



## DIPARTIMENTO VII - VIABILITA' E INFRASTRUTTURE VIARIE

### PRUSST ASSE TIBURTINO

RADDOPPIO VIA TIBURTINA FINO AL C.A.R.  
ALLARGAMENTO VIA TIBURTINA A 4 CORSIE  
DA ALBUCCIONE FINO AL C.A.R.

### PROGETTO ESECUTIVO

1° LOTTO FUNZIONALE DAL Km 1+788 AL Km 3+227

#### RELAZIONI SPECIALISTICHE

#### RELAZIONE IDROGEOLOGICA - IDRAULICA

ELABORATO

1.130

COD. ELABORATO:

ATEGERL06A

NOME FILE:

1.130\_ATEGERL06A.doc

SCALA

-

RESPONSABILE  
DELL'ISTRUTTORIA

Dott. Ing. ANDREA RUGGERI

PROGETTISTA

**ViA**



COORDINATORE DEL GRUPPO  
DI PROGETTAZIONE:

ING. F. NICCHIARELLI

PROGETTISTI:

ING. G. PIAZZA  
ING. M. DI GIROLAMO  
ARCH. M. ROSSI  
ING. E. DI PLACIDO  
ING. S. ZANNOTTI  
ING. A. SCHIRRIPIA  
DIS. A. MARONCELLI

GEOLOGIA:

DOTT. GEOL. M. LANZINI

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO  
RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO  
Dott. Ing. CLAUDIO DI BLAGIO

N.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	OTTOBRE-2018	EMISSIONE	-	-	NICCHIARELLI
1	--.--	-	-	-	-
2	--.--	-	-	-	-
3	--.--	-	-	-	-
4	--.--	-	-	-	-

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	INQUADRAMENTO DELL'AREA .....	4
3	CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE DELL'AREA .....	6
3.1	Il fiume Aniene.....	6
3.2	Corsi d'acqua secondari interferenti con il tracciato.....	7
4	COMPATIBILITA' IDRAULICA DELLA ZONA .....	8
4.1	Il piano di Bacino del Fiume Tevere (PAI).....	8
4.2	Progetto di Piano di Bacino del Fiume Tevere V Stralcio funzionale - PS5 8	
5	ANALISI DELL'IDROLOGIA DELLA ZONA.....	11
5.1	Distribuzione TCEV1 .....	11
5.2	Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri .....	11
5.3	Terzo livello di regionalizzazione e piogge di massima intensità e breve durata: procedura modificata con relazione IDF a tre parametri.....	12
5.4	Applicazione del modello .....	14
6	CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI PER LE ACQUE METEORICHE .....	17
6.1	Portata meteorica al colmo .....	17
6.2	Portata di moto uniforme .....	18
7	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE E DEI RECAPITI DISPONIBILI NELL'AREA.....	20
7.1	Drenaggio esterno alla piattaforma stradale.....	20
7.2	Drenaggio interno alla piattaforma stradale .....	21
8	IDRAULICA DI PIATTAFORMA: DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE .....	23
8.1	Premessa .....	23



<b>8.2</b>	<b>Interasse caditoie .....</b>	<b>23</b>
<b>8.3</b>	<b>Collettori .....</b>	<b>24</b>
<b>8.4</b>	<b>Canalette rettangolari .....</b>	<b>26</b>
<b>8.5</b>	<b>Fossi di guardia.....</b>	<b>27</b>
<b>9</b>	<b>CALCOLI E VERIFICHE DEI TOMBINI IDRAULICI .....</b>	<b>27</b>
<b>9.1</b>	<b>Generalità.....</b>	<b>27</b>
<b>9.2</b>	<b>Calcolo delle portate .....</b>	<b>28</b>
<b>9.3</b>	<b>Verifica Tombini: Riferimenti teorici ed illustrazione criteri di calcolo</b>	<b>28</b>
<b>9.4</b>	<b>Verifica Tombini: Risultati.....</b>	<b>36</b>

## **1   PREMESSA**

La presente relazione è relativa all'allargamento della S.R. Tiburtina in comune di Guidonia Montecelio tra l'intersezione con Via Gualandi in località Albuccione e quella con la strada di collegamento CAR – A24 in località Setteville.

In particolare, nel prosieguo della presente relazione verranno esplicitati le considerazioni ed i calcoli idraulici di verifica e di dimensionamento del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici stradali dalla progressiva pk 1+788.086 a pk 3+227.631 .

Verranno inoltre analizzate le interazioni con il reticolo idrografico esistente allo scopo di verificare la compatibilità delle opere progettate con il naturale scorrimento delle acque superficiali.

## 2 INQUADRAMENTO DELL'AREA

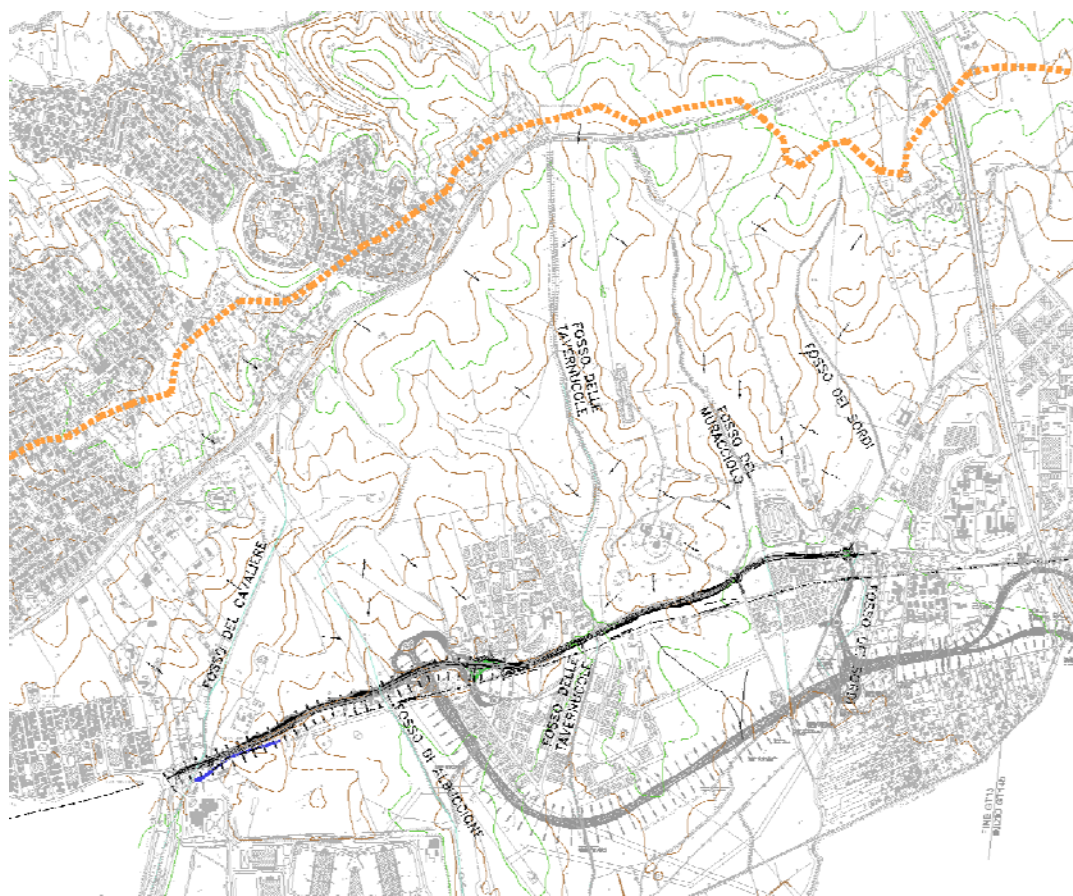
Il progetto si sviluppa lungo l'attuale sede della Tiburtina storica (Tiburtina Valeria), dalla rotatoria del C.A.R. esistente fino all'intersezione con via dei Fratelli Gualandi, ove è prevista una nuova rotatoria.

L'area attraversata è caratterizzata da zone a carattere rurale, con scarsità di abitazioni e con nuclei sparsi di insediamenti produttivi (CAR, Santa Sinforosa, future aree PIP).



*Inquadramento area di progetto*

L'andamento delle curve di livello mostra un decrescere delle quote da nord a sud, come dimostrato dall'esistente reticolo idrografico caratterizzato da fossi che vanno a confluire nel fiume Aniene. La principale linea di displuvio può essere individuata procedendo da est verso ovest, partendo dalla zona di Tor dei Sordi, procedendo per un tratto parallelamente alla strada SP 28BIS (via di Casal Bianco) ed attraversando gli abitati di Colle Laghetto e Marco Simone.



*Linea di displuvio e fossi in attraversamento della Tiburtina Valeria*



### **3 CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE DELL'AREA**

Dal punto di vista dell'idrografia, l'area in esame è caratterizzata da un reticolo fluviale ben sviluppato. Questo fa parte del più esteso reticolo che si diparte dall'apparato vulcanico dei Colli Albani. I versi di scorrimento dei corsi d'acqua sono orientati radialmente verso la periferia dell'apparato vulcanico, del quale hanno inciso nel tempo i depositi.

Il corso d'acqua principale è il fiume Aniene (corso d'acqua perenne del secondo ordine), che nell'area presenta un andamento meandriforme; questo riceve lungo il suo percorso l'apporto idrico di numerosi corsi d'acqua minori sia in sinistra che in destra.

L'area di progetto è interessata dall'attraversamento in vari punti di fossi minori, dei quali si parla nel successivo paragrafo 3.2.

#### **3.1 Il fiume Aniene**

Il fiume Aniene, affluente in sinistra del Tevere, ha origine dall'unione del fosso Acqua Corore con il fosso Vardano a circa 2 Km a Sud-Ovest del paese di Filettino, ad una quota di 817 m s m; la sua lunghezza d'asta è di circa 110 Km.

Il bacino del fiume Aniene presenta una forma irregolare, allungata in direzione Est-Ovest per una lunghezza di 70 Km ed una larghezza massima superiore a 30Km; esso si estende su una superficie di circa 1434 Km<sup>2</sup>, nell'ambito della quale la quota massima raggiunta, è costituita dalla vetta di Monte Viglio, che è pari a 2176 m s.m.; la quota minima è di 16 m s.m., mentre quella media è stimabile in 523 m s.m. La superficie occupata è coperta per il 30% da boschi, per il 20% è adibita a pascolo o incolto, mentre la restante parte risulta essere coltivata a seminativo.

Esso è diviso in due parti ben distinte, sia dal punto di vista morfologico che socio economico, dalle cascate di Tivoli, dove si concentra un dislivello di circa 150 m.

Infatti l'alveo e il bacino a monte di Tivoli hanno caratteristiche morfologiche tipiche dei corsi d'acqua montani, mentre a valle le caratteristiche sono quelle tipiche dei corsi d'acqua di pianura.

Anche gli insediamenti risentono di tale suddivisione: economia di tipo agricolo-montano nell'alto bacino, economia di tipo industriale nel basso corso, che coincide in pratica con l'attraversamento della città di Roma.

Nel tratto montano l'alveo di esondazione del corso d'acqua è mediamente stretto, mentre

a valle di Tivoli lo stesso diventa molto ampio, estendendosi lateralmente in più tratti per alcuni metri. Caratteristica propria del tratto di pianura è la morfologia dell'alveo di magra, unicursale a meandri che si succedono, per inflessione o surflessione, in modo più o meno regolare. Tale morfologia, dove non controllata da interventi antropici, ha presentato, anche in periodi storici recenti, marcati caratteri evolutivi.

### **3.2 Corsi d'acqua secondari interferenti con il tracciato**

L'area di progetto è interessata dall'attraversamento in vari punti di fossi minori, i quali già attualmente sotto attraversano la Tiburtina mediante tombini. Trattasi dei seguenti fossi:

UBICAZIONE	NOME
INIZIO INTERVENTO	
PR. 2+201.90	FOSSO ALBUCCIONE
PR. 3+083.30	FOSSO DEL CAVALIERE

Il fosso del Cavaliere, sfocia direttamente in Aniene (in destra idrografica). Il fosso albuccione viene raccolto attualmente mediante un fosso artificiale a valle dell'attuale ferrovia (linea Roma-Pescara) che li conferisce all'Aniene sempre in destra idrografica.

Le superfici dei bacini imbriferi dei restanti corsi d'acqua sono dell'ordine dei 2,5 Km<sup>2</sup>.

L'andamento delle aste principali si presenta pressoché parallelo in direzione N-S.

Fa parte integrante del presente studio l'elaborato ATD06CR01A riportante la corografia dei bacini (sottesi dalla Tiburtina Valeria).



## **4 COMPATIBILITA' IDRAULICA DELLA ZONA**

### **4.1 Il piano di Bacino del Fiume Tevere (PAI)**

Il Piano di Bacino del fiume Tevere, redatto dall'Autorità di Bacino Fiume Tevere ai sensi della legge n.138/89, definisce una serie di azioni strutturali volte al raggiungimento di alcuni degli obiettivi individuati, ed in particolare:

- il rischio idraulico;
- il miglioramento della qualità delle acque superficiali del Tevere e dell'Aniene;
- il miglioramento della qualità ambientale delle aree fluviali.

È scopo del Piano fornire ad Autorità ed Amministrazioni competenti un quadro di riferimento che uniformi comportamenti di diversi soggetti ad un criterio omogeneo per la gestione e la messa in sicurezza del territorio, e predisporre atti e procedure di intervento volti sia alla difesa dagli eventi di piena che alla predisposizione di misure che salvaguardino la pubblica incolumità.

L'elaborazione "Progetto di Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico" piano attualmente adottato, definisce un sistema di prevenzione che – nella zona del fiume Aniene interessata dall'intervento - tende a salvaguardare le naturali aree di esondazione del fiume e ad evitare modificazioni idrauliche.

### **4.2 Progetto di Piano di Bacino del Fiume Tevere V Stralcio funzionale - PS5**

Con la delibera n. 104 del 31 luglio 2003, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere ha adottato il progetto di piano stralcio ai sensi della legge 18 maggio 1989, n. 183 - art. 18 e del decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, convertito, con modificazioni, in legge 4 dicembre 1993, n. 493 - art. 12.

Il piano definisce un "corridoio fluviale" del fiume Aniene assorbito completamente dal Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, approvato e vigente, nell'ambito del quale, "in considerazione della particolare configurazione ambientale, naturalistica e storico archeologica, sussistono esigenze di tutela e protezione finalizzate alla costituzione di un

sistema integrato denominabile “Parco fluviale dell’Aniene” dal GRA al bacino di S. Giovanni in continuità con la Riserva naturale regionale “Valle dell’Aniene” istituita dalla legge regionale Lazio n. 29/97” (comma 1 Art. 53 NTA PS5, Indirizzi per la costituzione del parco fluviale dell’Aniene).

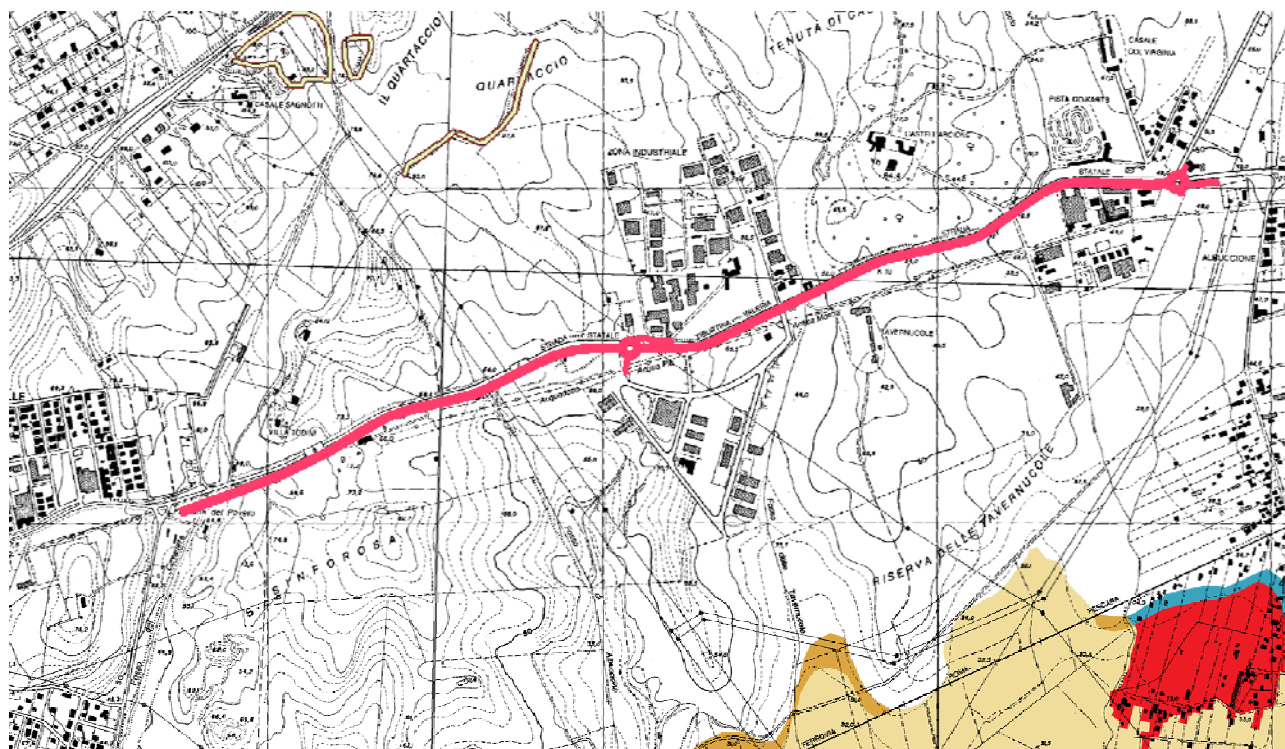
Nel Piano vengono definite le seguenti fasce e zone:

- Fascia “A”
- Fascia “B”
- Zone di rischio “R3” e “R4”

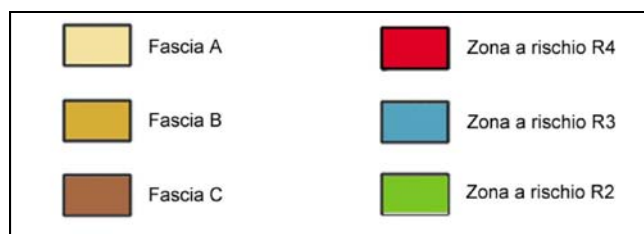
Le fasce e le zone di cui sopra sono soggette a determinati vincoli e sono identificate con i seguenti criteri:

- Fascia A; identifica la zona soggetta ad esondazione con tempi di ritorno fino a 50 anni in cui devono essere salvaguardate le condizioni di libero deflusso della piena di riferimento.
- Fascia B identifica le zone soggette ad esondazione con  $T_r$  fino a 200 anni in cui devono essere salvaguardate le condizioni di invaso della piena di riferimento;
- Zone a rischio R3 e R4 identificano le zone sede di insediamenti civili e produttivi per le quali è necessaria un’azione volta a realizzare opere di difesa idraulica.

Dalla sovrapposizione del progetto con la carta delle fasce fluviali e del rischio idrogeologico risulta che le superfici di progetto risultano esterne all’area esondabile del fiume Aniene ed alle zone di rischio idrogeologico.



Stralcio carta del rischio idrogeologico – PAI - PS5



Legenda carta del rischio idrogeologico – PAI - PS5

## **5 ANALISI DELL'IDROLOGIA DELLA ZONA**

Per la determinazione delle portate di progetto nelle sezioni d'interesse è stato necessario analizzare dal punto di vista idrologico l'area in esame.

Per la stima dell'intensità di pioggia associata a prefissati tempi di ritorno è stato utilizzato il sistema di regionalizzazione proposto da Calenda e Cosentino (L'Acqua n.1 – 1996) nell'ambito del progetto VAPI.

### **5.1 Distribuzione TCEV1**

Il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VAPI è basato sulla distribuzione dei valori estremi tipo 1 a due componenti (TCEV1) (Rossi e Versace, 1982) (Rossi et altri, 1984), che rappresenta la distribuzione del massimo valore di una mistura di due popolazioni, costituite da:

- una componente base, contenente i valori medi e bassi,
- una componente straordinaria, contenente i valori più elevati,

e ha quindi la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali riescono a rendere conto.

### **5.2 Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri**

Con regionalizzazione delle altezze di pioggia nei diversi pluviometri s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Si richiede generalmente che i raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

Utilizzando le massime altezze di pioggia giornaliere secondo la procedura proposta da Versace, Ferrari, Gabriele e Rossi (Versace e altri, 1989), vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri  $\Lambda^*$  e
- al secondo livello, zone omogenee anche rispetto al parametro  $\Lambda_b$
- al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza del parametro  $\Theta_{b,d}$ , e quindi alla media  $\mu_{hd}$ , da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

La grandezza geografica che nell'ambito di una sottozona omogenea ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni è la quota  $z$  della stazione.

Indicando con il pedice  $b$  i parametri che si riferiscono alla componente base e con il pedice  $s$  quelli che si riferiscono alla componente straordinaria.

$$\Theta^* = \frac{\Theta_{s,d}}{\Theta_{b,d}}$$

$$\Lambda^* = \frac{\Lambda_s}{\Lambda_b^{1/\Theta^*}}$$

$$\mu_{hd} = \left[ \ln \Lambda_b + 0,5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \cdot \Lambda^{*j}}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right) \right] \Theta_{b,d}$$

### 5.3 Terzo livello di regionalizzazione e piogge di massima intensità e breve durata: procedura modificata con relazione IDF a tre parametri

Questa procedura è stata sviluppata presso l'Università di Roma (Calenda e Cosentino, 1966) per la regionalizzazione di un'ampia zona dell'Italia centrale, tra il promontorio di Piombino e la foce del Garigliano sul litorale tirrenico e la foce del Marecchia e quella del Trigno sul litorale adriatico.

La regionalizzazione è stata effettuata a partire dai massimi annuali delle altezze di pioggia giornaliera mediante un modello gerarchico a tre livelli (regioni, zone e sottozone) basato sulla distribuzione TCEV1, la cui probabilità cumulata è data da:

$$P(i_t) = e^{-\Lambda_b e^{-\left[ \frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]}} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left[ \frac{i_t}{\Theta^* \mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]}$$

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{(cz+d)}{24}$$

In un secondo tempo l'analisi regionale è stata estesa alle piogge intense, utilizzando una relazione IDF a tre parametri, questa permette, infatti, una migliore interpretazione del fenomeno pluviometrico relativamente alle durate di pioggia più brevi. Per ogni sottozona omogenea sono stati stimati i valori dei parametri della relazione IDF. Conoscendo, quindi, l'ubicazione e l'altitudine del sito in esame è possibile ricavare, per ogni durata l'intensità di pioggia relativa ad un prefissato tempo di ritorno.

La relazione a tre parametri che lega l'intensità di pioggia ed il tempo di precipitazione per un prefissato tempo di ritorno è la seguente:

$$i_t(T_r) = \frac{a_i(T_r)}{(b+t)^m}$$

dove:

$i_t$  è l'intensità di pioggia espressa in mm/h;

$a$  è un parametro dipendente dal tempo di ritorno;

$b$  è un parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno;

$m$  è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1 indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno;

$T_r$  è il tempo di ritorno espresso in anni;

$t$  è la durata espressa in ore dell'evento meteorico.





*Limiti delle aree omogenee nell'Italia centrale (Calende e Casentino – 1196) con individuazione della zona di interesse.*

#### **5.4 Applicazione del modello**

L'area dell'intervento oggetto della presente relazione ricade nella zona "A", sottozona "A5". La quota altimetrica media è stata fissata pari a 60 m s.l.m..

Nelle successive verifiche idrauliche assegnando, di volta in volta, il tempo di concentrazione a ciascun bacino imbrifero è stata ricavata la relativa intensità di pioggia critica.

Dalla procedura implementata su foglio di calcolo EXCEL si ottengono i seguenti parametri caratteristici.

REGIONALIZZAZIONE DELL'ITALIA CENTRALE  
DISTRIBUZIONE DEI VALORI ESTREMI TIPO I A DUE COMPONENTI (TCEV1)  
PROCEDURA MODIFICATA CON RELAZIONI IDF A TRE PARAMETRI

$$P(i_t) = e^{-\Lambda_t} e^{-\left[\frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \beta \left(\frac{b+t}{b}\right)^m\right]} - \Lambda_t^* \Lambda_t^{1/\Theta^*} e^{-\left[\frac{i_t}{\Theta^* \mu_{i0}(z)} \beta \left(\frac{b+t}{b}\right)^m\right]}$$

RELAZIONE IDF A TRE PARAMETRI

con:

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{(cz+d)}{24}$$

$$i_t(T_r) = \frac{a_i(T_r)}{(b+t)^m}$$

REGIONE	A	COINCIDENTE CON LA ZONA	A	SOTTOZONA A5						TEMPO CONCENTR. BACINO $\tau_b$ (ore)
$\Lambda = 0.174$	$\Lambda_1 = 29.314$	$\delta = \mu_{i5}/\mu_{i24} = 1.150$		c = 0.03031	b = 0.16213	$\mu_{i0}(z) = 143.221$				$\tau_b$ (ore)
$\Theta = 3.490$	$\beta = 4.480$	$r = i_5/i_{60} = 3.336$		d = 60.08640	m = 0.77477	$\mu_{i0}/\mu_{i24} = 48.283$				<b>1.000</b>
STAZIONE	$a_i(T_r)$	P(i)	$T_r(i)$	$i_0$	$i_1$	$i_3$	$i_6$	$i_{12}$	$i_{24}$	$i_{tb}$
quota z (m s. m.) = <b>60.0</b>	31.097	0.500	2	127.320	27.680	12.745	7.601	4.488	2.637	27.680
	36.211	0.667	3	148.260	32.232	14.841	8.851	5.226	3.071	32.232
	42.514	0.800	5	174.063	37.842	17.424	10.391	6.136	3.605	37.842
	52.049	0.900	10	213.101	46.329	21.332	12.722	7.512	4.414	46.329
	64.249	0.950	20	263.052	57.188	26.332	15.704	9.273	5.448	57.188
	73.119	0.967	30	299.372	65.084	29.968	17.872	10.553	6.200	65.084
	85.802	0.980	50	351.299	76.373	35.166	20.972	12.384	7.276	76.373
	104.278	0.990	100	426.944	92.819	42.739	25.488	15.051	8.843	92.819
	123.130	0.995	200	504.131	109.599	50.465	30.096	17.772	10.441	109.599
	134.187	0.997	300	549.401	119.441	54.997	32.798	19.368	11.379	119.441
	148.119	0.998	500	606.441	131.842	60.707	36.203	21.378	12.560	131.842
	167.018	0.999	1000	683.820	148.664	68.453	40.823	24.106	14.163	148.664

Da tale foglio di calcolo sono state ricavate le intensità di pioggia corrispondenti a diversi tempi di pioggia. Dall'interpolazione di tali valori negli intervalli temporali 0-1ora sono state ricavate le curve di possibilità climatica per tempi di pioggia inferiori all'ora. Tali curve sono state adottate quindi nel calcolo delle portate critiche considerando che i tempi di concentrazione dei bacini analizzati risultano essere sempre di durata breve.

Di seguito si riportano le elaborazioni eseguite:

	durate	0.083	0.167	0.250	0.333	0.500	0.75	1
5	$i_5$	126.227	100.647	84.487	73.253	58.514	45.654	37.842
10	$i_{10}$	154.537	123.220	103.436	89.682	71.637	55.893	46.329
20	$i_{20}$	190.759	152.102	127.681	110.703	88.428	68.994	57.188
30	$i_{30}$	217.098	173.103	145.310	125.988	100.638	78.520	65.084
50	$i_{50}$	254.755	203.129	170.515	147.842	118.094	92.140	76.373
100	$i_{100}$	309.611	246.868	207.231	179.676	143.523	111.980	92.819
200	$i_{200}$	365.585	291.499	244.696	212.160	169.471	132.225	109.599
300	$i_{300}$	398.414	317.676	266.669	231.211	184.689	144.098	119.441

Intensità di pioggia ( $i_n$  mm/ora) – durate (ore)

PRUSST ASSE TIBURTINO – RADDOPPIO VIA TIBURTINA FINO AL CAR  
ALLARGAMENTO VIA TIBURTINA A 4 CORSIE DA ALBUCCIONE FINO AL CAR  
PROGETTO ESECUTIVO - 1° LOTTO FUNZIONALE DAL Km 1+788 AL Km 3+227  
*Relazione Idrologico-Idraulica*

<b>Tr</b>	<b>durate</b>	<b>0.083</b>	<b>0.167</b>	<b>0.250</b>	<b>0.333</b>	<b>0.500</b>	<b>0.75</b>	<b>1</b>
<b>5</b>	$h_5$	10.519	16.775	21.122	24.418	29.257	34.240	37.842
<b>10</b>	$h_{10}$	12.878	20.537	25.859	29.894	35.818	41.920	46.329
<b>20</b>	$h_{20}$	15.897	25.350	31.920	36.901	44.214	51.745	57.188
<b>30</b>	$h_{30}$	18.092	28.851	36.327	41.996	50.319	58.890	65.084
<b>50</b>	$h_{50}$	21.230	33.855	42.629	49.281	59.047	69.105	76.373
<b>100</b>	$h_{100}$	25.801	41.145	51.808	59.892	71.762	83.985	92.819
<b>200</b>	$h_{200}$	30.465	48.583	61.174	70.720	84.735	99.169	109.599
<b>300</b>	$h_{300}$	33.201	52.946	66.667	77.070	92.344	108.074	119.441

**altezza di pioggia ( $h_n$  mm) – durate (ore)**

<b>Tr</b>	<b>log(durata)</b>	<b>-1.079</b>	<b>-0.778</b>	<b>-0.602</b>	<b>-0.477</b>	<b>-0.301</b>	<b>-0.125</b>	<b>0.000</b>
<b>5</b>	$\log h_5$	1.0220	1.2247	1.3247	1.3877	1.4662	1.5345	1.5780
<b>10</b>	$\log h_{10}$	1.1099	1.3125	1.4126	1.4756	1.5541	1.6224	1.6659
<b>20</b>	$\log h_{20}$	1.2013	1.4040	1.5041	1.5670	1.6456	1.7139	1.7573
<b>30</b>	$\log h_{30}$	1.2575	1.4602	1.5602	1.6232	1.7017	1.7700	1.8135
<b>50</b>	$\log h_{50}$	1.3269	1.5296	1.6297	1.6927	1.7712	1.8395	1.8829
<b>100</b>	$\log h_{100}$	1.4116	1.6143	1.7144	1.7774	1.8559	1.9242	1.9676
<b>200</b>	$\log h_{200}$	1.4838	1.6865	1.7866	1.8495	1.9281	1.9964	2.0398
<b>300</b>	$\log h_{300}$	1.5212	1.7238	1.8239	1.8869	1.9654	2.0337	2.0772

**Log (altezza di pioggia) – Log (durate)**

**parametri curve per  $tp < 1h$ :**

<b>Tr</b>	<b>n</b>	<b>log(a)</b>	<b>a</b>
<b>5</b>	0.5085	1.6068	40.44
<b>10</b>	0.5085	1.6947	49.51
<b>20</b>	0.5085	1.7861	61.11
<b>30</b>	0.5085	1.8423	69.55
<b>50</b>	0.5085	1.9118	81.62
<b>100</b>	0.5085	1.9965	99.19
<b>200</b>	0.5085	2.0686	117.12
<b>300</b>	0.5085	2.1060	127.64

Le curve adottate nel presente studio sono le seguenti:

- idraulica di piattaforma (caditoie, collettori e cunette): curva con  $Tr = 30$ anni
- idraulica fossi di guardia: curva con  $Tr = 50$  anni
- tombini: curva con  $Tr = 200$  anni

## 6 CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI PER LE ACQUE METEORICHE

### 6.1 Portata meteorica al colmo

Per il calcolo delle portate è stato utilizzato il metodo razionale.

La formula razionale per la previsione della portata di massima piena è direttamente dedotta dal metodo cinematico, nell'ipotesi che la durata della pioggia critica sia pari al tempo di corrivazione  $t_c$  (tutto il bacino contribuisce alla determinazione della portata):

$$Q_{\max} = \Phi \frac{I \cdot A}{3600}$$

dove:

$Q_{\max}$  è la portata massima espressa in l/s

$A$  è la superficie del bacino tributario in mq

$F$  è il coefficiente di deflusso medio delle superfici tributarie

$I$  è l'altezza di precipitazione (mm/h) corrispondente ad una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione  $t_c$ , per un assegnato tempo di ritorno  $T_r$

$t_c$  è il tempo di corrivazione in ore calcolato nel seguente modo:

idraulica di piattaforma e fossi di guardia -  $t_c = L/v/3600 + t_r$  essendo  $L$  la lunghezza dell'asta principale del bacino,  $v$  la velocità media di scorrimento lungo l'asta e  $t_r$  il tempo di accesso in rete.

idraulica dei fossi naturali -  $t_c$  (Ventura) =  $t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A_b}{I_m}}$ , con  $A_b$  area bacino (in

kmq),  $I_m$  pendenza media

La formula razionale è rigorosa sotto le seguenti ipotesi:

- intensità di precipitazione uniforme nello spazio e costante nel tempo;
- coefficiente di deflusso costante durante l'evento e indipendente dall'intensità di precipitazione;
- modello lineare stazionario di trasformazione afflussi-deflussi;
- portata nulla all'istante iniziale.

Il coefficiente  $\Phi$  è un coefficiente minore dell'unità tramite il quale si tiene globalmente conto del complesso delle perdite del bacino (infiltrazione nel terreno, ritenzione nelle depressioni superficiali) a causa delle quali la portata al colmo è minore della portata di pioggia.

In generale, il coefficiente di deflusso è ottenuto come media pesata dei valori relativi alle diverse tipologie di superficie ricadenti in ciascun bacino di calcolo.

Nel caso del calcolo delle portate afferenti ai tombini in attraversamento della via Tiburtina, trattandosi di superfici di grande estensione, è stato inserito un coefficiente di ritardo (nel caso di aree superiori ad 1ha) mediante la seguente formula nota:

$$r = \frac{1}{\left(\frac{Ai}{10000}\right)^{\frac{1}{6}}}$$

## 6.2 Portata di moto uniforme

Nell'ambito dei modelli idraulici in seguito descritti il calcolo dell'altezza di moto uniforme è stato condotto utilizzando l'espressione di *Chezy*:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

nella quale:

- Q (m<sup>3</sup>/s)      è la portata;
- A (m<sup>2</sup>)        è l'area della sezione utile di deflusso
- R (m)         è il raggio idraulico, pari a A/C
- C (m)         è il contorno bagnato
- i ( - )         è la pendenza longitudinale dell'opera

Per quel che riguarda il coefficiente  $\chi$  è stata adottata l'espressione di Manning:

$$\chi = (1/n) \cdot R^{1/6}$$

Per n sono stati adottati i seguenti valori:

- 0.011 per i collettori in Pead
- 0.014 per le superfici stradali interessate dalle caditoie
- 0.025 per i fossi in terra
- 0.015 per i tombini



## **7 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE E DEI RECAPITI DISPONIBILI NELL'AREA**

Nelle opere oggetto del presente PE si prevede la realizzazione di un sistema aperto per lo smaltimento delle acque di drenaggio superficiale.

La rete di raccolta delle acque meteoriche è stata progettata tenendo in considerazione sia le caratteristiche plano-altimetriche del nuovo tracciato di progetto (che sostanzialmente ribatte le quote attuali di via Tiburtina trattandosi di un allargamento in sede), sia l'andamento morfologico dei terreni che esso attraversa

Come evidenziato nel cap. 2, l'attuale Tiburtina, nel tratto oggetto di allargamento, presenta una serie di interferenze con il reticolo idrografico esistente caratterizzato da fossi naturali (intubati per alcuni tratti) che fanno parte del bacino più esteso del fiume Aniene, al quale confluiscono in destra idrografica. Tali interferenze sono già state risolte in passato mediante opere idrauliche di sottoattraversamento stradale caratterizzate da tombini scatolari. Per alcuni di tali attraversamenti è stato previsto in tale sede il prolungamento, in adeguamento all'allargamento della sede stradale, ed in continuità con l'attuale stato delle conoscenze (per i dettagli si rimanda alle tavole specifiche).

Tali fossi sono stati pertanto considerati come recapito finale delle acque di piattaforma, mediante adeguato allaccio della rete idraulica di progetto. In particolare lo scarico è stato previsto sempre a valle degli attraversamenti esistenti.

### **7.1 Drenaggio esterno alla piattaforma stradale**

Allo scopo di preservare l'attuale regimazione del deflusso delle acque piovane esternamente alla sede viaria, è stata prevista una rete di fossi di guardia in terra alla base dei rilevati ed in testa alle trincee, e adeguamenti degli attuali tombini esistenti, come precedentemente detto, dei quali si riporta il seguente elenco:

<b>UBICAZIONE</b>	<b>NOME</b>
pk. 2+201.90	FOSSO ALBUCCIONE
pk. 3+083.30	FOSSO DEL CAVALIERE

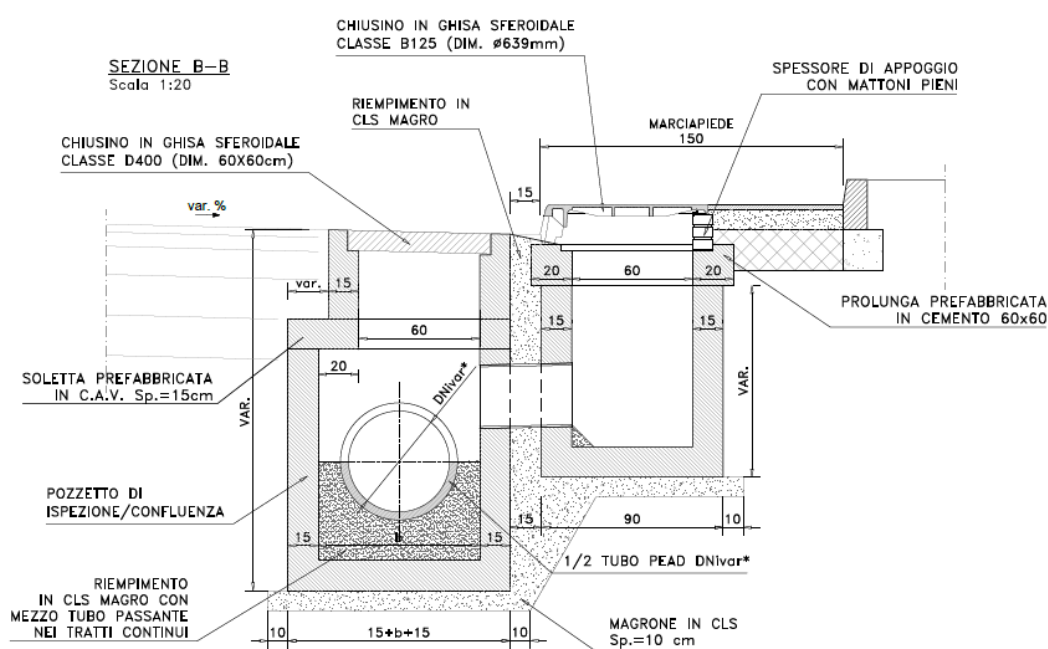
I fossi di guardia previsti sono a sezione trapezoidale, con inclinazione delle sponde 1/1, e di due tipologie: 0.50x0.50x0.50m al piede dei rilevati ed in testa ai muri di controripa, e

0.30x0.30x0.30m in testa alle paratie, adottati sulla base delle portate stimate al colmo da smaltire. In corrispondenza degli imbocchi di tali fossi ai corsi naturali esistenti si prevede l'inálveazione di questi ultimi mediante materassi reno o cls, al fine di evitare fenomeni di erosione localizzati.

## 7.2 Drenaggio interno alla piattaforma stradale

Sia nei tratti in trincea che nei tratti a raso ed in rilevato si prevede un sistema di caditoie a bocca di lupo, disposte ai margini della carreggiata sotto il marciapiede, a passo variabile tra 9.0m e 15.0m.

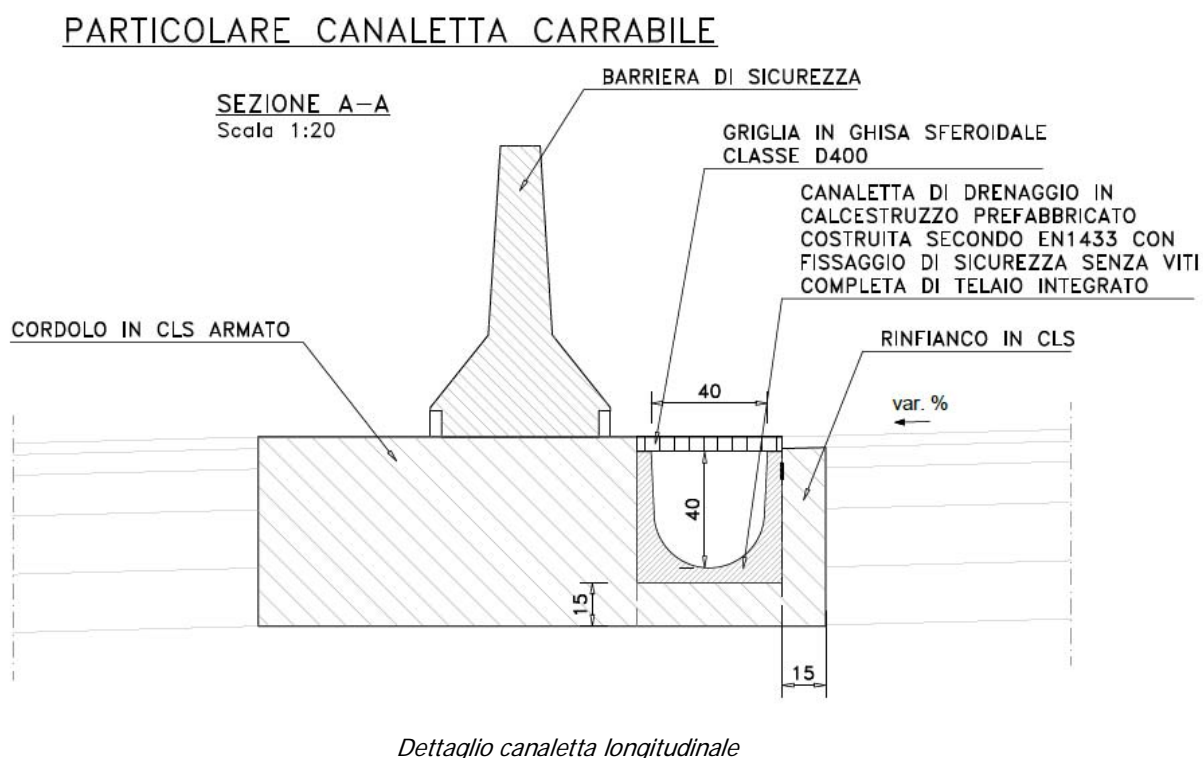
Ogni caditoia scarica in un collettore principale in PEAD (DN var. 300-800 mm) mediante pozzetti di ispezione/confluenza posti ad interasse pari a quello delle caditoie (9.0m e 15.0m). Il collettore è posto sotto banchina con pendenza pari generalmente a quella longitudinale del ciglio corrispondente.



*Dettaglio scarico bocca di lupo in collettore di linea*

Tale sistema risulta idoneo per la presenza dei marciapiedi laterali, che non consentono l'adozione di cunette alla francese in c.a. nei tratti in trincea, e scarico diretto nei fossi di guardia nei tratti in rilevato.

Come ausilio alle caditoie a bocca di lupo, sono state previste delle canalette longitudinali in cls a sezione rettangolare, poste in affiancamento ai new-jersey spartitraffico tra corsie a falda unica, al fine di limitare la superficie captante delle caditoie e di evitare allagamenti della piattaforma nel caso di ostruzione dei fori posti alla base dei NJ.



Lo scarico dei collettori è generalmente previsto in corrispondenza dei fossi esistenti, individuati come recapiti nel paragrafo precedente.

## 8 IDRAULICA DI PIATTAFORMA: DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

### 8.1 Premessa

Le verifiche idrauliche delle opere precedentemente menzionate sono state eseguite sulla base dei seguenti criteri:

- Calcolo delle portate con il metodo razionale (vedi cap.6)
- Curva di possibilità pluviometrica adottata per  $t_p < 1$  ora: interasse caditoie, collettori  
Tr=30 anni, fossi di guardia: Tr 50anni; tombini: Tr 200 anni.
- Verifica dei diametri e delle velocità limite in regime di moto uniforme (vedi cap. 6)

### 8.2 Interasse caditoie

L'interasse delle caditoie è stato scelto sulla base delle pendenze longitudinali dei cigli, e della massima portata unitaria afferente (portata al metro lineare per una data larghezza di carreggiata).

Si riporta la verifica dei casi maggiormente significativi:

	pk	1880-1975	1975-2075	2075-2200	2200-2250	2250-2400	2400-2500	2500-2650	2650-2960	2960-3110
Portata affluente al ml	l/s/ml	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.5
<b>Dati geometrici</b>										
Larghezza carreggiata	m	11	11	11	11	11	11	11	11	8
Pendenza trasversale	%	3.7	3.7	2.5	3.87	2.5	3.85	3.85	2.5	2.5
Pendenza longitudinale	%	2.9	1.37	1.37	0.74	0.74	3	2	1.3	0.2
<b>Dati idrici</b>										
Larghezza massima allagabile	m	0.87	1.00	1.26	1.10	1.18	0.85	0.90	1.28	1.35
Altezza idrica corrispondente	m	0.032	0.037	0.032	0.043	0.029	0.033	0.035	0.032	0.034
Contorno bagnato	m	0.90	1.04	1.29	1.14	1.21	0.88	0.94	1.31	1.38
Area bagnata	m <sup>2</sup>	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02
Raggio idraulico	m	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
Ks	m <sup>1/3</sup> /s	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Portata ammissibile	l/s	10.4	10.3	10.0	10.6	6.2	10.6	10.1	10.2	4.6
<b>Interasse massimo CADITO m</b>		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>9</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>9</b>

Per i tratti maggiormente critici (pendenze longitudinali inferiori, pendenze trasversali minime e larghezza massima della carreggiata) si prevede un interasse minimo di 9.0m, per tutti gli altri 15.0m.

### 8.3 Collettori

Si riporta di seguito il calcolo delle portate afferenti ai collettori della rete, e la verifica per i tratti maggiormente significativi:

#### tabella calcolo portate

tronco di interesse	recapito	DN (mm)	AREA strada (mq)	Area verde (mq)	Lmax drenaggio (m)	v coll (m/s)	tc (min)	I (mm/h)	$\varphi$	Q (l/s)	pendenza min (%)
coll. C13	fosso Albuccione	400	3000	0	180	2.00	6.5	207	0.95	164.2	1.40
		500	4098	0	95	2.00	7.9	189	0.95	204.1	0.50
		600	5132	0	25	2.00	6.7	204	0.95	276.5	0.60
coll. C14		400	1615	0	130	1.40	6.5	207	0.95	88.1	0.60
coll. C15		800	2100	33500	170	2.50	6.1	213	0.34	713.9	0.50
coll. C16		500	4430	0	320	2.00	7.7	191	0.95	223.5	0.70
coll. C17	fosso del Cavaliere	300	850	0	60	2.50	5.4	227	0.95	50.9	1.00
		400	1700	0	150	2.00	6.7	205	0.95	92.0	0.90
		500	4610	0	130	2.30	7.6	192	0.95	233.7	0.50
		600	5905	0	200	1.30	10.2	167	0.95	259.5	0.50
coll. C18		800	4990	44000	505	2.40	8.5	182	0.37	905.3	0.50
coll. C19		500	3400	0	55	1.70	5.5	224	0.95	201.3	0.50
coll. C20		300	360	0	45	1.70	5.4	226	0.95	31.5	0.50

tabella verifiche

tronco di interesse	recapito	percentuale di riempimento (%)	Angolo insistente sul pelo libero (rad)	h (m)	C (m)	A (mq)	R (m)	Ks (m <sup>1/3</sup> /s)	Qamm (l/s)	v (m/s)
coll. C13	fosso Albuccione	54	3.3	0.22	0.66	0.07	0.10	90	164.2	2.37
		59	3.5	0.29	0.88	0.12	0.14	90	204.1	1.70
		50	3.1	0.30	0.94	0.14	0.15	90	276.5	1.97
coll. C14		48	3.1	0.19	0.61	0.06	0.10	90	88.1	1.48
coll. C15		59	3.5	0.47	1.40	0.31	0.22	90	713.9	2.32
coll. C16		56	3.4	0.28	0.85	0.11	0.13	90	223.5	1.97
coll. C17	fosso del Cavaliere	47	3.0	0.14	0.45	0.03	0.07	90	50.9	1.56
		44	2.9	0.18	0.58	0.05	0.09	90	92.0	1.73
		65	3.7	0.32	0.93	0.13	0.14	90	233.7	1.75
		51	3.2	0.30	0.95	0.14	0.15	90	259.5	1.81
coll. C18		69	3.9	0.56	1.58	0.37	0.24	90	905.3	2.43
coll. C19		58	3.5	0.29	0.87	0.12	0.14	90	201.3	1.69
coll. C20		43	2.9	0.13	0.43	0.03	0.07	91	31.5	1.07

Si considera come diametro minimo interno delle tubazioni il DN300, fino ad arrivare, sulla base delle verifiche eseguite, al diametro DN800, garantendo un riempimento inferiore all'80% e velocità contenute comprese tra 0.5 e 4.0m/s. Per la collocazione dei singoli collettori si rimanda alla planimetria idraulica.



## 8.4 Canalette rettangolari

Si riporta di seguito il calcolo delle portate intercettate dalle canalette longitudinali poste in corrispondenza dei NJ spartitraffico, e le corrispondenti verifiche:

*tabella calcolo portate*

tronco di interesse	recapito	B (m)	H (m)	AREA strada (mq)	Area verde (mq)	Lmax drenaggio (m)	v (m/s)	tc (min)	I (mm/h)	$\varphi$	Q (l/s)	pendenza min (%)
canaletta M	fosso Albuccione	0.3	0.45	2850	0	185	1.50	7.1	199	0.95	149.8	1.37
canaletta N	fosso Albuccione	0.3	0.45	1320	0	120	1.00	7.0	200	0.95	69.6	0.50
canaletta O 1	fosso Albuccione	0.3	0.45	605	0	89	1.50	6.0	216	0.95	34.5	0.50
canaletta O 2	fosso Albuccione	0.3	0.45	445	0	80	1.50	5.9	218	0.95	25.6	0.50
canaletta Q	fosso del Cavaliere	0.3	0.45	1620	0	144	1.00	7.4	195	0.95	83.2	0.70

*tabella verifiche*

tronco di interesse	recapito	B (m)	H (m)	percentuale di riempimento (%)	h (m)	C (m)	A (mq)	R (m)	Ks (m <sup>1/3</sup> /s)	Qamm (l/s)	v (m/s)
canaletta M	fosso Albuccione	0.3	0.45	60	0.27	0.8	0.0811	0.096	75	149.8	1.85
canaletta N	fosso Albuccione	0.3	0.45	49	0.22	0.7	0.0658	0.089	75	69.6	1.06
canaletta O 1	fosso Albuccione	0.3	0.45	29	0.13	0.6	0.0386	0.069	75	34.5	0.89
canaletta O 2	fosso Albuccione	0.3	0.45	23	0.10	0.5	0.031	0.061	75	25.6	0.82
canaletta Q	fosso del Cavaliere	0.3	0.45	49	0.22	0.7	0.0663	0.089	75	83.2	1.25

Dalle verifiche precedentemente esposte si garantisce un grado di riempimento inferiore al 70% e velocità contenute comprese tra 0.5 e 4.0m/s.

## 8.5 Fossi di guardia

Si riporta di seguito il calcolo della portata intercettata dal fosso di guardia in terra 50x50x50 cm posto a monte tra le pk 2+725 e 2+950, ritenuto maggiormente significativo dal punto di vista dell'estensione del bacino d'olante:

ID fosso	Lunghezza asta (m)	Area bacino (Terreno) (mq)	Area bacino (Edificato) (m)	tc (min)	Coeff. Deflusso medio	H (mm)	I (mm/h)	r	Q50 (l/s)
<b>Fosso pk2+725 - 2+950</b>	280.00	19330.00	8670	9.67	0.56	32.25	200.2	0.84	737.0

La verifica, di seguito esposta, riporta un massimo grado di riempimento del 60%:

ID fosso	p (%)	B (m)	H (m)	h %	h (m)	C (m)	A (mq)	R (m)	Ks (m/s <sup>1/3</sup> )	Qamm (mc/s)	V (m/s)
<b>Fosso pk2+725 - 2+950</b>	6	0.5	0.5	60	0.3	1.34	0.24	0.18	40	0.737	3.09

## 9 CALCOLI E VERIFICHE DEI TOMBINI IDRAULICI

### 9.1 Generalità

Data la presenza attuale, lungo il tratto stradale di interesse, di vari attraversamenti idraulici, come indicato nel par. 3.2, è sorta la necessità di prevedere in corrispondenza degli allargamenti della via Tiburtina il prolungamento di alcuni dei tombini esistenti.

In base allo stato attuale delle conoscenze, si prevede:

UBICAZIONE	NOME	DIM. PROLUNGAMENTO TOMBINO BxHxL (m)	PENDENZA
INIZIO INTERVENTO			
pk 2+201.90	FOSSO ALBUCCIONE	2.00x2.00x15.20	0.5%
pk 3+083.30	FOSSO DEL CAVALIERE	3.40x3.00x5.50	2.0%

## 9.2 Calcolo delle portate

E' stato eseguito il calcolo delle portate transitanti attraverso i suddetti scatolari, al fine di valutare la capacità idraulica degli attraversamenti.

Per l'individuazione dei bacini scolanti si faccia riferimento all'elaborato ATD-06-CR-01\_A.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa dei parametri geometrici dei bacini afferenti ai tombini precedentemente menzionati:

UBICAZIONE	NOME	LUNGHEZZA ASTA (m)	AREA BACINO (kmq)		Hmax (m slm)	Hmin (m slm)	Hmedia (m slm)	PENDENZA MEDIA (m/m)
			TERRENO	EDIFICATO				
pk. 2+201.90	FOSSO ALBUCCIONE	1300	0.65	-	103	50	76.5	0.041
pk. 3+083.30	FOSSO DEL CAVALIERE	1900	1.33	0.30	120	50	85	0.037

Il calcolo della portata è stato eseguito secondo il metodo razionale, adottando un tempo di corrivazione per ciascun fosso secondo la nota formula di Ventura (cfr. par. 6.1.).

Si riporta di seguito il calcolo:

UBICAZIONE	NOME	tc VENTURA (ore)	COEFF. DEFLUSSO MEDIO	h (mm)	I (mm/h)	r	Q200 (mc/s)
pk. 2+201.90	FOSSO ALBUCCIONE	0.51	0.50	83.12	163.2	0.50	7.4
pk. 3+083.30	FOSSO DEL CAVALIERE	0.85	0.56	107.56	127.2	0.43	13.7

## 9.3 Verifica Tombini: Riferimenti teorici ed illustrazione criteri di calcolo

Le caratteristiche idrauliche del moto dell'acqua in un tombino dipendono principalmente dalla forma dell'imbocco, dal tipo di sezione, dalla scabrezza, dalla pendenza e dalle condizioni idrometriche di monte e/o di valle del tombino stesso.

La valutazione del tirante idrico all'interno del condotto è piuttosto complessa, a causa dell'elevato numero di fattori in gioco da una parte, delle loro reciproche relazioni ed interdipendenze dall'altra. In generale si può affermare che le condizioni idriche di deflusso all'interno del manufatto raramente sono riconducibili al moto uniforme, sebbene in qualche caso particolare sia possibile effettuare tale ipotesi preliminare; solitamente il

regime di moto è quello permanente, caratterizzato dall'influenza di molti parametri fisici ed idraulici, come sopra evidenziato.

La procedura adoperata per la verifica idraulica dei tombini previsti si basa essenzialmente sull'individuazione preliminare del regime di moto che si instaura all'interno del tombino, quindi sul calcolo successivo dei parametri idraulici che regolano il fenomeno del deflusso idrico, verificando infine che tali valori siano compatibili con i limiti ammissibili eventualmente fissati dalle normative tecniche e/o dalla comune prassi progettuale.

### 9.3.1 Metodo di calcolo

Per la verifica delle condizioni idrauliche di funzionamento dei tombini sopra citati ci si è avvalsi di un programma di calcolo automatico per il dimensionamento e la verifica idraulica, con la portata di progetto  $T_r = 200$  anni. Nei paragrafi seguenti vengono esposti i caratteri principali del codice impiegato.

E' stata considerata come lunghezza del tombino quella totale (esistente + nuovo), nell'ipotesi che la sezione idraulica sia unica e pari a quella adottata per il prolungamento.

### 9.3.2 IL PROGRAMMA BCAP (Broken-Back Culvert Analysis Program)

Il programma BCAP è un software implementato dall'Università del Nebraska-(Department of Civil Engineering) per il Dipartimento delle strade del Nebraska ed ha lo scopo di consentire un 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 stesse routines del programma FHWA HY-8 sviluppato dalla Federal Highway Administration, in accordo ai 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".

Rispetto all'HY-8 il BCAP è in grado di modellare anche attraversamenti con due cambi di livelletta all'interno dello stesso manufatto.

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.

I dati di ingresso sono i seguenti:

*Culvert Data :*

- project name: nome del progetto
- the station or location: progressiva
- the date (automatically set): data
- 

I dati di portata sono :

- minimum discharge: portata minima di deflusso
- design discharge: portata di progetto
- maximum discharge: portata massima di deflusso
- number of barrels: numero di manufatti
- 

La portata di progetto deve essere sempre maggiore della minima, mentre quella massima

sarà di norma maggiore o pari a quelle di progetto. Tali dati sono utilizzati solo nel caso si vogliano determinare le scale di deflusso del manufatto ed eseguire analisi di sensitività.

Nel caso specifico è stata condotta solo l'analisi per la portata di progetto.

I dati del tombino prevedono:

- culvert shape: forma del tombino
- size: dimensioni
- inlet: tipo di imbocco
- material: materiale
- roughness coefficients: scabrezza di Manning.

I dati di output sono i seguenti:

- headwater depth: carico idraulico totale in coordinate relative, della corrente nel tombino. Tale valore è stato assunto come livello idrico all'imbocco nel caso in cui il tombino preveda acqua ferma ( es. un pozzo) all'ingresso.
- inlet control elevation : quota assoluta del carico all'imbocco
- inlet depth : altezza idrica all'imbocco nel caso di imbocco senza pozzo di ingresso, ovvero considerando il carico cinetico all'ingresso
- break control elevation : carico idraulico in termini di quote assolute
- critical depth : altezza critica
- tailwater depth : altezza idrica nel canale di valle
- occurrence of a hydraulic jump : presenza di risalto idraulico
- hydraulic jump location (if occurred) . posizione del risalto
- hydraulic jump length (if occurred) lunghezza del risalto
- outlet depth : altezza idrica nella sezione di sbocco
- outlet velocity : velocità nella sezione di sbocco
- outlet Froude number : numero di Froude nella sezione di sbocco.

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua minori.



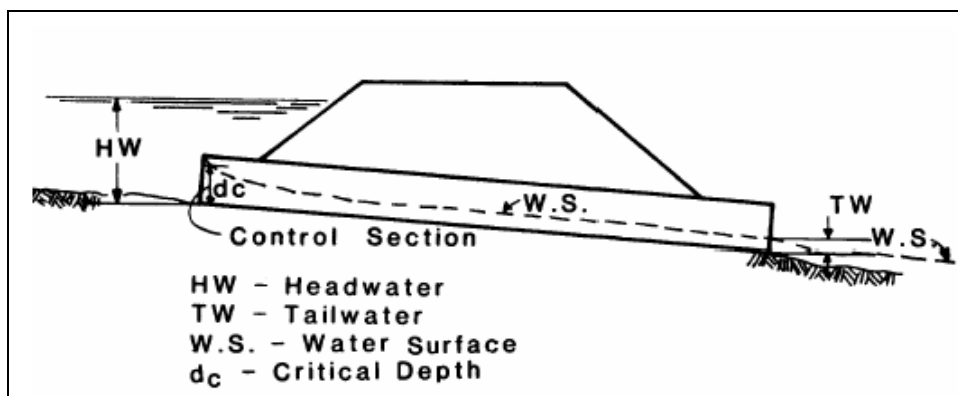
### 9.3.3 Il calcolo idraulico

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

Come già accennato, per affrontare il calcolo idraulico il programma BCAP 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.

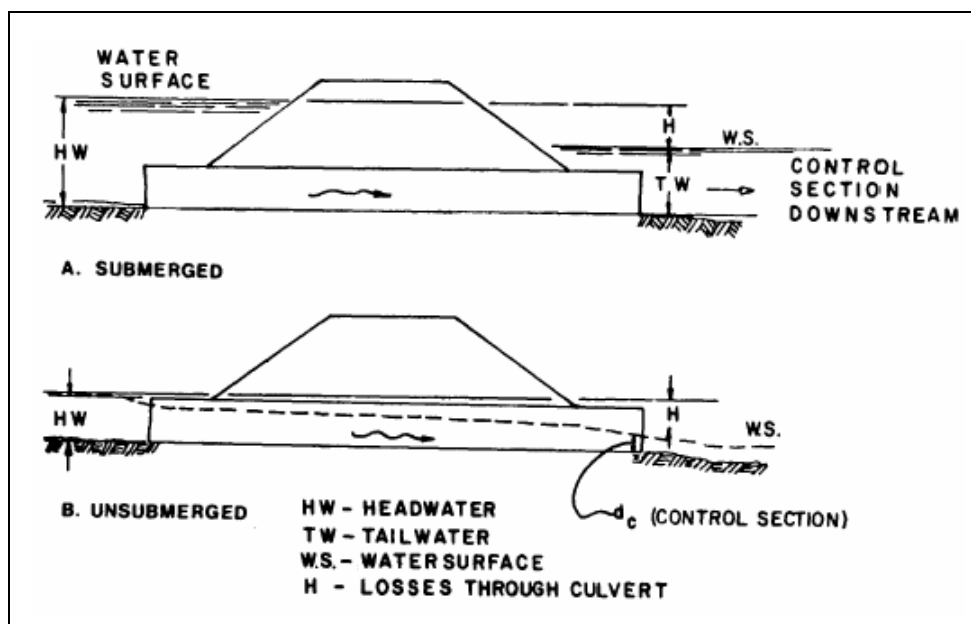
L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per il moto: l'ingresso (Inlet control) e l'uscita (Outlet control).

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.



*Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso*

Sezione di controllo all'uscita. Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.



*Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino*

#### 9.3.4 Calcolo idraulico per i tombini con 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, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} \quad (\text{ft}^{0.5}/\text{s})$$

dove  $Q(\text{ft}^3/\text{s})$  è la portata,  $A(\text{ft}^2)$  è la sezione del tombino e  $D(\text{ft})$  l'altezza interna.

Dato che  $1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$  possiamo calcolare il fattore di conversione  $1 (\text{m}^{0.5}/\text{s}) = 1.81 (\text{ft}^{0.5}/\text{s})$  per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

$$\text{Se } \frac{Q}{AD^{0.5}} < 1.932$$

- Imbocco non sommerso

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ 1.81 \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\text{Se } \frac{Q}{AD^{0.5}} > 2.208$$

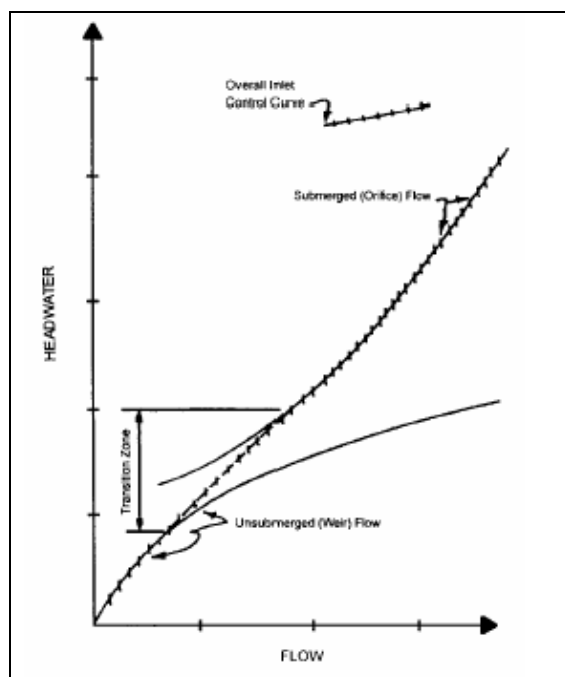
- Imbocco sommerso

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ 1.81 \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

$$\text{Se } 1.932 < \frac{Q}{AD^{0.5}} < 2.208 \quad - \text{Zona di transizione}$$

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove  $HW_i$  è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla;  $H_c$  è l'energia critica;  $S$  è la pendenza della condotta;  $K$ ,  $M$ ,  $Y$  e  $c$  sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.



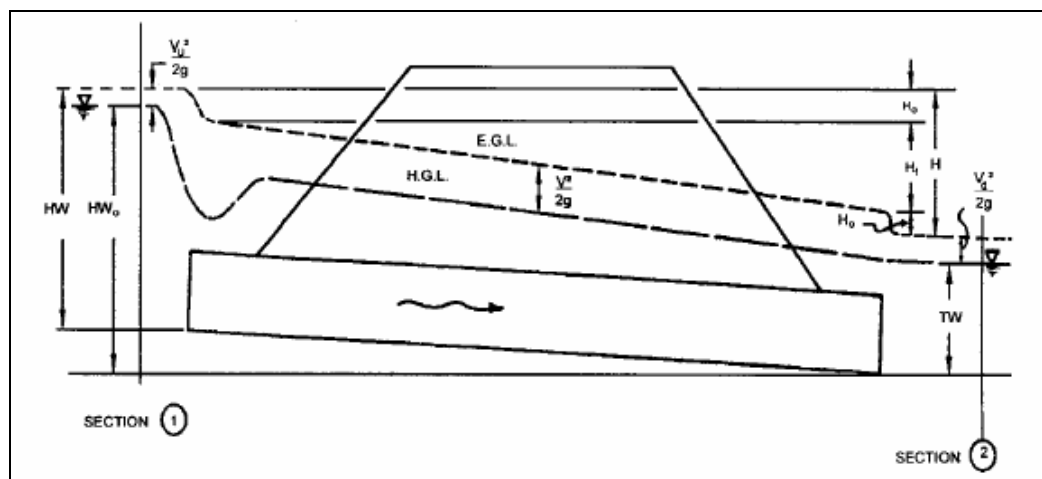
*Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte*

#### 9.3.5 Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$HW_0 + \frac{V_u^2}{2g} = TW + \frac{V_d^2}{2g} + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.



**Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle**

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

### 9.3.6 TAILWATER – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (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.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

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

dove  $v$  (m/s) è la velocità media della corrente;  $R$  (m) è il raggio idraulico;  $S$  è la pendenza della linea dell'energia ed  $n$  è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo:

- nel caso di canali rivestiti in materassi pari a 0.035
- nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.015

## 9.4 Verifica Tombini: Risultati

### 9.4.1 Tombino fosso Albuccione (pk 2+202.90)

#### *Dati in ingresso*

---

##### DISCHARGE DATA

Minimum:	0.000 cms
Design Discharge:	7.400 cms
Maximum:	15.000 cms
Number of Barrels:	1

---

##### TAILWATER DATA

Type:	Downstream
Channel Shape:	Trapezoid
Left Side Slope:	1 H:1V
Right Side Slope:	1 H:1V
Bottom Width:	2.000 m
Bottom Slope:	0.005 m/m
Roughness Coefficient:	0.03

---

##### CULVERT DATA

Type:	Concrete Box
Span (per barrel):	2.000 m
Rise:	2.000 m
Inlet Type:	Headwall, Square Edge (90-45 deg.)
Roughness Coefficient:	0.015
Outlet Section Roughness Coeff.:	0.015
Inlet Section Slope:	N.A.
Steep Section Slope:	0.005 m/m
Outlet Section Slope:	0.005 m/m

---

##### CULVERT PROFILE DATA

Type:	Single Broken-Back
Inlet Station:	0.000 m
Inlet Elevation:	0.125 m
Lower Break Station:	12.500 m
Lower Break Elevation:	0.063 m
Outlet Station:	25.000 m
Outlet Elevation:	0.000 m

---

### *Dati di uscita*

#### **CULVERT DATA**

Discharge:	7.400 cms
Shape:	Box
Material:	Concrete
Size:	1-2.0 m x 2.0 m
Inlet Type:	Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

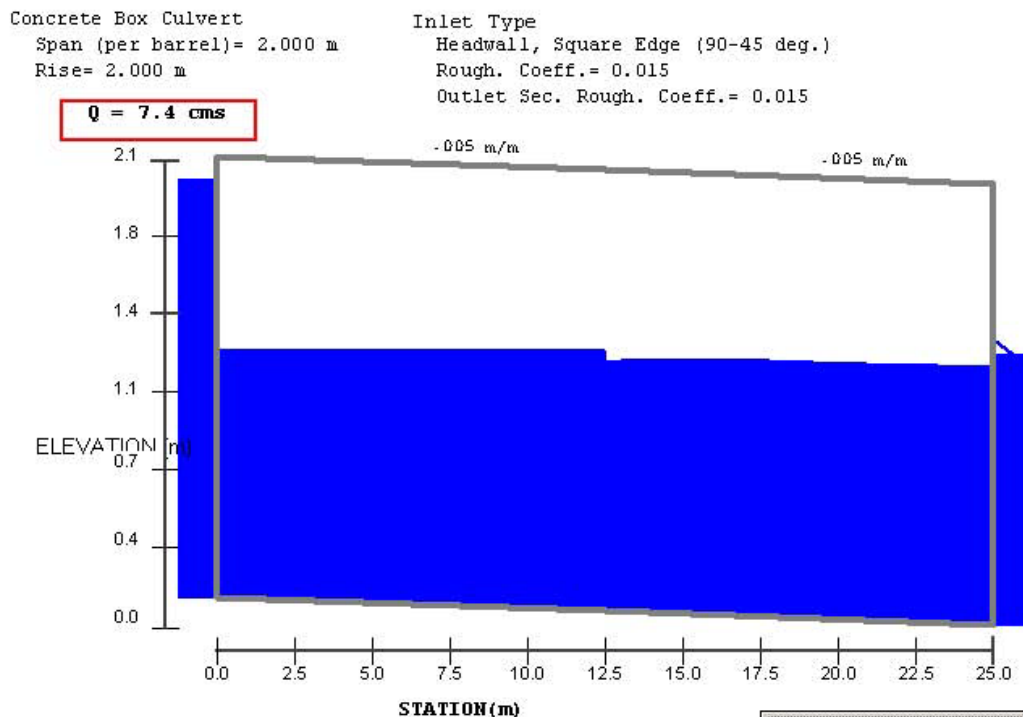
#### **WATER SURFACE PROFILE**

Inlet Depth:	1.12 m
Inlet Velocity:	3.31 m/s
Upper Break Depth:	1.12 m
Upper Break Velocity:	3.31 m/s
Lower Break Depth:	1.18 m
Lower Break Velocity:	3.14 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump:	1.29 m
Velocity at End of Hydraulic Jump:	3.16 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump:	1.22 m
Velocity at End of Hydraulic Jump:	1.89 m/s

#### **OUTPUT DATA**

Head Water Depth:	1.89 m
Inlet Control Elevation:	2.01 m
Break Control Elevation:	0 m
Critical Depth:	1.12 m
Tailwater Depth:	1.22 m
Hydraulic Jump?	YES
Jump Station:	0.00 m
Jump Length:	0.00 m
Outlet Depth:	1.22 m
Outlet Velocity:	3.04 m/s
Outlet Froude No.:	.9

### *Profilo di rigurgito*



#### 9.4.2 Tombino fosso del Cavaliere (pk 3+083.30)

##### *Dati in ingresso*

---

###### **DISCHARGE DATA**

Minimum:	0.000 cms
Design Discharge:	13.700 cms
Maximum:	20.000 cms
Number of Barrels:	1

---

###### **TAILWATER DATA**

Type:	Downstream
Channel Shape:	Trapezoid
Left Side Slope:	1 ___ H:1V
Right Side Slope:	1 ___ H:1V
Bottom Width:	3 m
Bottom Slope:	0.02 m/m
Roughness Coefficient:	0.03

---

###### **CULVERT DATA**

Type:	Concrete Box
Span (per barrel):	3.4 m
Rise:	3 m
Inlet Type:	Headwall, Square Edge (90-45 deg.)
Roughness Coefficient:	0.015
Outlet Section Roughness Coeff.:	0.015
Inlet Section Slope:	N.A.
Steep Section Slope:	0.005 m/m
Outlet Section Slope:	0.005 m/m

---

###### **CULVERT PROFILE DATA**

Type:	Single Broken-Back
Inlet Station:	0.000 m
Inlet Elevation:	0.580 m
Lower Break Station:	14.500 m
Lower Break Elevation:	0.290 m
Outlet Station:	29.000 m
Outlet Elevation:	0.000 m

---

### *Dati di uscita*

#### **CULVERT DATA**

Discharge:	13.700 cms
Shape:	Box
Material:	Concrete
Size:	1-3.4 m x 3.0 m
Inlet Type:	Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

#### **WATER SURFACE PROFILE**

Inlet Depth:	1.18 m
Inlet Velocity:	3.41 m/s
Upper Break Depth:	1.18 m
Upper Break Velocity:	3.41 m/s
Lower Break Depth:	0.87 m
Lower Break Velocity:	4.61 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump:	N/A m
Velocity at End of Hydraulic Jump:	N/A m/s
Depth at End of Hydraulic Jump:	0.96 m
Velocity at End of Hydraulic Jump:	3.60 m/s

#### **OUTPUT DATA**

Head Water Depth:	1.98 m
Inlet Control Elevation:	2.56 m
Break Control Elevation:	0 m
Critical Depth:	1.18 m
Tailwater Depth:	0.96 m
Hydraulic Jump?	NO
Outlet Depth:	0.80 m
Outlet Velocity:	5.01 m/s
Outlet Froude No.:	1.8

### *Profilo di rigurgito*

Concrete Box Culvert  
Span (per barrel)= 3.4 m  
Rise= 3 m

Inlet Type  
Headwall, Square Edge (90-45 deg.)  
Rough. Coeff.= 0.015  
Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.015

