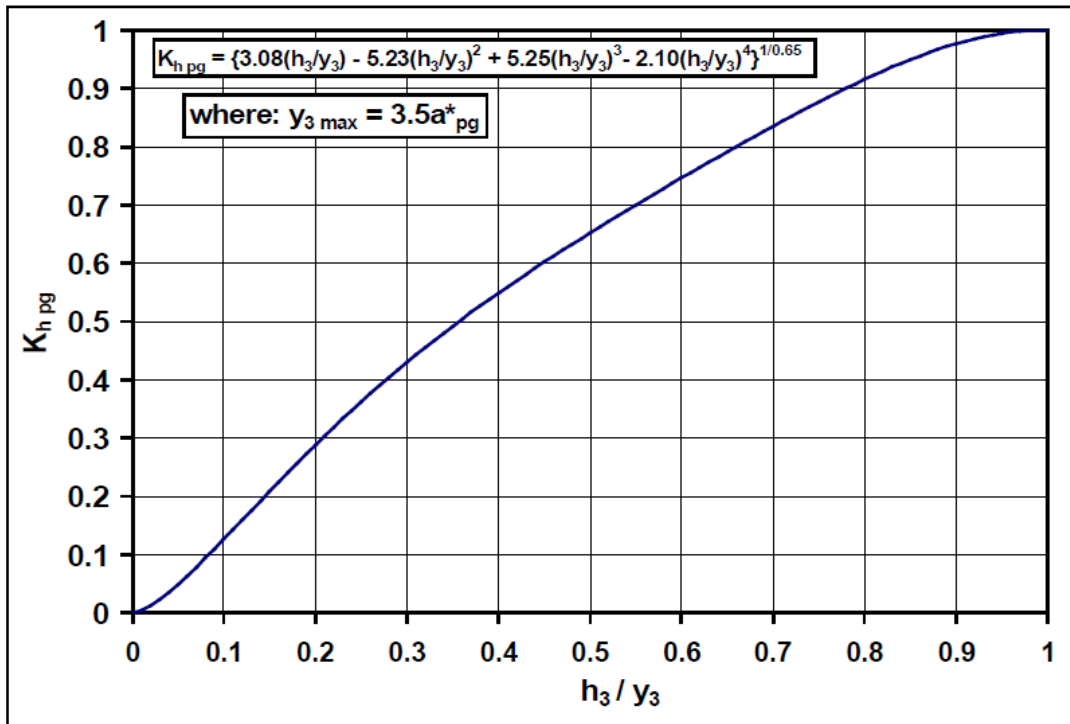


Figura 8-18 Fattore di altezza equivalente gruppo pali (Sheppard 2001)

#### 8.5.3.4 Calcolo della profondità di scavo totale per pile complesse

L'erosione complessiva per le per un Sistema di pile complesse risulta

$$y_s = y_{s\ pier} + y_{s\ pc} + y_{s\ pg}$$



## 8.6 Sistemazione Viadotto su Fiume Platani

Il viadotto in esame presenta un impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su 4 campate lunghe 55 m, 69 m, 69 m e 55 m, per una lunghezza complessiva di 248 m (in asse appoggi). L'asse planimetrico dell'impalcato è curvo con raggio di curvatura circa uguale a 520 m.

La sezione stradale è costituita da una carreggiata di larghezza pari a 10,50 m, fiancheggiata da due cordoli di larghezza 75 cm ciascuno per l'alloggiamento delle barriere di sicurezza.

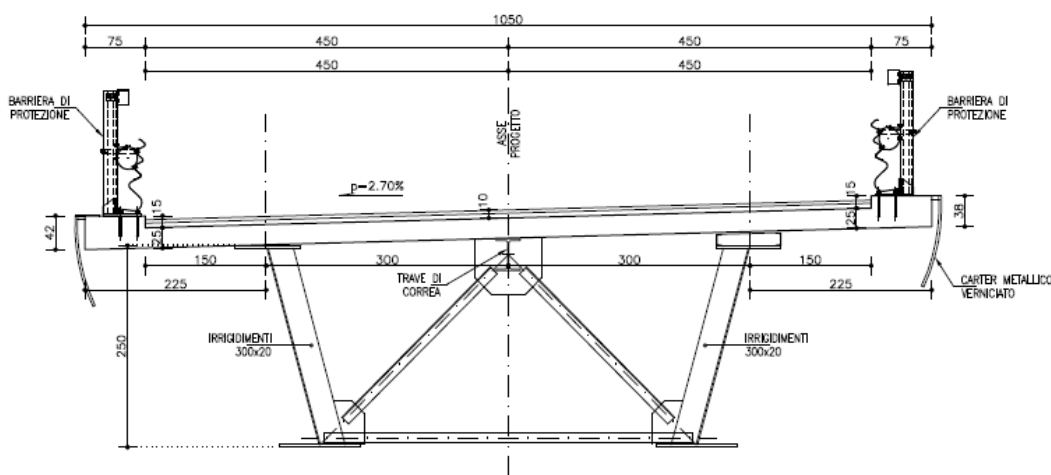


Figura 8-19 Sezione trasversale dell'impalcato

Le pile sono realizzate in cemento armato ordinario e presentano sezione rettangolare ad angoli smussati larga 2,3 m in direzione longitudinale all'impalcato e 4.2 m in quella ad esso trasversale. L'altezza delle pile è uguale a 7.5 m per la pila P1, 17.7 m per la pila P2 e 12.8 m per la pila P3. Alla base delle pile P2 e P3 è previsto un ringrosso per un'altezza di 5.2 m a partire dalla sezione d'estradosso della platea di fondazione. Nelle figure seguenti si riportano alcune viste e sezioni relative alla carpenteria dei fusti delle pile.

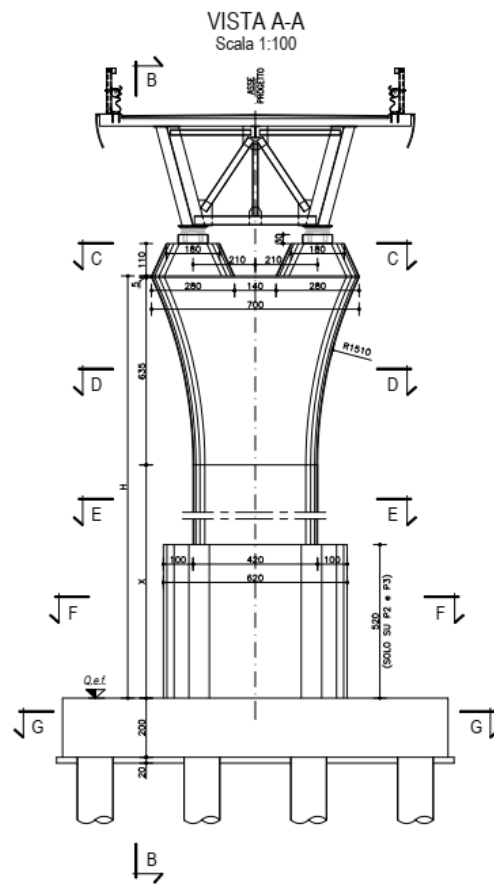


Figura 8-20 Vista frontale pila

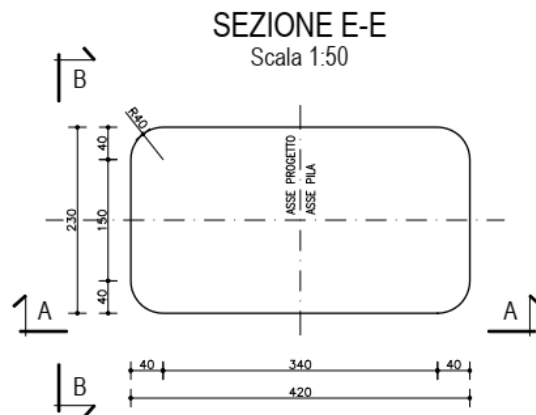


Figura 8-21 Sezione orizzontale pila

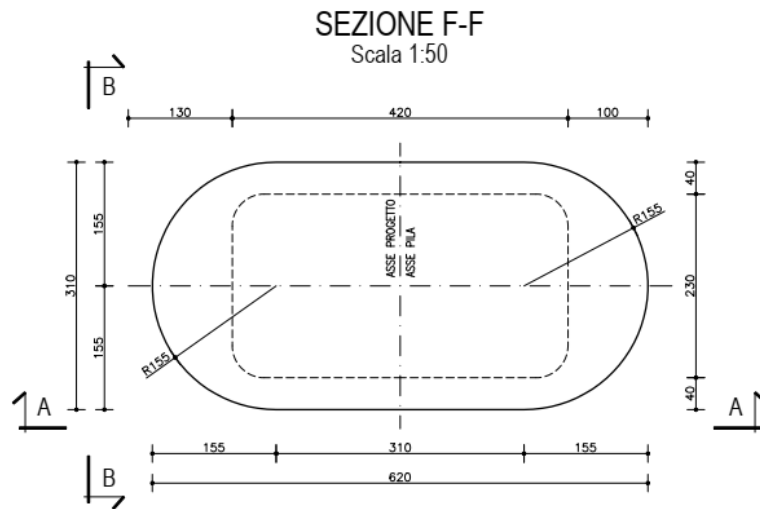


Figura 8-22 Sezione orizzontale alla base delle pile P2 e P3

Le fondazioni delle pile sono del tipo indiretto su pali trivellati  $\varnothing 1200$  mm di lunghezza 38 m, presentano dimensioni in pianta di 9.4x13 m e spessore di 2 m.

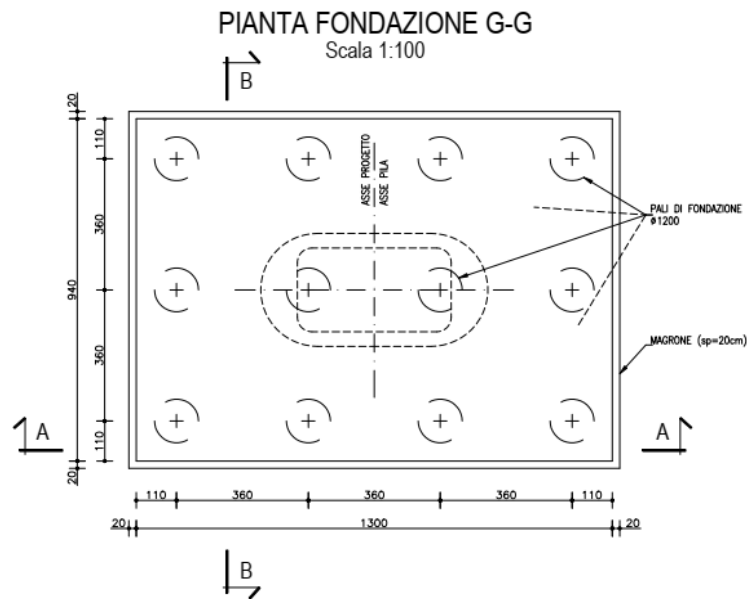


Figura 8-23 Pianta fondazioni pile

Il viadotto interferisce con l'area di esondazione del fiume Platani: come mostrato in figura sotto le pile del viadotto investite dalla piena trecentennale sono le pile P0.2 e P0.3.

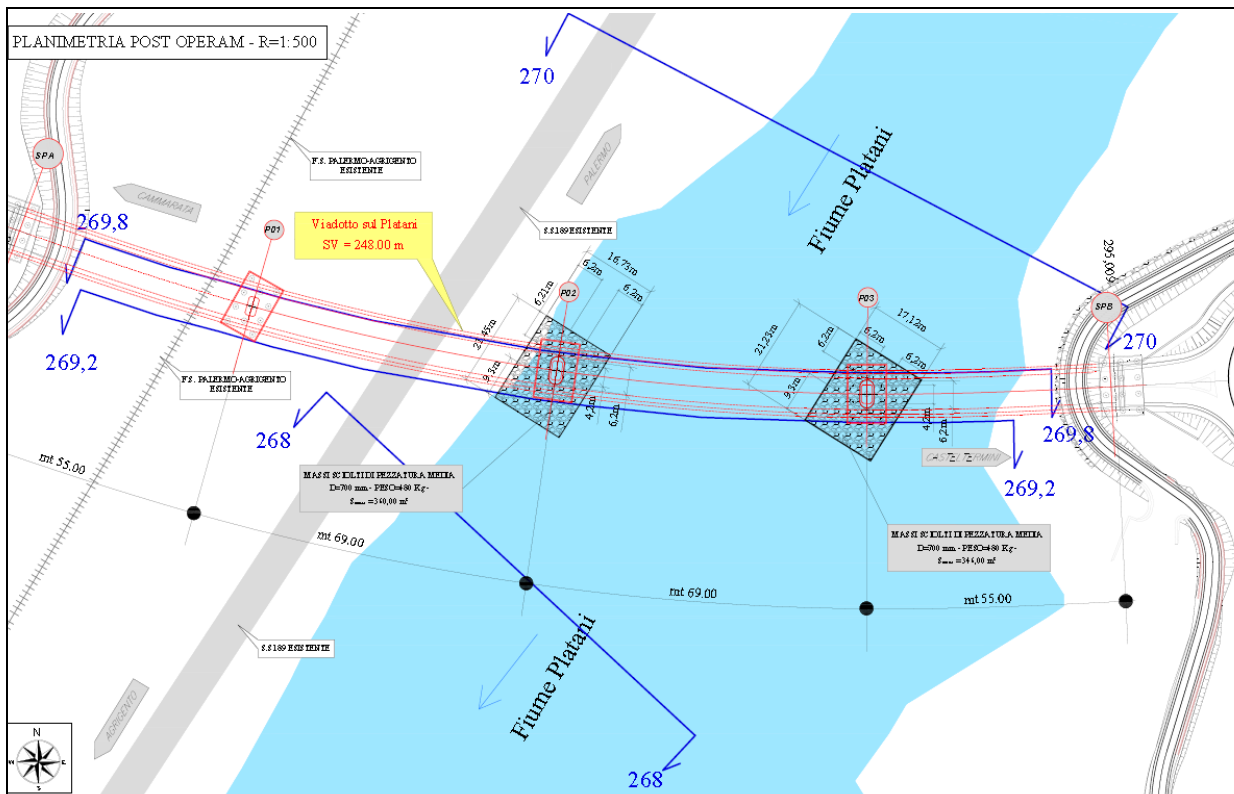


Figura 8-24 Planimetria Viadotto sul Platani con indicazione delle pile coinvolte dalla Piena con Tempo di Ritorno di 300 anni.

Le quote di estradosso delle fondazioni di tali pile sono state poste mediamente a profondità di circa 3,00-4,00 m dal piano di campagna, ed ad una profondità di circa 1.0 m dalla quota di fondo alveo della sezione trasversale.

Per la stima degli scalzamenti in corrispondenza delle pile e la progettazione dei sistemi di protezione delle pile, sono stati adottati i parametri idraulici (velocità, tirante, numero di Froude) ricavati dalle simulazioni della modellistica idraulica con configurazione geometrica interessante la fase di progetto post operam con alveo stabile sistemato.

Normalmente la fondazione della pila è totalmente incassata al di sotto del fondo alveo e da questa spicca solamente la pila, che in occasione delle piene viene investita dalla corrente.

I calcoli degli scalzamenti in corrispondenza delle pile sono stati effettuati facendo riferimento a tale configurazione geometrica, riportata in figura sotto; a favore della sicurezza si è scelto di effettuare i calcoli considerando l'area intorno alla pila come ricolmata con il terreno nativo, e non considerando la sistemazione con scogliera in massi sciolti Rip-Rap come previsto in progetto.

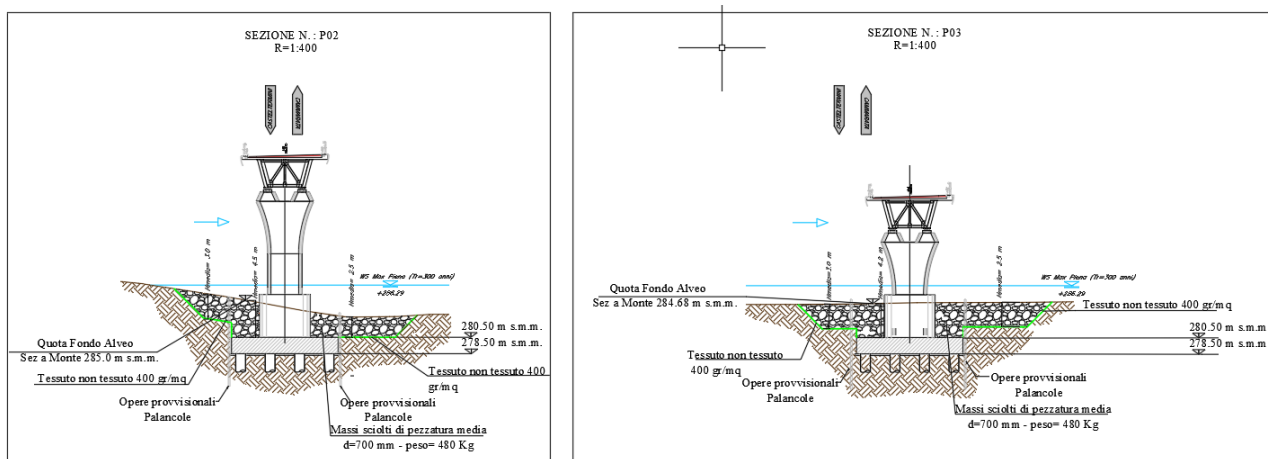


Figura 8-25 Rappresentazione delle pile in sezione

Nei calcoli si sono considerati i valori effettivi del tirante che investe la pila e la velocità ( $V_c$  = velocità nel canale centrale,  $V_s$  velocità nella golena sinistra,  $V_d$  velocità nella golena destra) nell'intorno della pila stessa con riferimento al passaggio del colmo di piena con portata di progetto ( $Tr= 300$  anni).

Le pile P.02 e P.03 presentano uno spiccato in elevazione con pianta a forma ellittica arrotondata

con ingombri esterni, larghezza di 3,10 m ed una lunghezza di 6,20m, che poggiano su un dado di fondazione a forma rettangolare con ingombri esterni di 9,80 x 13,40 m.

Per quanto concerne la granulometria si è fatto riferimento a valori cautelativi assunti per il materiale nativo costituente il fondo, secondo un diametro D50 = 25 mm e D95 = 80 mm.

Tale granulometria è stata ipotizzata per l'intero ammasso in cui sono immersi le strutture di fondazione, a favore della sicurezza giacchè, in base al profilo geotecnico si rileva uno strato di argille marnose (am) da molto consistenti a dure a profondità circa 5 m da pc che pertanto costituiscono il massimo scalzamento atteso fino al raggiungimento del substrato di argille marnose.

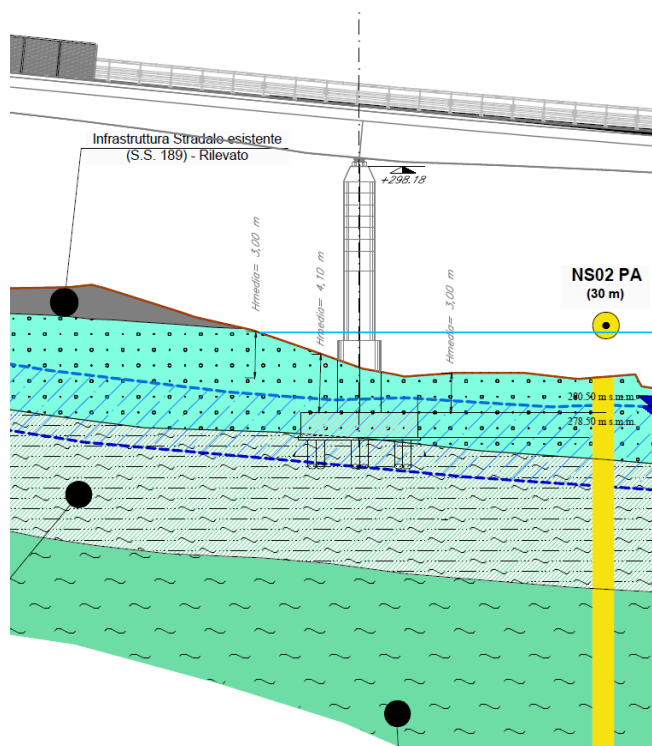


Figura 8-26 Stratigrafia pila 2

### 8.6.1 Sintesi risultati scalzamento pile

Per ciascuna pila il calcolo è stato elaborato considerando la configurazione del sistema pila/blocco di fondazione/gruppo pali senza la presenza delle opere provvisionali.

Nel prospetto riepilogativo dei risultati ottenuti si evidenzia:

La pila n°2, a quota imposta fondazione 278,50 m s.l.m. ed a circa 5,31 m dal piano campagna, per effetto di una piena trecentennale verrebbe interessata da un flusso idrico con tirante di 2,49m.

La stima dello scavo totale in corrispondenza della pila, calcolata con il metodo di sovrapposizione delle componenti di scavo anzi esposto, e nell'ipotesi di assenza di opere provvisionali, è pari a 5.47 m.

Come evidenziato nel prospetto riepilogativo dei risultati di seguito riportato, ne' il blocco di fondazione ne' i pali di fondazione sono coinvolti dal processo di erosione (Contributo Blocco Fondazione e Gruppo pali nullo).

**Il valore di scalzamento per la pila 2, stimato pari a 5,47 m, determina dunque che il processo di erosione sulla pila non interferisce con il piano di imposta delle fondazioni.**

La pila n°3 con una fondazione posta ad una quota di 278,50 m ed a circa 6,27 m dal piano, per effetto di una piena trecentennale verrebbe interessata da un flusso idrico con tirante di 1,53 m.

La stima dello scavo totale in corrispondenza della pila, calcolata con il metodo di sovrapposizione delle componenti di scavo anzi esposto, e nell'ipotesi di assenza di opere provvisionali, è pari a 5.50 m.

Come evidenziato nel prospetto riepilogativo dei risultati di seguito riportato, anche per la pila 3, ne' il blocco di fondazione ne' i pali di fondazione sono coinvolti dal processo di erosione (Contributo Blocco Fondazione e Gruppo pali nullo).

**Il valore di scalzamento per la pila 3, stimato pari a 5,50 m, determina dunque che il processo di erosione sulla pila non interferisce con il piano di imposta delle fondazioni.**

Tabulato di calcolo erosioni localizzate a valle pile in alveo Viadotto su Fiume Platani

Pila Viadotto n°	Elementi strutturali	Sezione	Quota Fondo Alveo Sez a Monte (t=0)		Livello Idrico Sez a Monte (t=0)		Geometria Pila - Fondazione - Pali										Angolo	Larghezza efficace della pila			Fondo	Corrente di monte				Grani fondo alveo		Velocità					Funzioni			Coefficienti			Coefficiente $k_w$ Pile larghe			Aliquota di scavo indotta da			SCAVO TOTALE	Quota Fondo Alveo Sez a Monte (Post Erosione Generalizzata+Localizzata) (Ys)						
			(m.s.l.m.)	(m.s.l.m.)	(m)	(m)	a	L	T	r	h <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>0</sub>	a	S	m		a <sub>proj</sub>	L/b	Forma pila		θ	K <sub>s</sub>	a <sub>proj</sub> = a * cos(θ) + L * sin(θ)	a <sup>3</sup> = K <sub>s</sub> * a <sup>3</sup> * a <sub>proj</sub>	Tipo Fondo Alveo	V <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	Fr <sub>1</sub>	N Froude	Diametro d = d95	Diametro d = d50	d <sub>50</sub>	V <sub>tp</sub>	0,6(g h <sub>0</sub> ) <sup>0,85</sup>	V <sub>c50</sub>	V <sub>1</sub> / V <sub>c50</sub>	V <sub>tp</sub> / V <sub>c50</sub>	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>			0,2 << c < 1,4	0,2 << c < 1,4	Y <sub>1,pla</sub>	Y <sub>1,pe</sub>	Y <sub>1,sp</sub>	Y <sub>s,pla</sub>
P2	Pila	269.8	285.00	286.29	3.10	6.20									2.0	AR	12	1.0000	4.32	4.321	PD	Vd	13	2.44	1.53	0.63	80	25	11.06	2.32	2.21	1.10	5.00	0.58	0.99	0.87	1.00	1.24	1.10	0.49	Transiz.	124	Suberitic	0.81	5.47	0.00	0.00	5.47	279.53			
	Blocco fondazione	269.8	285.00	286.29	8.40	12.80	1.80	4.30	280.50	- 4.26	- 6.06				1.5	SQ	12	0.9667	10.88	10.516	PD	Vd	13	2.44	1.53	0.63	80	25	11.06	2.32	2.21	1.10	5.00	0.43	0.99	0.74	1.10	1.18	1.10	0.18	Larga	336	Suberitic	0.71								
	Pali fondazione	269.8	285.00	286.29								1.20	3.12	4	8.20		CC	12				PD	Vd	13	2.44	1.53	0.63	80	25	11.06	2.32	2.21	1.10	5.00				1.00	0.99	1.10												
P3	Pila	269.8	284.68	286.29	3.10	6.20									2.0	AR	29	1.0000	5.72	5.717	PD	Vs	11	1.79	2.61	0.35	80	25	12.08	3.04	2.42	0.74	5.00	0.62	0.89	0.83	1.00	1.49	1.10	0.84	Transiz.	124	Suberitic	1.00	5.50	0.00	0.00	5.50	279.18			
	Blocco fondazione	269.8	284.68	286.29	8.40	12.80	1.80	4.30	280.50	- 3.18	- 4.98				1.5	SQ	29	0.8659	13.55	11.735	PD	Vs	11	1.79	2.61	0.35	80	25	12.08	3.04	2.42	0.74	5.00	0.48	0.89	0.71	1.10	1.36	1.10	0.31	Transiz.	336	Suberitic	0.88								
	Pali fondazione	269.8	284.68	286.29								1.20	3.12	4	8.34		CC	29				PD	Vs	11	1.79	2.61	0.35	80	25	12.08	3.04	2.42	0.74	5.00				1.00	0.92	1.10												



## 8.7 Criteri di dimensionamento delle protezioni delle pile in alveo

### 8.7.1 Protezione con RIPRAP

Se adeguatamente progettato e utilizzato per la protezione dall'erosione, il riprap ha un vantaggio rispetto alle strutture rigide perché è flessibile quando viene attaccato dalle correnti fluviali, può rimanere funzionale anche se alcune singole pietre possono essere perse e può essere riparato con relativa facilità.

Il riprap adeguatamente costruito può fornire protezione a lungo termine se viene ispezionato e mantenuto su base periodica, nonché dopo eventi alluvionali.

La progettazione di un sistema di contromisure per l'erosione delle pile mediante riprap richiede la conoscenza di:

- alveo e materiale di fondazione;
- condizioni di flusso tra cui velocità, profondità e orientamento;
- dimensione, forma e inclinazione della pila rispetto alla direzione del flusso;
- caratteristiche di dimensione riprap, densità, durata e disponibilità;
- tipo di materiale di interfaccia tra il riprap e la fondazione sottostante.

Il sistema include tipicamente uno strato filtrante, o un tessuto geotessile o un filtro di sabbia e/o ghiaia, specificamente selezionato per la compatibilità con il sottosuolo. Il filtro consente l'infiltrazione e l'esfiltrazione fornendo al tempo stesso la ritenzione delle particelle.

La progettazione del riprap si basa, principalmente, su ricerche condotte in condizioni di laboratorio con poche verifiche sul campo.

#### 8.7.1.1 Dimensionamento RIPRAP

Ci sono almeno una dozzina di equazioni per il dimensionamento del riprap dei piloni di un ponte che possono essere considerati per la progettazione (Lagasse et al. 2007, Melville e

Coleman 2000).

Tipicamente, la stabilità del riprap è espressa in termini di numero di stabilità,  $N_{sc}$ , che viene utilizzato in numerose equazioni.

Questo approccio, che deriva dal lavoro di Isbash (1936), considera l'intensità della turbolenza per determinare la dimensione della roccia (vedi Figura 8-27).

La dimensione dei massi riprap è progettata utilizzando la velocità critica vicino al confine in cui è posizionato il riprap.

Tuttavia, molte delle equazioni di dimensionamento del pier riprap sono versioni modificate delle equazioni di protezione della sponda o del canale e, pertanto, l'uso di questo approccio ha dei limiti quando applicato alle pile del ponte a causa dei flussi fortemente turbolenti vicino alla base di una pila.

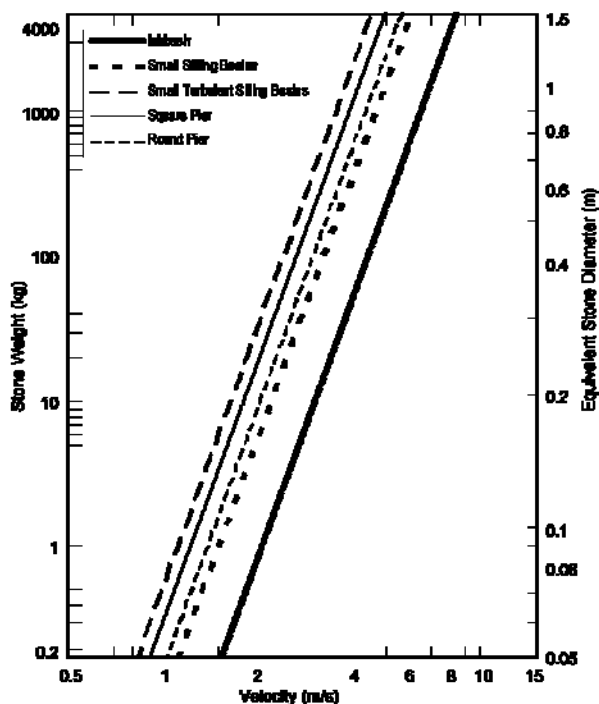


Figura 8-27 Effetto dell'intensità della turbolenza sulla dimensione della roccia utilizzando l'approccio Isbash

Per determinare la dimensione del pietrame da porre ai piedi delle pile del ponte, è stata utilizzata

l'equazione di Isbash riportata sulla circolare di ingegneria idraulica n.23 (seconda edizione) della: Federal Highway Administration (Lagasse et al. 2001)

$$d_{50} = \frac{0.692(V_{des})^2}{(S_g - 1)2g}$$

- dove:
- $d_{50}$  = Diametro medio del pietrame (m)
  - $V_{des}$  = Velocità di progetto a monte della pila (m/s)
  - $S_g$  = Peso specifico di riprap (di solito preso come 2,65)
  - $g$  = Accelerazione di gravità (9,81 m/s<sup>2</sup>)

È importante che la velocità utilizzata nell'equazione rappresenti le condizioni nelle immediate vicinanze della pila considerata, inclusa la possibile restrizione causata dalle spalle del ponte.

Se si utilizza la velocità media del canale,  $V_{avg}$ , quest'ultima deve essere moltiplicata per fattori che sono funzione della forma della pila e della sua posizione nel canale:

$$V_{des} = K_1 K_2 V_{avg}$$

Se è disponibile una distribuzione della velocità derivante da un modello 1-D o direttamente da un modello 2-D, deve essere utilizzato solo il coefficiente di forma della pila:

$$V_{des} = K_1 V_{max}$$

- dove:
- $V_{des}$  = Velocità di progetto (m/s)
  - $K_1$  = Fattore di forma pari a 1,5 per pile circolari o 1,7 per pile quadrate
  - $K_2$  = Fattore di regolazione della velocità per la posizione nel canale (varia da 0,9 per pile vicino alla sponda a 1,7 per pile situate in curva)
  - $V_{max}$  = Velocità massima nel canale attivo (m/s)

Una volta stabilita la dimensione, è possibile selezionare una classe di granulometria standard.

Utilizzando dimensioni standard, è possibile ottenere la gradazione appropriata selezionando la classe dimensionale successiva di dimensioni maggiori, creando così un'installazione riprap leggermente sovradimensionata, ma economicamente meno costosa.

### 8.7.1.2 Disposizione del Riprap

Sulla base delle informazioni derivanti dal progetto NCHRP 24-07 "Countermeasures to Protect Bridge Piers from Scour" ("Contromisure per proteggere le pile dei ponti da erosione"), è stato dimostrato, che la protezione con riprap performa al meglio se estesa attorno alla pila ad una distanza pari a 2 volte la larghezza della pila in tutte le direzioni (Lagasse et al 2007).

Nel caso di pile multiple, l'estensione laterale della protezione deve essere aumentata in proporzione al potenziale di abrasione aggiuntivo.

E' raccomandabile moltiplicare l'estensione della protezione per un fattore  $K_{un}$ , che è funzione della larghezza (a) e della lunghezza (L) della pila (o pila inclinata) e dell'angolo di inclinazione  $\alpha$  come indicato di seguito (Richardson e Davis 2001):

$$K_{\alpha} = \left( \frac{a \cos \alpha + L \sin \alpha}{a} \right)^{0.65}$$

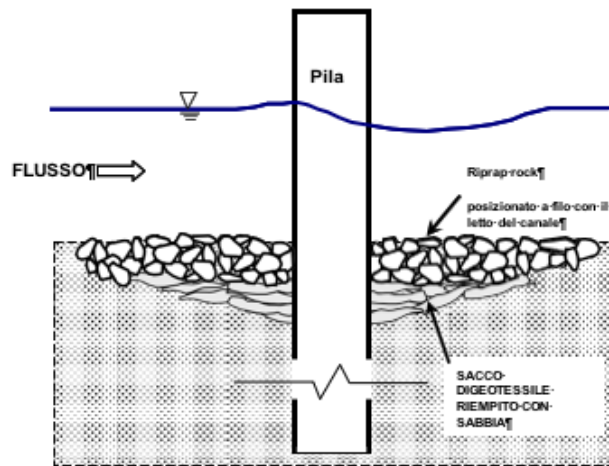


Figura 8-28 Diagramma schematico che mostra il filtro del contenitore geotessile riempito di sabbia sotto il riprap

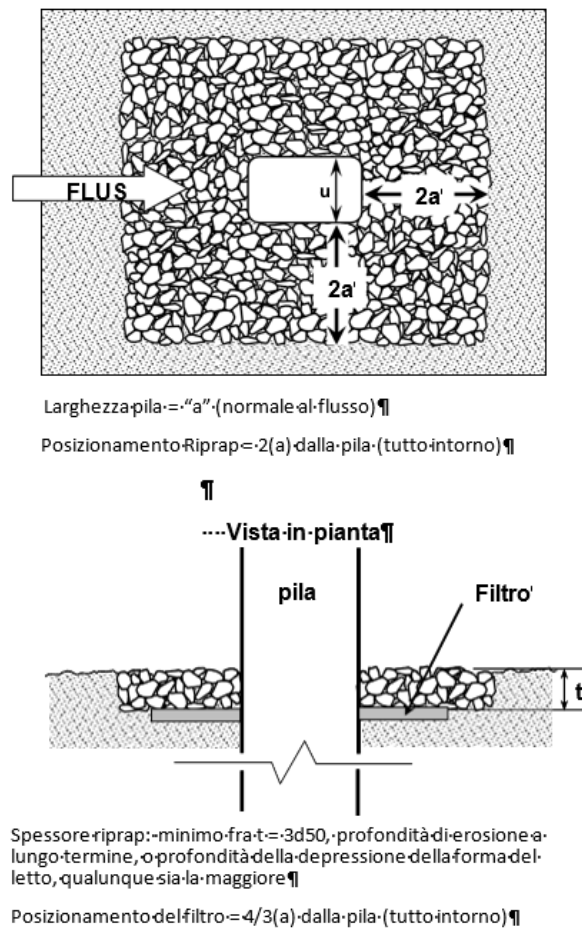


Figura 8-29 Schema di layout riprap per la protezione della pila

## 8.8 Sistemazione Pile in alveo viadotto su Fiume Platani

Nella tabella di seguito sono riportate le dimensioni del rivestimento con scogli alla rinfusa tipo RIP-RAP, calcolato con l'equazione di Isbash descritta precedentemente.

Forma della Pila	K <sub>1</sub>
Pile circolari o arrotondate CC	1.5
Pile rettangolari o squadrate RR	1.7

Tabella 1 – Fattore K<sub>1</sub>

Fattore velocità	K <sub>2</sub>
Pile vicino banchina in allineamento corrente	0.9
Pila lungo flusso principale	1.7

Tabella 2 – Fattore K<sub>2</sub>

Tabulato di dimensionamento RIPRAP pile in alveo -

Pile in alveo Viadotto sul fiume Platani

Viadotto	Sezione	Pila n°	Angolo pila/corrente q (°)	Geometria Pila		Corrente di monte		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	Pietrame Diametro D <sub>50</sub> (m)	Scogli progetto D <sub>50</sub> (m)	
				forma pila	Larghezza b (m)	Velocità V <sub>m</sub> (m/s)	Tirante y <sub>1</sub> (m)					
Viadotto sul Platani	269.8	P2	24	CC	3.10	Vd	2.44	2.49	1.5	0.90	0.23	0.70
Viadotto sul Platani	269.8	P3	37	CC	3.10	Vs	1.79	1.53	1.5	0.90	0.12	0.70

Il diametro del pietrame di protezione, da collocare nell'intorno della pila, varia da 0,16 a 0,25 m.

A favore della sicurezza, si è previsto di collocare nell'intorno delle pile scogli alla rinfusa con diametro medio di 0,70 m in analogia ad altri interventi previsti in progetto posti, allo sbocco dei tombini.

La disposizione della protezione in Riprap è stata effettuata seguendo i criteri esposti al paragrafo 8.7.1.2: la protezione con riprap è stata estesa attorno alla pila ad una distanza pari a 2 volte la larghezza della pila in tutte le direzioni.

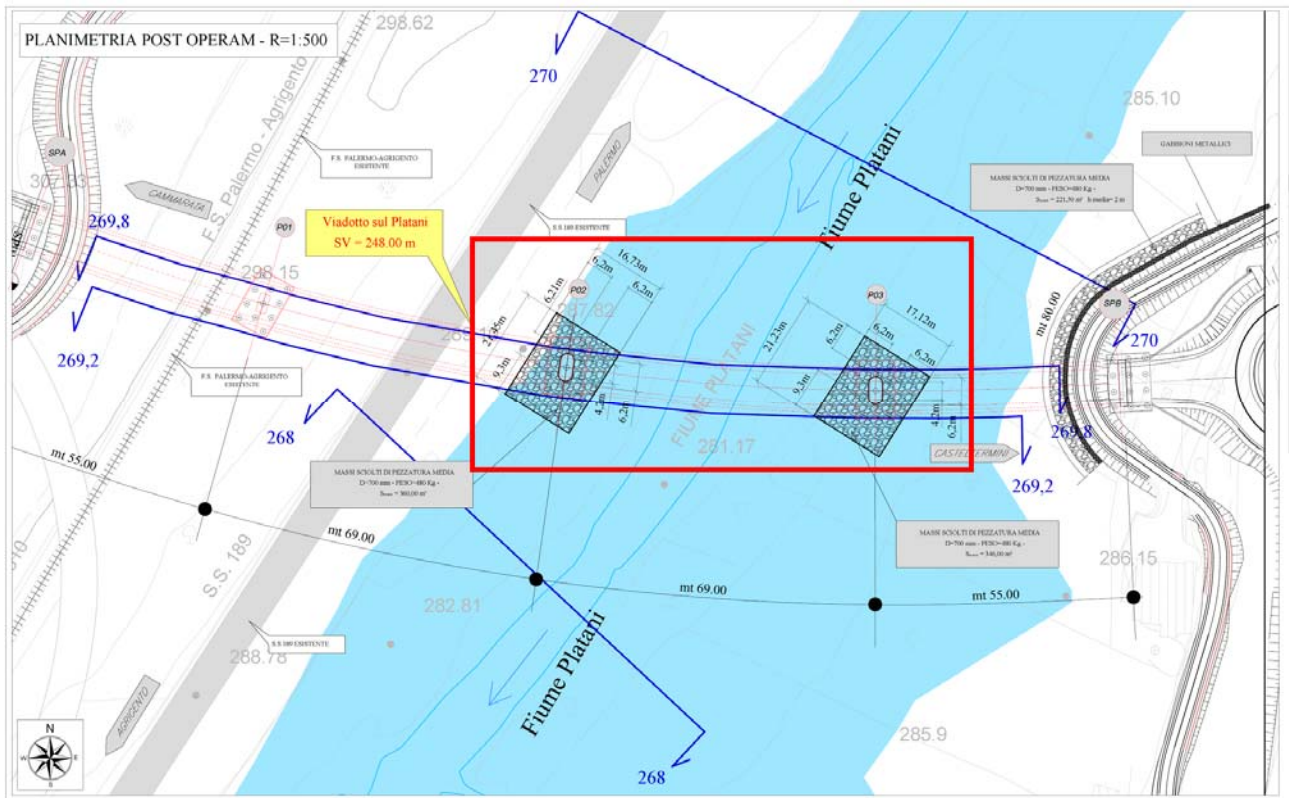


Figura 8-30 Planimetria post Operam Viadotto sul Platani: in rosso si evidenzia l'estensione in pianta della protezione in riprap.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sezioni delle pile con l'indicazione della protezione in riprap.

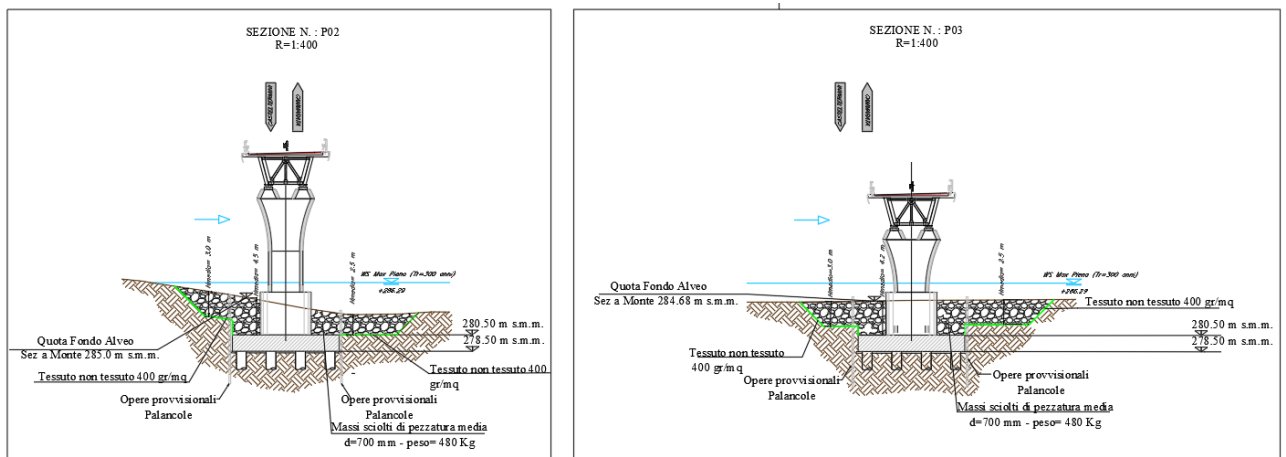


Figura 8-31 Sezione Protezione in riprap per le pile 2 e 3.

## 9 TRATTAMENTO ACQUE PRIMA PIOGGIA

### 9.1 Premesse

Oggetto del presente capitolo è la definizione delle caratteristiche dell'inquinamento idrico derivante dal dilavamento operato dalle acque meteoriche precipitate sulla piattaforma stradale e l'individuazione dei processi necessari al contenimento degli effetti di queste acque sull'ambiente.

Nel caso specifico in esame, la scelta di porre in essere dispositivi di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento delle superfici stradali, non discende dalla previsione di un traffico medio giornaliero elevato associata ad estese superfici di drenaggio che possono generare elevate concentrazioni di sostanze inquinanti nello scarico, ma dalla esigenza di ottemperanza alle richieste avanzate dall'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente ARPA, nell'ambito della Conferenza dei Servizi decisoria asincrona finalizzata all'approvazione del progetto definitivo, che richiedeva "...la predisposizione di idonei sistemi di trattamento (dissabiatura e disoleatura), garantendo l'efficacia del sistema anche in presenza di eventi meteorici particolarmente intensi e/o reiterati, adottando sistemi di allarme in remoto che segnalino lo stato di riempimento/saturazione dei livelli di raccolta dei fanghi/materiali e degli olii/combustibili, o idoneo piano di manutenzione programmata che garantisca da parte dell'Ente gestore il necessario svuotamento e pulizia. Inoltre detti presidi idraulici dovranno essere collocati al di fuori delle aree di esondazione del fiume Platani in modo da evitare che gli stessi siano resi inutilizzabili nel momento di maggiore necessità."

Le acque meteoriche di dilavamento di prima pioggia, sono di principio escluse dalla normativa sugli scarichi (Art. 113 D.Lgs n°152/2006, 1° comma) e sono disciplinate dalle Regioni.

In merito la Regione Sicilia non ha legiferato sulla opportunità di trattare tali acque.

### 9.2 Inquinamento delle acque di piattaforma

#### 9.2.1 Origine dell'inquinamento

Gli apporti di inquinanti che si ritrovano nelle acque di dilavamento possono essere



suddivisi, sulla base della loro origine, in due categorie:

1. apporti di origine terrestre
2. apporti di origine atmosferica

Gli apporti inquinanti di origine terrestre, a loro volta, sono suddivisibili in:

1. inquinanti da sorgente diretta
  - a. idrocarburi: da oli e carburanti
  - b. piombo: dai carburanti
  - c. gomma: dall'usura dei pneumatici
  - d. ossidi di azoto: dai gas di scarico
  - e. metalli:
    - i. zinco, cadmio, rame, cobalto dall'usura dei pneumatici
    - ii. titanio, cromo, alluminio dalle parti metalliche
2. inquinanti da sorgente indiretta
  - a. cemento ed asfalto: dall'erosione della carreggiata
  - b. piombo: dalle vernici della segnaletica orizzontale
  - c. sabbia e sali antigelo (NaCl, CaCl<sub>2</sub>, KCl)



Gli apporti atmosferici derivano dalle attività industriali e dalla combustione

1. centrali termiche
2. riscaldamento
3. traffico veicolare

sono caratterizzati da gas e polveri e generano una elevata dispersione dell'inquinamento atmosferico; in sostanza, sulla base delle origini, l'inquinamento atmosferico si può così suddividere:

1. da contaminazione di metalli pesanti
2. da composti azotati
3. da precipitazioni meteoriche spesso acide.

Riferendosi all'inquinamento complessivo, Solidi sospesi, COD, Idrocarburi si trovano prevalentemente negli apporti di origine terrestre mentre in quello di origine atmosferica sono predominanti i metalli pesanti.

#### 9.2.2 Composizione dell'inquinamento

L'inquinamento veicolato in tempo di pioggia è essenzialmente fissato sui solidi sospesi decantabili; i valori che sono stati estrapolati per ambienti urbani (CERGRENE – FRANCE) sono da considerarsi equivalenti a quelli riscontrabili in ambito stradale.

La tabella seguente indica le percentuali degli inquinanti fissati ai solidi sospesi decantabili:

Parametro	%
COD	83 – 92
BOD	90 – 95
TKN	65 – 80
Idrocarburi	82 – 99
Piombo	97 – 99

La distribuzione granulometrica del particolato è stata valutata da diversi autori:

Tipologia bacino	granulometrica del particolato	Riferimento
Urbano	70 – 80 % < 100 µm	CERGRENE
Autostrada	49 % < 12,5 µm	BALADES
Autostrada	90 % < 80 µm	SETRA

Analisi fatte dal CERGRENE in ambito urbano hanno indicato la densità media delle particelle:

Dimensioni delle particelle	Densità media
< 100 µm	2,6
> 100 µm	1,4 – 1,7

Sempre nello stesso ambito, il CERGRENE ha indicato valori di velocità di decantazione di queste particelle che sono superiori a quelle ottenibili, per via teorica, con la formula di Stokes, questo può indicare la presenza di fenomeni di coesione tra le particelle.

Abbattimento dei solidi sospesi (%)	Velocità di decantazione (m/h)
80	0,73 – 2,4
50	5,5 – 9,0
20	22 - 35

### 9.2.3 Impatto sui corpi ricettori

Sulla base delle differenti modalità di immissione degli inquinanti nei corpi ricettori, si possono individuare tre possibili effetti:

1. **Effetto cumulativo:** è dovuto all'immissione continua di inquinanti e causa il progressivo degrado della qualità del corpo ricettore; le conseguenze sono:

- Modifica del regime del fiume
- Distruzione delle zone di riproduzione
- Accumulo progressivo dei microinquinanti nella fauna (pesci, molluschi...)

2. **Effetto choc:** è dovuto alla forte immissione accidentale di inquinanti; le principali conseguenze sono:

- Mortalità della fauna ittica
- Compromissione delle attività turistica e di svago
- Alterazione delle caratteristiche a deterioramento delle caratteristiche richieste per l'uso potabile

3. **Effetto di stress:** è l'effetto che si verifica sulle popolazioni del corpo ricettore:

- Alterazione della fauna acquatica
- Compromissione della riproduzione delle popolazioni acquatiche.

### 9.2.4 L'inquinamento accidentale

Le sostanze pericolose veicolate, in particolar modo, dalle piattaforme stradali possono essere:

- Sostanze leggere non miscibili (carburanti)
- Sostanze non miscibili pesanti
- Sostanze miscibili con l'acqua
- Sostanze presenti in piccole quantità
- Prodotti gassosi liquefatti.

Le quantità di inquinanti dovuti agli sversamenti accidentali, costituiscono una parte significativa degli sversamenti totali:

Tipo di sversamento	incidenza sullo sversamento totale (%)
Perdita totale del carico	25%
Perdita parziale del carico	75%

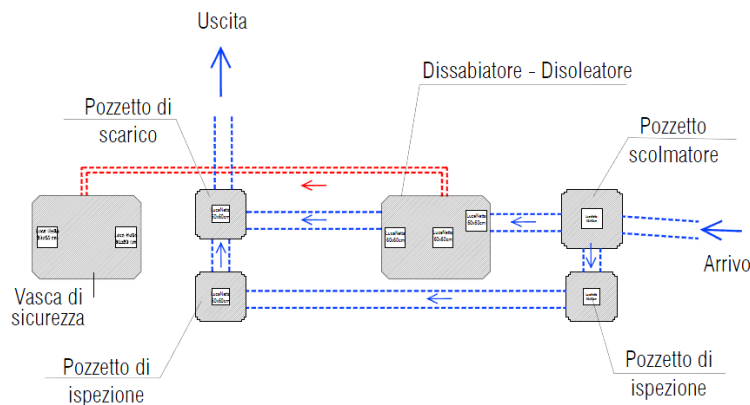
### 9.3 La funzionalità e lo schema di trattamento delle acque di prima pioggia

Al fine di preservare i corpi ricettori dagli effetti inquinanti delle acque di piattaforma e più in generale delle acque meteoriche di dilavamento, la normativa sulla tutela delle acque (D.Lgs 152/2006 e s.m.i.) impone il rispetto dei limiti di concentrazione di sostanze inquinanti allo scarico.

Per il rispetto di tali limiti sono stati negli ultimi anni adottati a salvaguardia dei corpi ricettori gli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia, i cui principi di progettazione e prestazione sono normati dalla UNI-EN 858-2:2004 ed UNI EN 858-1:2005.

Le parti che compongono gli impianti di trattamento, conformemente alla norma UNI EN 858-1:2005 sono sostanzialmente due:

1. Sedimentatore: parte di impianto in cui il materiale (fango, limo, sabbia) sedimenta;
2. Separatore/disoleatore: parte di impianto che separa, trattenendolo, il liquido leggero dalle acque di dilavamento.



Lo schema di trattamento adottato, ampiamente consolidato in letteratura, prevede il trattamento in continuo della portata di prima pioggia, così come definita dalla norma corrispondente ad un evento meteorico corrispondente a 5 mm in 15 minuti, per tutto il tempo necessario fino all'esaurimento dell'evento meteorico. Lo schema si caratterizza per:

- la scelta di trattare un valore prefissato di portata bypassando la parte eventualmente in eccesso: il sistema non richiede bacini di laminazione ma solo un bypass. Più elevato è il valore di portata trattato maggiore è il volume complessivamente depurato
- la scelta di rimuovere in modo elevato le sostanze leggere (per gli idrocarburi si possono ottenere rendimenti attorno al 99%) ed un valore medio dei solidi sedimentabili (50 % circa);
- la scelta di dotare l'impianto di un volume di stoccaggio complessivo, disponibile all'invaso ed intrappolamento di una ipotetica "Onda nera" di 70 mc; volume statico disponibile indipendente dai dimensionamenti per sedimentazione e disoleatura.

Questa soluzione presenta diversi vantaggi:

- permette la rimozione della quasi totalità delle sostanze leggere e di una parte significativa dei solidi sedimentabili.
- consente di intrappolare all'interno del manufatto le sostanze leggere senza che queste vengano in alcun modo trascinate all'esterno nello scarico.

- c. garantisce una costanza del rendimento epurativo in quanto questi impianti sono dimensionati specificatamente per questi scopi.
- d. consente una riduzione degli spazi necessari: i manufatti possono essere posizionati non sotto la sede stradale ma in piazzole in modo che le operazioni di manutenzione degli impianti non interferiscano con il traffico.
- e. non presenta una complicazione della gestione poiché l'impianto è di tipo statico.

Lo schema di impianto prevede:

1. la scolmatura delle portate eccedenti quelle previste per il trattamento;
2. il bypass di queste portate;
3. una sezione di decantazione;
4. una sezione di separazione degli idrocarburi tramite la tecnica tipica a coalescenza del tipo lamellare;
5. il contenimento degli scarichi accidentali con apposito dispositivo a galleggiante che attraverso uno skimmer consente di intrappolare l'onda nera di materiale galleggiante sia nella vasca di prima pioggia, volume di ritenuta 35 mc, che nella vasca di sicurezza di 35 mc, per un volume complessivo di 70 mc.

#### 9.4 Le previsioni di progetto

Il progetto prevede il trattamento, secondo uno schema modulare descritto nel paragrafo precedente, delle acque di prima pioggia, in corrispondenza degli svincoli in progetto. L'acqua raccolta dai collettori che corrono sotto la piattaforma stradale è convogliata agli impianti di trattamento collocati in adiacenza alla strada e vicino al bacino di dispersione finale.

Per ogni sezione modulare indipendente si sono già calcolate nel paragrafo "Portate di drenaggio delle acque meteoriche e prima pioggia sulla piattaforma stradale" le portate massime XQ generate da uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni e la frazione di questa, Qn

definita di prima pioggia (5 mm in 15 minuti), da ritenere inquinata e pertanto inviare a trattamento. Nello schema di funzionamento adottato tutto l'afflusso meteorico incidente sull'area di sedime stradale viene raccolto e convogliato verso l'impianto di trattamento.

L'impianto consente il trattamento in continuo di una portata  $Q_{imp}$  per tutto il tempo necessario all'esaurimento dell'evento meteorico e non già del solo volume di prima pioggia caduto nei primi 15 minuti.

**Rendimenti: Il dimensionamento deve garantire, nelle acque in uscita, un tenore di idrocarburi liberi e non emulsionati < 5 mg/l, in linea con la tabella 3, Acque di scarico – valori limite di emissione All. 5, P. Terza, D.Lgs n. 152 del 03.04.06, per "Idrocarburi Totali".**

Con riferimento ai simboli di portata sopra citati, si riportano di seguito, le identificazioni degli impianti di trattamento, previsti in progetto, per ogni singolo tratto elementare dell'intero tracciato stradale, con i valori di portata massima al colmo, portata di prima pioggia e portata di dimensionamento dell'impianto.

**TABELLA RIEPILOGATIVA PRESIDI IDRAULICI**

Codice impianto	Tratto Corsia	Area intercettata [ mq ]	Progressiva impianto [ m ]	Progressiva iniziale [ m ]	tratta drenata finale [ m ]	Portata acque di piattaforma		
						massima meteorica $X_Q$ [l/s]	prima pioggia $Q_n$ [l/s]	nominale impianto $Q_{imp}$ [l/s]
PI 01	Ramo 5-Rot.1	3.119	0+163	0+000	0+163	138,9	13,6	15
PI 02	Viadotto 1-Ramo7	3.194	0+280	0+020	0+290	146,9	16,3	20
PI 03	Ramo 6 - Rot.3	2.339	0+519	0+400	0+519	102,8	10,1	15

All'impianto di sedimentazione e disoleazione arriva in continuo una portata massima, pari alla portata nominale di calcolo dell'impianto, carica di eventuali solidi sospesi sedimentabili e oli e/o idrocarburi.

Il manufatto è costituito da un manufatto prefabbricato compatto, con esclusivo funzionamento a



gravità, in cui le due fasi di trattamento sono integrate.

Il liquame in ingresso per mezzo di uno speciale frangiflutti che distribuisce il carico in superficie arriva nel sedimentatore/dissabbiatore dove grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, il liquame passa da un moto turbolento ad un moto laminare permettendo così una corretta separazione delle sostanze sedimentabili.

Successivamente il liquame mediante un percorso obbligato si avvia verso la separazione degli oli e degli idrocarburi, tutti i disoleatori sono in classe I dotati di filtrazione a coalescenza.

I filtri saranno posizionati su supporti speciali in acciaio inox AISI304 e saranno facilmente raggiungibili dalle ispezioni per una corretta manutenzione e pulizia grazie anche alla possibilità di una completa estrazione.

L'acqua così trattata, verrà scaricata nel corpo ricettore attraverso una tubazione d'uscita con pescaggio a  $\frac{3}{4}$  della vasca in modo da evitare fuoriuscita di particelle oleose presenti in superficie e di eventuali residui di sabbie\limo presenti sul fondo.

Inoltre gli impianti prevedono l'installazione di dispositivo otturatore automatico con galleggiante in acciaio inox AISI 304 idoneo all'utilizzo nei separatori di liquidi che rispettano le prescrizioni della norma UNI EN 858-1, i quali all'occorrenza (sversamenti accidentali) limitino/evitino la fuoriuscita di sostanze oleose. A monte dell'otturatore automatico è inserito uno scarico automatico oli tipo Skimmer Galleggiante, che consente di intercettare gli oli galleggianti intrappolati e rigurgitati a monte nella vasca di prima pioggia (V= 35 mc), e inviarli, con apposita tubazione del DN 150 in PEad PN 6, nella vicina vasca di sicurezza (V = 35 mc).

In condizioni ordinarie con eventi meteorici che trascinano dalla piattaforma stradale materiali grossolani in sospensione ed eventuali particelle di oli e grassi adesi al materiale trasportato, nel primo comparto si raccolgono i materiali sedimentabili mentre nel vano a monte dell'otturatore si raccolgono i materiali galleggianti che periodicamente verranno raccolti e inviati a centri speciali di trattamento. In occasione di sversamenti accidentali i volumi dell'onda nera vengono

intrappolati e raccolti sia nel dissabbiatore-disoleatore, nel cui interno è posizionato l'otturatore automatico, sia nella vasca di sicurezza. Il volume disponibile all'intrappolamento di eventuali oli e idrocarburi scolmati nel tempo o in occasione di uno sversamento accidentale di liquidi inquinanti sulla piattaforma stradale risulta complessivamente pari a 70 mc (35 mc disoleatore-dissabbiatore + 35 vasca sicurezza).

Le risultanze degli atti del workshop "Presidi idraulici e vasche di sicurezza in ambito stradale" organizzato dal Ministero dell'Ambiente e dall'ANAS, consigliano di adottare per le vasche di sicurezza un volume non minore a circa 60 mc, superiore al volume che una autocisterna è in grado di trasportare a pieno carico e quindi da invasare nella malaugurata ipotesi di incidente con riversamento del carico.

Il trasporto del carburante su autocisterne prevede una serie di procedure e sistemi finalizzati all'efficienza del trasporto, alla garanzia dell'effettiva quantità trasportata e alla sicurezza. A causa della natura infiammabile, i carburanti vengono classificati come merce pericolosa e il loro trasporto su strada è pertanto regolamentato dall'A.D.R.

A.D.R. è l'acronimo di Accord Dangereuses Route, sintesi di "*Accord europeen relatif au transport international des marchandises dangereuses par route*", cioè l'accordo europeo relativo ai trasporti internazionali di merci pericolose su strada. Si occupa della classificazione delle sostanze pericolose e fornisce le prescrizioni sulla progettazione, costruzione degli impianti che ne gestiscono il trasporto.

L'ottimizzazione logistica del trasporto punta a massimizzare la quantità di carburante trasportata dalla singola autocisterna, che però non può superare un peso massimo di 44 tonnellate (comprensivo di motrice e semirimorchio). Il veicolo-cisterna consiste in un serbatoio vincolato ad una struttura autoportante. I semirimorchi hanno una lunghezza massima complessiva di circa 11m, una massa a vuoto massima di circa 6 tonnellate e una capacità geometrica massima di 45000 litri.



### 9.5 Scelta del sistema con manufatti prefabbricati

Al fine di semplificare ed ottimizzare il sistema realizzativo dell'impianto, particolarmente complesso se realizzato in opera, sono disponibili oggi sul mercato dei moduli prefabbricati in cui sono conglobate tutte le sezioni descritte nel paragrafo precedente, totalmente premontati con tempi di posa e, quindi, di occupazione del cantiere estremamente ridotti.

I sistemi, costruiti in officina, garantiscono la massima cura nella costruzione e nel montaggio, sono eliminati gli errori di costruzione.

Gli interventi richiesti all'impresa sono solamente la realizzazione dello scavo, del piano di posa, la posa del manufatto, il rinterro e il collegamento in ingresso ed uscita.

I sistemi sono composti da vasche prefabbricate di dimensioni cm. 246x670xh250+20 DN 50 l/s; 180x470xh200+20 DN 20 l/s.

Le vasche sono realizzate in calcestruzzo armato strutturale, rinforzate con pilastri verticali e puntoni orizzontali in acciaio inox, con materiali certificati CE, calcestruzzo in classe di resistenza a compressione C45/55 (RCK 55N/mm), conforme alle prescrizioni previste nella norma UNI EN 206-1 per le classi di esposizione XC4 (resistente alla corrosione indotta da carbonatazione), XS3-XD3 (resistente alla corrosione indotta da cloruri anche di provenienza marina), XF3 (resistente

all'attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti), XA2 (resistente ad ambienti chimici aggressivi nel suolo naturale e nell'acqua presente nel terreno), armature interne in acciaio ad aderenza migliorata controllate in stabilimento, fibre d'acciaio e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C. Sono monolitiche, senza giunti di alcun tipo, in modo da garantire una perfetta tenuta idraulica. Le vasche devono essere progettate con l'ipotesi di calcolo adottato di vasca vuota (assenza di contropinta dell'acqua) e con interro fino a notevole profondità. Per quanto riguarda la verifica sismica si fa riferimento alla vigente normativa D.M. 14/01/2008.

Tutti i disoleatori dovranno essere marcati CE secondo la UNI EN 858-1 ed essere corredati di Dichiarazione di prestazione nonché di Certificazione RESISTENZA CHIMICA delle superfici interne secondo: UNI EN 858-1 rilasciato da organo esterno.

Il processo del trattamento, strutturato e dimensionato secondo quanto sopra descritto, deve essere in grado di garantire il rispetto della capacità depurativa adeguata al raggiungimento dei limiti allo scarico delle acque recapitanti in corsi d'acqua secondo quanto indicato in Tab. 3 dell'allegato 5 Parte III del D.Lgs. n. 152/06 per lo scarico in acque superficiali; secondo la tipologia di piazzale considerata e le caratteristiche degli inquinanti dilavati a concentrazioni compatibili con i processi produttivi del sito.

La soluzione proposta prevede:

1. Sezione di trattamento in elementi monoblocco in CAV così da avere la migliore costruzione possibile dei sistemi di trattamento senza montaggi in loco e in modo da concentrare in un unico punto gli interventi di manutenzione.
2. Una minore occupazione di suolo per la realizzazione dell'impianto.

Il sistema di trattamento prevede la costruzione di un pozzetto scolmatore in testa all'impianto dotato di un regolatore di portata così da poter inviare al trattamento una portata massima pari a quella di dimensionamento del separatore e da sfiorare la parte in eccesso inviandola al by-pass dell'impianto.

Il decantatore – separatore di idrocarburi comprende:

- Uno scomparto decantatore
- Uno scomparto separatore

L'uscita del separatore è protetta da un otturatore automatico posto in corrispondenza di un accesso e comprende un galleggiante in polietilene.

Il separatore assicura il pretrattamento delle acque inquinate dagli idrocarburi leggeri per coalescenza attraverso strutture alveolari in polipropilene. Queste strutture sono ispezionabili in modo da facilitare la manutenzione e la gestione; sono anche asportabili in caso di manutenzione straordinaria.

Le cellule alveolari, permettono, grazie alla loro grande superficie efficace, di ottenere un coefficiente di separazione elevato, associato ad una migliore alimentazione idraulica con un corretto regime idraulico.

**L'apparecchiatura è dimensionata per permettere uno scarico in termini di idrocarburi liberi inferiore a 5 mg/l nelle condizioni di prova previste dalla norma EN 858-1.**

## 9.6 Parametri di dimensionamento

Per il dimensionamento degli impianti si fa riferimento alle norme EN 858 parte 1 e 2.

Si adottano separatori in classe Ib – separatori in classe I con by-pass.

Il dimensionamento è imposto dalla norma EN 858 parte 1 e 2, a cui si dovranno adeguare i fornitori dei dissabbiatori-disoleatori prefabbricati. Il manufatto oltre ad assicurare i valori dimensionali di volumi di decantazione e disoleazione, prescritti dalla norma deve prevedere un volume di intrappolamento dell'onda nera di 70 mc in due vasche separate.

Di seguito si riportano i valori prescritti dalla norma.

Comparto decantatore

Ci si è attenuti alla prescrizione della norma EN 858 parte 2 paragrafo 4.4 prospetto 5 che, per il caso in questione (presenza ridotta di fango) richiede un volume specifico di decantazione di 100 l/(l/s taglia nominale).

Comparto separatore

Applicando la formula di dimensionamento riportata dalla norma EN 858 parte 2 paragrafo 4.3.1:

$$NS = (Q_f + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

dove:

NS = dimensione nominale del separatore

Q<sub>f</sub> = portata massima dell'acqua piovana applicata al separatore

Q<sub>s</sub> = portata massima delle acque reflue (nel caso assenti)

f<sub>d</sub> = fattore di massa volumica per il liquido leggero (nel caso in esame =1)

f<sub>x</sub> = fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico

La dimensione nominale del separatore coincide con la portata di trattamento (assenza di acque reflue di processo e presenza di sole acque meteoriche di dilavamento).

Il calcolo della superficie efficace del sistema coalescente viene effettuato, applicando un carico idraulico superficiale che può variare tra i 5 ed i 7 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h

## Rendimenti

**Il dimensionamento garantisce un tenore di idrocarburi liberi e non emulsionati < 5 mg/l nelle acque trattate secondo la procedura di prova delle norme EN 858-1.**

**Sistema di separazione sabbie e liquidi leggeri UNI EN 858-1 Classe I – Portata 20 l/s.**

**Sistema di separazione sabbie e liquidi leggeri UNI EN 858-1 Classe I – Portata 50 l/s.**

## 9.7 Pozzetto scolmatore e pozzetti di linea

In testa ad ogni impianto è previsto un pozzetto scolmatore che ha la funzione man mano che arrivano all'impianto, dalla piattaforma stradale, valori di portata via via crescenti:

inviare prioritamente le acque di prima pioggia all'impianto di trattamento, fino al valore massimo della portata nominale di trattamento dell'impianto  $Q_{imp}$ , che è di gran lunga superiore alla portata di prima pioggia  $Q_n$ ;

all'aumentare delle portate in arrivo, sfiorare la parte eccedente la portata nominale dell'impianto, verso il bacino di dispersione a valle dell'impianto.

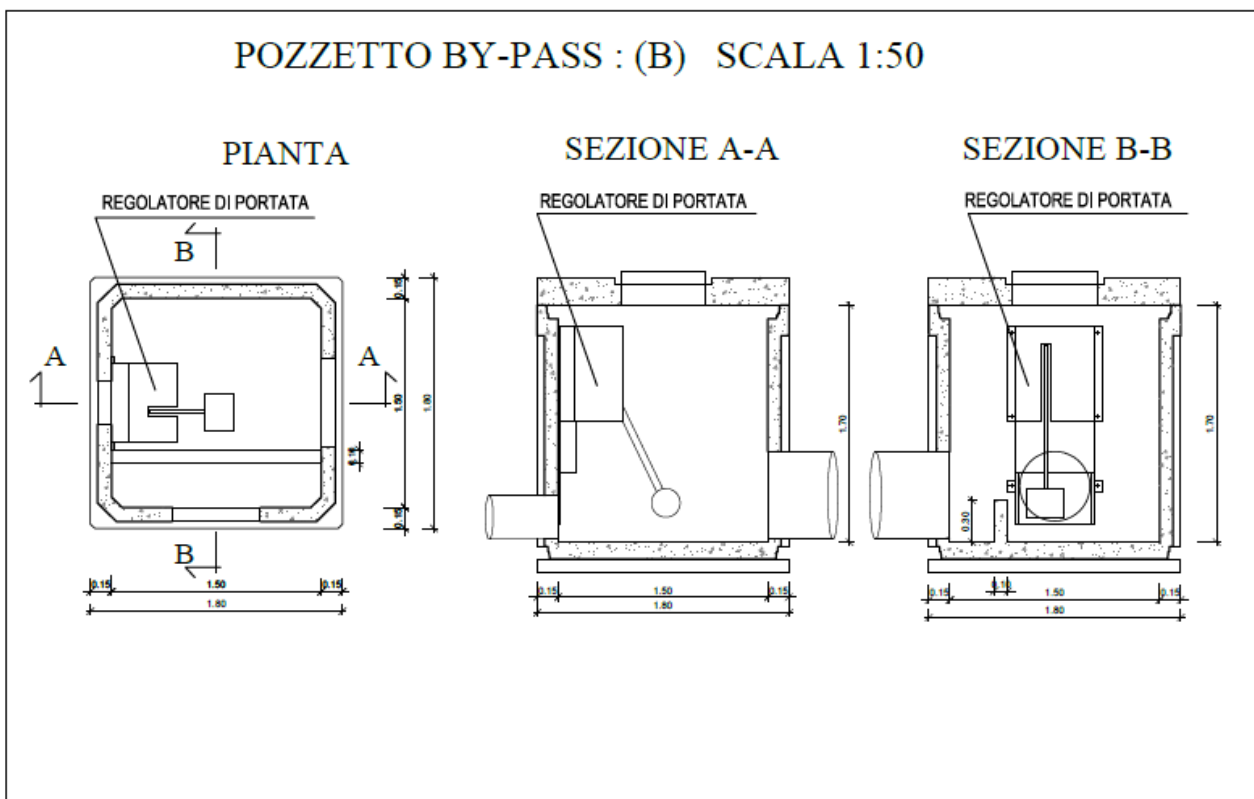
Il pozzetto scolmatore è equipaggiato al suo interno con una paratoia a galleggiante posta a quota fondo pozzetto, in fregio all'uscita della tubazione di alimentazione dell'impianto di trattamento. Alla stessa quota fondo pozzetto è posizionata la generatrice inferiore della tubazione di arrivo dalla piattaforma stradale, mentre a valle di uno stramazzo con soglia di sfioro posta a 30 cm dal fondo imbocca la tubazione di sfioro delle portate eccedenti le portate di prima pioggia da trattare.

La paratoia a galleggiante è tarata per assicurare il passaggio verso valle di una portata massima  $Q_{imp}$  (50 l/s); in relazione alla portata in arrivo, tramite uno scudo a ghigliottina a luce variabile, si instaura un tirante idrico a monte di essa nel pozzetto. All'aumentare della portata in arrivo oltre il valore di taratura, la portata in uscita si mantiene costante regolata dalla luce a ghigliottina, mentre aumenta il tirante idrico a monte fino ad attivare l'uscita laterale attraverso la soglia di sfioro posta a quota più in alto.

Le paratoie a galleggiante sono in acciaio inox 304L, con ghigliottina mobile collegata ad un galleggiante con braccio frontale, con il telaio da fissare alla parete in calcestruzzo e luce di passaggio  $D_n250$  con innesto DN 300 per portata di regolazione 50/20 l/s.

Il regolatore di portata è posizionato all'interno di un pozzetto prefabbricato in CAV dalle dimensioni interne in pianta di 1,50 x 1,50 m, spessore pareti 15 cm, altezza variabile con un

minimo di 1,70m, con predisposizione sul fondo di setto per formazione soglia di fondo.



Lo schema idraulico di flusso prevede normalmente da monte verso valle, un pozzetto di arrivo, un pozzetto scolmatore by-pass, un pozzetto di uscita dal trattamento, tutti prefabbricati dalle identiche dimensioni. La tubazione in arrivo è del tipo corrugato in prolipopilene con diametro variabile in relazione al sistema di collettamento delle acque di piattaforma da DN 630 a DN 500 le tubazioni in ingresso e uscita dall'impianto di trattamento sono sempre della stessa tipologia con DN 300 (per  $Q_{imp} = 50-20$  l/s), la tubazione in uscita è normalmente della stessa tipologia e DN di quella in arrivo.