



# COMUNE DI ROIATE

COMUNE DELLA CITTA' METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE

## LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO IN VIA DELLE CERASE MARINE/VIA CESOLI E VIA DEL COLLE

D					
C					
B					
A					
REV.	DESCRIZIONE	DATA	DIS.	VERIF.	APPR.

### PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

PROGETTISTA, D.L. e COORDINATORE DELLA SICUREZZA:  
Dott. Ing. ALESSANDRO COCCO – Roma

ALL. A.2

DATA EMISSIONE:

Gennaio 2022

SCALA:

CODICE CIG.:

Z4132143BD

TITOLO:

Relazione idraulica

## COMUNE DI ROiate (RM)

### LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO IDROGEOLOGICO IN VIA DELLE CERASE MARINE-VIA CESOLI E VIA DEL COLLE

#### PROGETTO ESECUTIVO

#### RELAZIONE IDRAULICA

#### INDICE

1.	Introduzione .....	2
2.	Pluviometria .....	2
2.1	Utilizzo della distribuzione TCEV .....	2
2.2	Stima regionale dei parametri della TCEV .....	4
2.2.1	Primo livello di regionalizzazione .....	7
2.2.2	Secondo livello di regionalizzazione .....	8
2.2.3	Terzo livello di regionalizzazione .....	8
2.3	Piogge di massima intensità e breve durata .....	9
2.4	Risultati .....	13
3.	Scelta del tempo di ritorno .....	16
4.	Portate di progetto .....	18
4.1	Modellazione afflussi-deflussi .....	18
4.1.1	Ietogrammi sintetici .....	19
4.1.2	Tempo di concentrazione .....	19
4.1.3	Coefficiente di deflusso di piena .....	20
4.2	Portate di progetto .....	24
5.	Il bacino di progetto .....	25
6.	Verifica idraulica del collettore .....	26
7.	Verifica di stabilità del collettore .....	29
7.1	Carichi sui tubi .....	29
7.1.1	Carico del terreno (Pt) .....	30
7.1.2	Carichi mobili (Pm) .....	31
7.1.3	Carico acqua di falda (qf) .....	31
8.	Inflessione diametrale .....	33
9.	Scelte progettuali .....	34

## **1. INTRODUZIONE**

Uno degli elementi qualificanti del progetto è la regimazione delle acque fluenti su via del Colle. A tal proposito è stato approntato uno studio idrologico che utilizza la regionalizzazione delle precipitazioni condotta, per i contermini, da Calenda e Cosentino (1996) di cui si riportano i risultati e l'impostazione metodologica.

Per la trasformazione afflussi deflussi si è utilizzato il modello cinematico adottando le semplificazioni che conducono alla formula razionale.


## **2. PLUVIOMETRIA**

In questa sezione vengono definite le caratteristiche pluviometriche di ingresso per la definizione della relativa portata. Lo studio delle precipitazioni è utile per la definizione della curva di probabilità pluviometrica di progetto, allo scopo si è utilizzata la regionalizzazione VAPI condotta sull'Italia centrale dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, che fa riferimento alla distribuzione di probabilità TCEV.

### **2.1 Utilizzo della distribuzione TCEV**

L'adozione della legge TCEV è stata introdotta a seguito della constatazione del fatto che in numerosi pluviometri si sono registrati alcuni eventi assolutamente straordinari, la cui intensità supera di gran lunga le intensità inferiori di pari durata. Tali eventi sono indicati nella letteratura anglosassone come *outliers*.

La distribuzione TCEV definisce la probabilità di non superamento di una mistura di due popolazioni di eventi definite come *componente bassa*, che include gli eventi che potremmo chiamare *ordinari*, e componente alta che include gli eventi che potremmo considerare *straordinari*, di cui fanno parte gli eventuali *outliers*.

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

La distribuzione TCEV si esprime:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \quad (2.1.01)$$

dove  $X$  è la variabile,  $x$  è un generico valore di  $X$  e i parametri indicano:

- $\Lambda_1$  e  $\Lambda_2$  il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario, in questo caso l'anno, che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- $\Theta_1$  e  $\Theta_2$  il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, in cui è ovviamente:  
 $\Theta_2 \geq \Theta_1$

La TCEV può essere messa nella forma:

$$P_X(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)}} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)} \quad (2.1.02)$$

avendo posto:

$$\alpha_1 = \frac{1}{\Theta_1}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{\Theta_2}, \quad \varepsilon_1 = \frac{\ln \Lambda_1}{\alpha_1} = \Theta_1 \ln \Lambda_1, \quad \varepsilon_2 = \frac{\ln \Lambda_2}{\alpha_2} = \Theta_2 \ln \Lambda_2 \quad (2.1.03)$$

Derivando la (2.1.01) rispetto a  $x$  si ottiene la densità di probabilità della TCEV:


$$p_X(x) = \left( \frac{\Lambda_1}{\Theta_1} e^{-\frac{x}{\Theta_1}} + \frac{\Lambda_2}{\Theta_2} e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \right) \cdot e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \quad (2.1.04)$$

*Sostituzione dei parametri  $\Theta_2$  e  $\Lambda_2$*

Ponendo:

$$\Theta_* = \frac{\Theta_2}{\Theta_1} \quad (2.1.06)$$

Relazione idraulica	Pag. 3 di 34
Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

$$\Lambda^* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\Theta^*}} \quad (2.1.07)$$

la (2.1.01) diventa:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{\frac{x}{\Theta^* \Theta_1}}} \quad (2.1.08)$$

Si osservi che è sempre:

- per la (2.1.02):

$$\Theta^* > 1$$

- poiché è  $\Lambda_1 \geq 0$  e  $\Lambda_2 \geq 0$ :


$$\Lambda^* \geq 0$$

## 2.2 Stima regionale dei parametri della TCEV

Nel caso delle piogge intense il numero degli eventi straordinari registrati da un singolo pluviometro è molto basso, e ciò rende impossibile una stima efficace dei parametri della componente alta facendo riferimento alle singole serie di osservazioni. È necessario quindi far ricorso a metodi regionali, in modo da utilizzare per la stima dei parametri tutte le osservazioni di una regione pluviometricamente omogenea. Il concetto di omogeneità pluviometrica risulterà definito dal modo in cui si sviluppa la procedura di regionalizzazione.

Con regionalizzazione delle variabili  $X_i$  ( $i = 1 \dots n$ ) s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Nel caso di variabili distribuite sul territorio, come le piogge, si richiede generalmente che tali raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 4 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

Secondo la procedura proposta da Versace e al. (1989) vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- al primo livello *regioni omogenee* rispetto ai parametri  $A_*$  e  $\Theta_*$ , da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al *coefficiente di asimmetria*;
- al secondo livello *zone omogenee* anche rispetto al parametro  $A_1$ , da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al *coefficiente di variazione*;
- al terzo livello *sottozone omogenee* rispetto alla dipendenza del parametro  $\Theta_1$  - e quindi della media - da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

Si procede come segue:


A. al primo livello di regionalizzazione:

- in base ai valori dei coefficienti di asimmetria empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle regioni omogenee;
- in ciascuna regione viene eseguita la stima dei parametri  $A_*$  e  $\Theta_*$  con il metodo proposto da Fiorentino e Gabriele (1985), applicando il criterio della massima verosimiglianza a tutte le variabili che ricadono in essa;
- con la legge standardizzata si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività  $\alpha$ , del coefficiente di asimmetria, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le regioni individuate;
- se tale condizione non è soddisfatta, si modificano le regioni e si riprende la procedura.

B. al secondo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di  $A_*$  e  $\Theta_*$  determinati al primo livello:

- in base ai valori dei coefficienti di variazione empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle zone omogenee;
- si stimano con il criterio della massima verosimiglianza i parametri  $A_1$ , i relativi a ciascuna stazione;

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 5 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

- si determinano i coefficienti di variazione della componente base di ciascuna stazione tramite la:

$$\gamma_{1,i} = \frac{1,2825}{\ln \Lambda_{1,i} + 0,57722} \quad (2.1.13)$$

- in ciascuna zona omogenea si calcola il coefficiente di variazione della zona  $\gamma_1$  come media dei  $\gamma_{1,i}$  relativi a quella zona;
- per ciascuna zona omogenea si calcola la stima di  $\Theta_1$  introducendo  $\gamma_1$  nella (2.1.13);
- con la legge standardizzata si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività  $\alpha$ , del coefficiente di variazione, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le zone individuate;
- se questa condizione non è soddisfatta, si modificano le zone e si riprende la procedura.

C. al terzo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di  $\Lambda_*$ ,  $\Theta_*$  e  $\Lambda_1$  determinati ai precedenti livelli, per cui risulta fissato il parametro  $\beta$  :

- s'individuano, in prima approssimazione, in base all'andamento della media con la quota  $z$ , le sottozone omogenee;
- s'interpolano gli andamenti di  $\mu(z)$  con la legge prescelta, e si verifica l'adattamento;
- se l'adattamento non risulta soddisfacente, si modificano le sottozone e si riprende la procedura.

In questa relazione si fa riferimento alla regionalizzazione delle piogge intense svolta nell'ambito del progetto VAPI su un'ampia fascia dell'Italia Centrale, comprendente tra l'altro, tutti i bacini del Compartimento di Roma del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, ossia il bacino del Tevere e i bacini minori con foce lungo il litorale del Lazio (Calenda e al. 1994; Calenda e Cosentino, 1996).

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 6 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

Per la regionalizzazione si è utilizzato un criterio geografico, ed è sempre stato possibile conservare la continuità territoriale delle aree omogenee.

Ricordando la (1.04) la distribuzione di probabilità del massimo giornaliero si scrive:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_I e^{-\left(\frac{h_d}{\mu_{hd}}\right)^\beta}} - \Lambda_* \Lambda_I^{1/\Theta_*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta_* \mu_{hd}}\right)^\beta} \quad (2.1.14)$$

dove con  $\mu_{hd}$  si è indicata il valore medio delle massime altezze giornaliere.

### 2.2.1 Primo livello di regionalizzazione

Al primo livello di regionalizzazione si è dovuta respingere l'ipotesi di un'unica regione omogenea rispetto al coefficiente d'asimmetria, che non è risultata accettabile. Il territorio è stato quindi suddiviso in tre regioni omogenee, che si potrebbero definire: *regione tirrenica* (regione A, con 154 stazioni), *regione appenninica* (regione B, con 353 stazioni) e *regione adriatica* (regione C, con 120 stazioni).

I valori regionali dei parametri  $\Lambda_*$  e  $\Theta_*$  sono riportati nella tabella 2.1.

Tabella 2.1 - Parametri del primo livello di regionalizzazione

regione	$\Lambda_*$	$\Theta_*$
A	0,174	3,490
B	0,762	1,241
C	0,795	2,402



## 2.2.2 Secondo livello di regionalizzazione

Al secondo livello di regionalizzazione sono state considerate le stesse tre regioni individuate al primo livello. L'ipotesi che ciascuna fosse omogenea anche rispetto al coefficiente di variazione è risultata accettabile.

I valori regionali dei parametri  $A_1$  e  $\beta$  sono riportati nella tabella 2.2.

*Tabella 2.2 - Parametri al secondo livello di regionalizzazione*

<i>regione = zona</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
<i>A<sub>1</sub></i>	<i>29,314</i>	<i>22,017</i>	<i>27,806</i>
<i>β</i>	<i>5,056</i>	<i>4,359</i>	<i>5,301</i>

## 2.2.3 Terzo livello di regionalizzazione

Al terzo livello di regionalizzazione si è ipotizzato che la media dell'altezza giornaliera  $\mu_{hd}$  dipenda linearmente dalla sola quota  $z$  della stazione:

$$\mu_{hd} = cz + d \quad (2.1.15)$$

Sono state individuate 78 sottozone in cui i parametri della regressione e il coefficiente di correlazione assumono i valori indicati nella tabella 2.3.

### 2.3 Piogge di massima intensità e breve durata

Per l'elaborazione delle precipitazioni intense di breve durata si è adottata quindi la legge intensità-durata-frequenza a tre parametri:

$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b+t)^m} \quad (2.1.16)$$

dove:

- $T$  è il tempo di ritorno,
- $b$  è un parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata  $t$ , sia dal tempo di ritorno  $T$ ,
- $m$  è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno,
- $a(T)$  è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La (2.1.16) può essere messa nella forma:

$$i_t(T) = i_0(T) \left( \frac{b}{b+t} \right)^m \quad (2.1.17)$$

dove  $i_0(T)$  è l'intensità istantanea con tempo di ritorno  $T$ . La media di  $i_t$  risulta allora:

$$\mu_{it} = \mu_{i0} \left( \frac{b}{b+t} \right)^m \quad (2.1.18)$$


dove  $\mu_{i0}$  è la media dell'intensità istantanea.

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- a) l'intensità media di 24 ore  $\mu_{i24}$  è proporzionale all'intensità media giornaliera  $\mu_{id}$  id:

$$\mu_{i24} = \delta \cdot \mu_{id} \quad (2.1.19)$$

dove il coefficiente di proporzionalità, costante su tutta l'area esaminata, vale  $\delta = 1,15$ ;

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

b) il rapporto tra l'intensità media della pioggia di 5' e quella della pioggia oraria è costante su tutta l'area esaminata, assunto pari al valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma (Macao):

$$r = \frac{\mu_{i5'}}{\mu_{i1}} = \left( \frac{b+1}{b+0,0833} \right)^m = 3,36$$

Ricavando  $b$ :

$$b = \frac{1 - 0,0833r^{1/m}}{r^{1/m} - 1} \quad (2.1.20)$$

c) l'esponente  $m$  e il parametro di trasformazione temporale  $b$  sono indipendenti dal tempo di ritorno  $T$ , in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno;

d) l'intensità istantanea media  $\mu_{i0}$  è dipendente dalla quota  $z$  della stazione pluviometrica secondo la relazione:


$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\bar{\mu}_{hd}} \quad (2.1.21)$$

L'ipotesi a) è confermata con buona approssimazione dall'esame dei rapporti  $\delta$  di tutte le stazioni della area studiata. Da essa discende che anche per  $\mu_{i24}$  vale una relazione lineare con la quota:

$$\mu_{i24} = \delta \frac{cz + d}{24} \quad (2.1.22)$$

L'ipotesi b) è suffragata da ricerche condotte su scala mondiale da diversi autori (Calenda e al., 1995). Da essa si può ricavare il valore del parametro di trasformazione temporale  $b$  per ciascuna stazione.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 10 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

L'ipotesi c) è confermata con buona approssimazione dall'analisi delle curve di caso critico empiriche.

L'ipotesi d) è stata dedotta dai dati, anche se il numero molto ridotto delle stazioni pluviografiche presenti in ciascuna sottozona non autorizza conclusioni definitive.

Dalla (2.1.21), tenuto conto della (2.1.22), si ricava:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{i24}(z)}{\bar{\mu}_{i24}} = \frac{\delta(cz + d)}{24\bar{\mu}_{i24}} \quad (2.1.23)$$

da cui:

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{(cz + d)}{24} \quad (2.1.24)$$

Dalla (2.04') si ottiene:

$$\mu_{i0}(z) = \mu_{i24}(z) \left( \frac{b + 24}{b} \right)^m \quad (2.1.25)$$

Per cui, uguagliando la (2.1.24) alla (2.1.25), ricavando m e ricordando la (2.1.22) si ottiene:

$$m = \frac{\ln \left( \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \right)}{\ln \left( \frac{b + 24}{b} \right)}$$

che sostituendo secondo la (2.1.24) diventa:

$$m = \frac{\ln \left( \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \right)}{\ln \left[ 1 + \frac{24(r^{1/m} - 1)}{1 - 0,0833r^{1/m}} \right]} \quad (2.1.26)$$

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 11 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	



che costituisce un'equazione implicita, la cui soluzione fornisce il valore di  $m$ . Sostituendo a sua volta questo nella (2.1.20) si ottiene  $b$ .

I valori regionali dei parametri  $b$ ,  $m$  e  $\mu_{i0}/\mu_{i24}$  che compaiono nella (2.12) sono riportati nella tabella 2.4. È ovviamente:

$$\frac{h_d}{\mu_{hd}} = \frac{\delta h_{24}}{\delta \mu_{h24}} = \frac{i_0 \left( \frac{b}{b+24} \right)^m 24}{\mu_{i0} \left( \frac{b}{b+24} \right)^m 24} = \frac{i_0}{\mu_{i0}} \quad (2.1.27)$$

che sostituito nella (2.01) dà la distribuzione di probabilità dell'intensità di pioggia istantanea:

$$P(i_0) = e^{-\Lambda_I} e^{-\left( \frac{i_0}{\mu_{i0}} \right)^\beta} - \Lambda_* \Lambda_I^{1/\Theta_*} e^{-\left( \frac{i_0}{\Theta_* \mu_{i0}} \right)^\beta} \quad (2.1.28)$$

Sostituendo ancora nella (2.14)  $i_0$  secondo la (2.04) si ottiene la distribuzione di probabilità dell'intensità  $i_t$  relativa alla durata  $t$  generica:

$$P(i_t) = e^{-\Lambda_I} e^{-\left[ \frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]} - \Lambda_* \Lambda_I^{1/\Theta_*} e^{-\left[ \frac{i_t}{\Theta_* \mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]} \quad (2.15)$$

dove  $z$  è la quota del punto,  $\mu_{i0}(z)$  è dato dalla (2.1.25),  $m$  si ricava dalla (2.1.26),  $b$  dalla (2.1.20), e i parametri  $\Lambda_*$ ,  $\Theta_*$ ,  $\Lambda_I$  e  $\beta$  sono dati dalla procedura TCEV.



## **2.4 Risultati**

Il bacino idrografico ricade nella sottozona B24, come desumibile dalle immagini riportate nella figura 2.4.1.

*Figura 2.4.1 - Sottozona VAPI per l'Italia centrale*

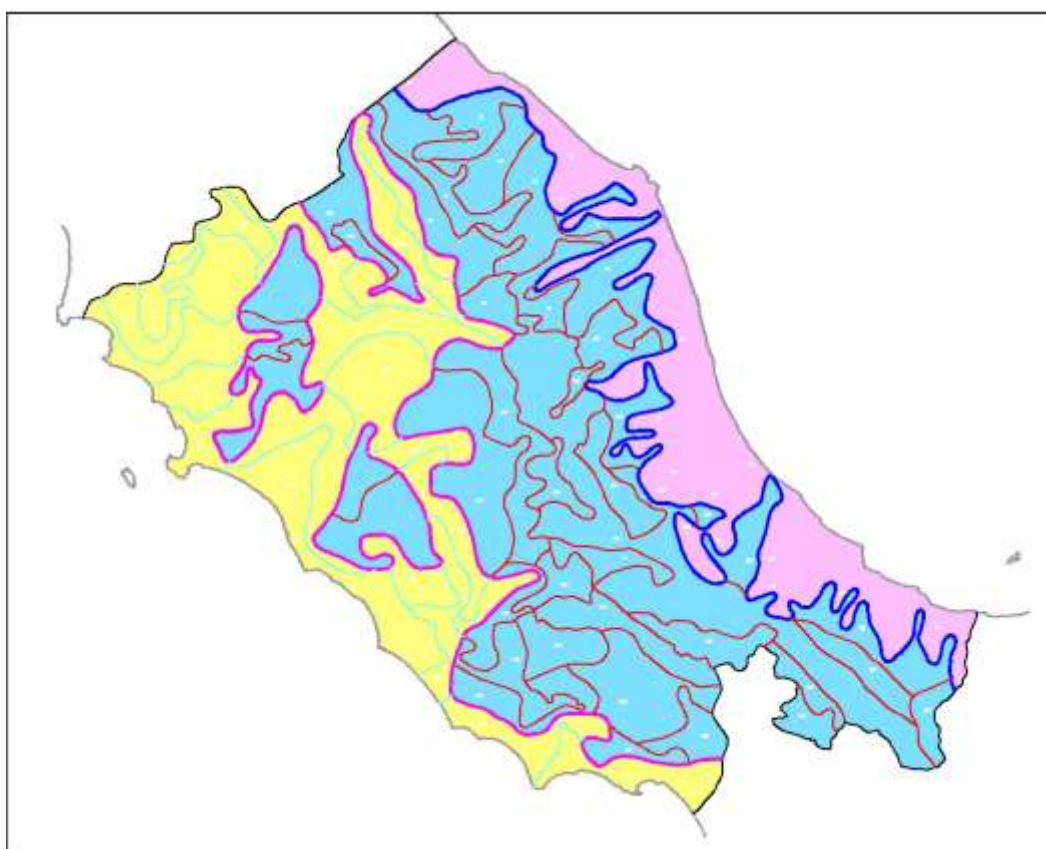
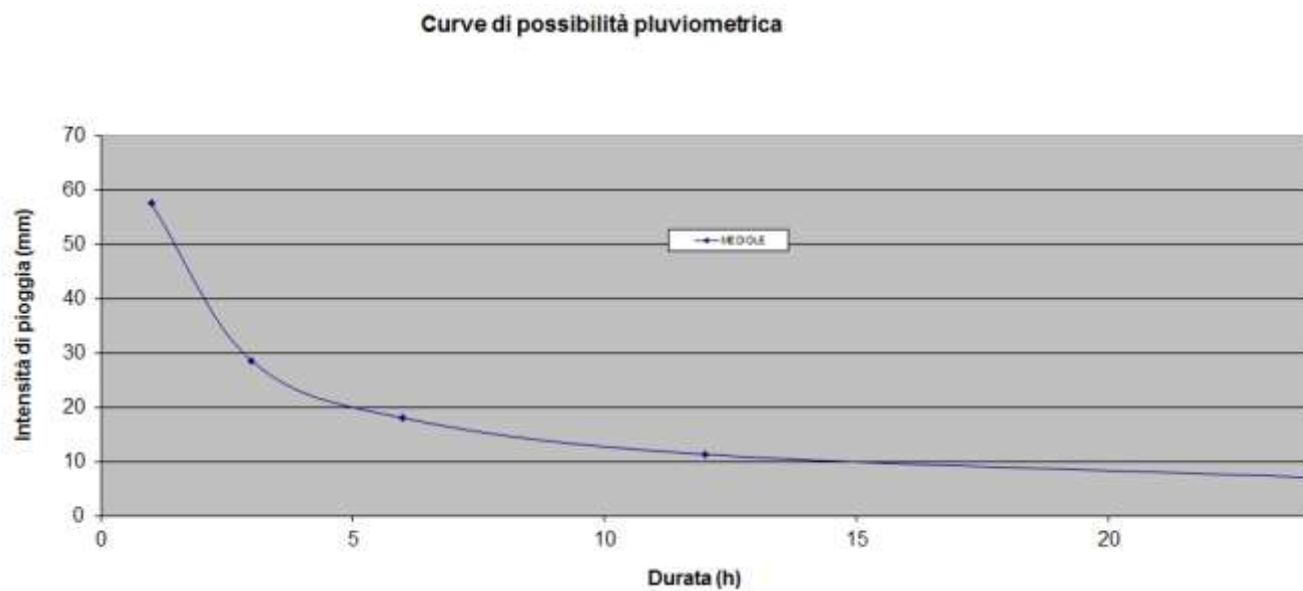




Figure 2.4.2 Curve durata



La zona B24 risulta essere caratterizzata dai seguenti coefficienti della curva pluviometrica a 3 parametri  $b$ ,  $m$ ,  $a$  per un tempo di ritorno di 20 anni:

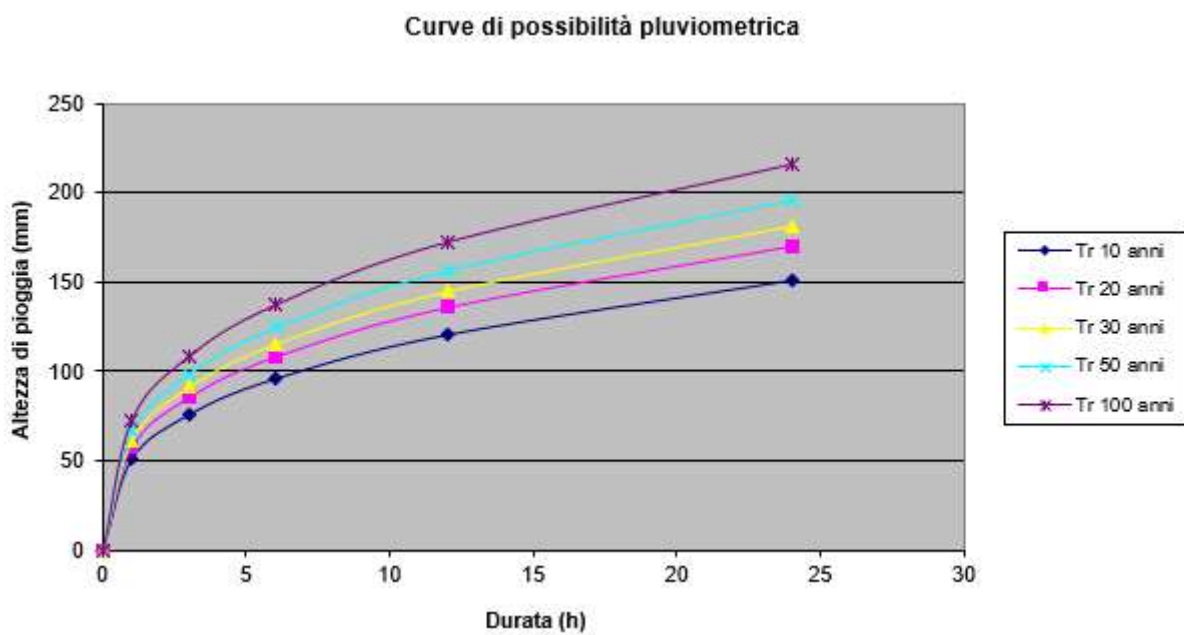
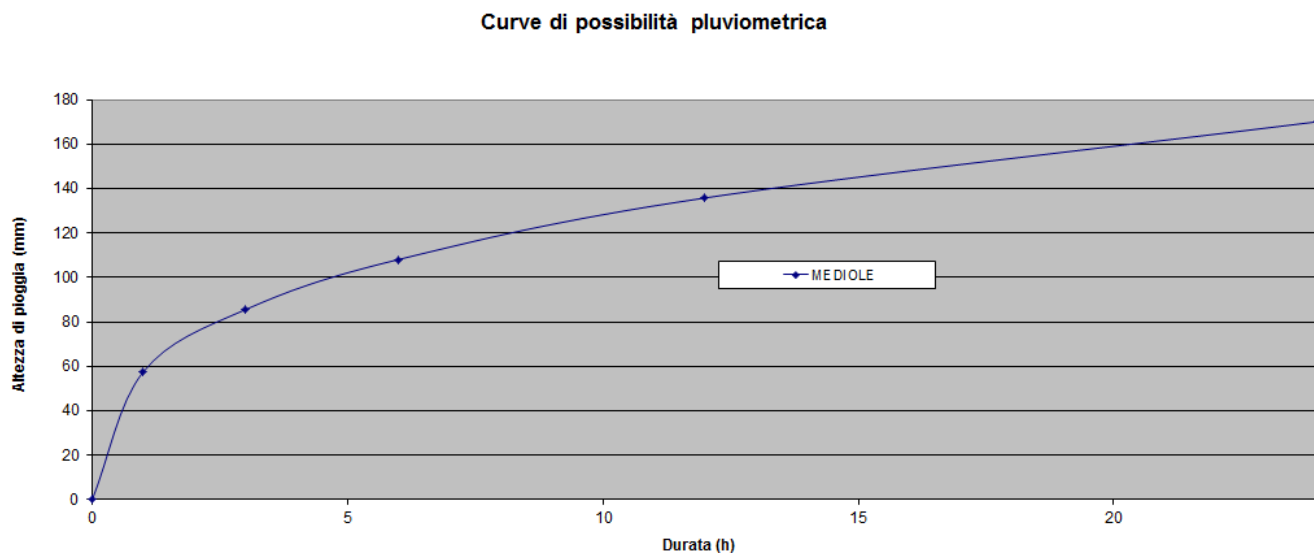
$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b+t)^m}$$

Tabella 2.4.3 - Parametri della sottozona B24

$b_{MED}$	$m_{MED}$	$a_i(Tr)$
0,10402	0,679	61,54



Figura 2.4.4 - Altezze di precipitazione  $Tr = 20$  anni





### 3. SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

La scelta della portata di progetto per il collettore di drenaggio deve basarsi su un'attenta analisi del cosiddetto rischio d'insufficienza, cioè, che occasionalmente si possano manifestare eventi estremi più intensi di quelli compatibili con le caratteristiche idrauliche della rete, e quindi con portate maggiori di quelle previste, accompagnate da esondazioni, ristagni d'acqua, danni a cose e persone, di entità talora elevata.


Il legame probabilistico tra la massima altezza e il tempo di ritorno  $T_r$ , o la probabilità  $P(Q)$  di non superamento, legame caratteristico di tutte le variabili casuali "estreme", è di tipo logaritmico. Ciò implica una ridotta influenza di  $T_r$  sulla portata: ad esempio passando da  $T_r=2$  anni a  $T_r=10$  anni, la portata al colmo si incrementa rispettivamente solo di 1.2 e 1.4 volte.

Significativo appare di conseguenza il concetto di "rischio  $R_N$  d'insufficienza in  $N$  anni", definito come il rischio che durante l'arco di vita tecnica dell'opera di  $N$  anni si verifichi almeno un evento che produca l'insufficienza dell'opera. Senza entrare nei dettagli della teoria statistica si può dimostrare che l'espressione che lega  $R_N$  a  $T_r$  vale:

$$R_N = 1 - P(Q_T)^N = 1 - (1 - 1/T_r)^N$$

che mostra come  $R_N$  cresca rapidamente, a parità di  $T_r$ , all'aumentare di  $N$ .

Fissando ad esempio un orizzonte temporale di efficacia dell'opera  $N=50$  anni, se si adottasse  $T_r=2 \div 10$  anni sussisterebbe la certezza probabilistica ( $R_N$  prossimo ad 1) che l'opera entri in crisi almeno una volta nei suoi 50 anni di vita; se si adottasse invece  $T_r=50$  anni il rischio d'insufficienza  $R_{50}$  scenderebbe a 0.63 (2 probabilità d'insufficienza su 3); per ridurre tale rischio a 0.20 (1 probabilità d'insufficienza su 5) il tempo di progetto dovrebbe salire a 225 anni, mentre per avere  $R$  a meno del 5% occorrerebbe salire con  $T_r$  a circa 1000 anni.

	<p style="text-align: center;"> <i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i> </p>
--	---


Sintomatico è quindi il caso delle fognature urbane ( $T_r = 5 \div 10$  anni); in tali casi essendo  $T_r$  ben minore della durata dell'opera ( $T_r \ll N$ ), sussiste in pratica la certezza probabilistica che l'opera sarà in qualche occasione insufficiente. Del resto, per evitare ciò occorrerebbe incrementare in misura inaccettabile il tempo di ritorno e quindi la dimensione ed il costo dell'opera. In definitiva nelle fognature non conviene scegliere valori di  $T_r$  elevati per ridurre il rischio di esondazioni, quanto piuttosto ridurre gli effetti delle insufficienze affiancando alle fognature, altre strutture di controllo delle portate eccedenti.

In questo concetto di progettazione, cosiddetto “*duale*”, si basano molte normative nord-americane. In esse si richiede il dimensionamento di due sistemi di drenaggio e controllo delle acque meteoriche urbane: il primo, detto *sistema minore*, è quello costituito dalle vere e proprie fognature, dimensionate per valori contenuti del tempo di ritorno ( $T_r=10$  anni); il secondo, detto *sistema maggiore*, dimensionato per valori più elevati del tempo di ritorno ( $T_r=50$  anni) ed è rappresentato dalle circolazioni idriche superficiali ed invasi di laminazione che vengono interessati solo in occasione degli eventi più intensi.

Discende da quanto esposto che un'opera destinata a permanere in vita per molti decenni si troverà soggetta, con probabilità abbastanza elevata, a sopportare eventi ben maggiori di quelli di progetto. Rientra pertanto nei contenuti di un buon progetto la ricerca dei criteri d'impostazione e delle strutture delle opere, atti a fornire le più efficaci riserve di sicurezza e garanzie di affidabilità, anche nel corso delle suddette evenienze.

Ciò premesso, ai fini dei calcoli di verifica o di dimensionamento del collettore, occorre preliminarmente stabilire quale rischio di insufficienza si voglia accettare. In altri termini occorre fissare il valore del tempo di ritorno  $T_r$  di progetto, come il numero di anni che mediamente intercorre tra due eventi produttori portate superiori a quella di progetto. La scelta di  $T_r$  discende da un compromesso tra l'esigenza di contenere la frequenza delle esondazioni e l'esigenza di contenere le dimensioni dei collettori, entro limiti accettabili economicamente e compatibili con i vincoli esistenti nel territorio interessato.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 17 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

Detto compromesso, che dovrebbe discendere da analisi tipo costi-benefici, conduce, in base alla lunga esperienza maturata in tale campo, all'adozione di valori normali del tempo di ritorno. In considerazione dell'atipicità dell'opera rispetto a un collettore di drenaggio cittadino per i quali si prevede generalmente un tempo di ritorno di 10-15 anni, visto che il progetto riguarda una zona ove il problema è assai sentito per i numerosi cittadini insediati, si prevede l'adozione di un tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni.

#### **4. PORTATE DI PROGETTO**

Lo studio idraulico condotto è basato su caratteristiche idrologiche e geomorfologiche del bacino in esame; le precipitazioni di progetto sono ricavate come visto a partire dalla regionalizzazione VAPI.

##### **4.1 Modellazione afflussi-deflussi**


Si è scelto per la determinazione delle portate di progetto un semplice modello di trasformazione afflussi-deflussi di tipo concentrato, basato sulla formula razionale:

$$Q(T) = 0,278 \cdot \phi \cdot A_b \cdot i(\tau_b, T) \cdot r(A_b, \tau_b)$$

in cui:

- $T$  è il tempo di ritorno medio, in anni,
- $Q(T)$  è la massima portata al colmo dell'anno relativa al tempo di ritorno  $T$ , in  $m^3/s$ ,
- $A_b$  è l'area del bacino, in  $km^2$ ,
- $\tau_b$  è il tempo di concentrazione, in h, parametro che regola la concentrazione dei deflussi,
- $i(\tau_b, T)$  è l'intensità di pioggia di durata  $\tau_b$  con tempo di ritorno  $T$ , in mm/h,

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 18 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerase Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

- $\phi(T)$  è il coefficiente di deflusso relativo al tempo di ritorno T, parametro che rappresenta le perdite idrologiche,
- $r(A_b, \tau_b)$  è il coefficiente di ragguaglio all'area delle piogge.

#### *4.1.1 Ietogrammi sintetici*

Il modello utilizza idrogrammi sintetici uniformi di durata pari al tempo di concentrazione del bacino. Gli ietogrammi sono stati ricavati dalla regionalizzazione illustrata nel capitolo 2. Per i parametri delle leggi di probabilità pluviometrica che dipendono dalla quota del suolo sono state utilizzate le quote medie dei bacini.

Per il coefficiente di ragguaglio data la limitata estensione del bacino si è adottato a favore di sicurezza un valore unitario

#### *4.1.2 Tempo di concentrazione*

In prima approssimazione il tempo di concentrazione del bacino nella rete fognaria è basato sulla seguente relazione:

$$\tau_{bK} = T_a + \frac{L_b}{v}$$

con:


$T_a$  tempo di accesso in rete;

$L_b$  lunghezza del collettore;

$v$  velocità.

Il tempo di accesso in rete dipende dalla lunghezza del collettore con velocità assunta pari a 1 m/sec. Esso vale circa 8 minuti, al quale è necessario aggiungere quelli delle aree scolanti a verde. Nei calcoli è assunto pari a 20'.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 19 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

#### 4.1.3 Coefficiente di deflusso di piena

Per il coefficiente di deflusso si è tenuto conto della formazione geologica afferente alla rete idrografica. La litologia dell'area di progetto è prevalentemente vulcaniti ed alluvioni. In particolare, si è fatto riferimento al parametro  $\phi(T)$  che può essere inteso come un *coefficiente di deflusso* del bacino in condizioni di piena per il tempo di ritorno  $T$ . La determinazione del valore di  $\phi(T)$  è stata condotta sulla base dei risultati della regionalizzazione delle portate sul bacino del Tevere e sui bacini regionali del Lazio (Calenda, 2004), funzione delle sole caratteristiche geologiche dei terreni tramite la formula lineare:

$$\phi_{reg}(T) = \frac{\sum_{f=1}^5 \phi_f(T) A_f}{A_b}$$


in cui:

$f$  è l'indice che definisce la formazione geologica,

$\phi_f(T)$  è un parametro che può essere inteso come un coefficiente di deflusso della formazione per il tempo di ritorno  $T$ ,

$A_f$  è l'area della formazione  $f$  compresa nel bacino.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 20 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle Cerase Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
--	---

Dall'esame della carta geologica Geologia del SIT di supporto al VAPI per l'Italia Centrale sono state individuate le 13 classi di formazioni geologiche. Ai fini della regionalizzazione è stata esclusa la superficie competente ai laghi, inoltre per ridurre il numero dei parametri, le tipologie di classi geologiche sono state raggruppate in sole 5 classi indicate nella seconda colonna della tabella

<b>Codice SIT</b>	<b>Classe reg.</b>	<b>Descrizione</b>
AL2-3	4	Alluvioni recenti limoso-sabbioso-ghiaiose; Depositi fluviali. (Olocene)
DT	1	Detrito di falda; Coni di deiezione; Depositi morenici. (Olocene - Pleistocene)
AL1	5	Sedimenti fluvio-lacustri e fluvio palustri; Alluvioni antiche da argillose a ghiaiose.
TR	1	Travertini. (Pleistocene)
T	4	Vulcaniti (tufi, lava, etc., variamente intercalati). (Pleistocene - Pliocene)
SAM	5	Sedimenti prevalentemente argillosi con intercalazioni di sabbie più o meno argillose. (Pleistocene - Pliocene)
BL	3	Blocchi e pacchi di strati di tipi litologici diversi (calcari, arenarie, alfoliti, etc...). (Micene inferiore - Cretaceo medio)
AT	2	Arenarie torbiditiche con intercalazioni di argiloscisti e marnoscisti; Banchi di marne («Macigno» ouct.). (Miocene medio - Ologocene)
CMA	1	Alternanza di marne, calcari e calcari con selce ben stratificati («Scaglia toscana», «Maiolica», «Diaspri», «Calcari selciferi», Calcari marnosi rossastri»). (Eocene - Lias inferiore)
DC	1	Depositi carbonatici costituiti da calcari bianchi e grigiastri senza apparente stratificazione, a luoghi carsificati. («Calcare massiccio»). (Lias inferiore)
F	3	Marne, calcari marnosi e alternanza di arenarie e marne («Marnosa - arenacea»), intercalazioni di calcari detritici e marne Arenacee. Alternanza di strati argillosi ed arenacei a sedimentazione gradata; livelli calcarenitici e conglomeratici. («Molasse»). (Miocene superiore - medio)
C	2	Depositi carbonatici costituiti da calcari detritici talora debolmente carsificati, a volte marnosi (Miocene medio). Depositi costituiti prevalentemente da calcari a luoghi carsificati, con intercalazioni di calcari dolomitici, calcari marnosi e lenti di bauxite (Cretaceo superiore - Lias medio). Depositi carbonatici costituiti da dolomie bianche o grigie stratificate, talora laminate. (Lias inferiore - Trias superiore)
LAGO	n.c.	Laghi

I valori dei parametri  $\phi(T)$  dipendono dalle formazioni geologiche prevalenti e seguono un andamento che può essere regolarizzato mediante relazioni interpolari del tipo  $\phi(T) = a \ln(T) + b$  in funzione del tempo di ritorno, o eventualmente essere assunto costante per alcune formazioni litologiche.

Relazione idraulica	Pag. 21 di 34
Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro	



*Comune di Roiate (RM)*  
*Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle*  
*Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle*

$\Phi_f$	tipo curva	parametri		
		cost	$a_f$	$b_f$
$\Phi_1$	$\Phi(T) = cost$	0,010	-	-
$\Phi_2$	$\Phi(T) = cost$	0,125	-	-
$\Phi_3$	$\Phi(T) = aLn(T) + b$	-	0,01361	0,19681
$\Phi_4$	$\Phi(T) = aLn(T) + b$	-	0,02685	0,19755
$\Phi_5$	$\Phi(T) = aLn(T) + b$	-	0,01670	0,76972

Per questo tipo il coefficiente di deflusso è valutabile tramite l'espressione

$$\phi_f(T) = a_f Ln(T) + b_f$$

dove

$a_f$	$b_f$
0,02685	0,19755



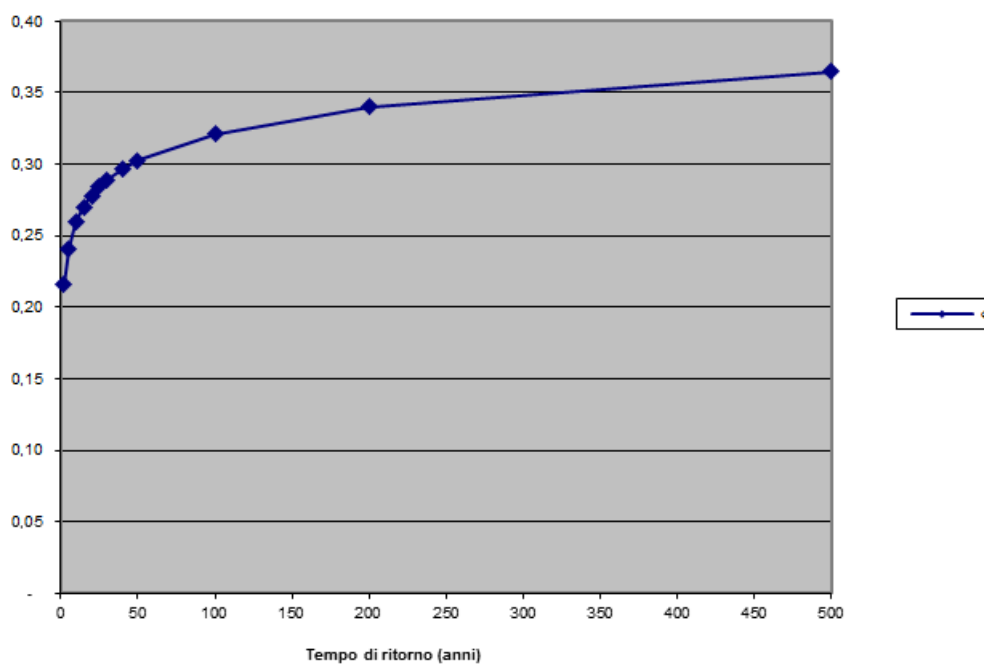
*Comune di Roiate (RM)*  
*Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle*  
*Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle*

Risulta quindi di agevole determinazione il valore del coefficiente di afflusso per i vari tempi di ritorno. Per la classe 4


*Coefficiente di afflusso per i vari tempi di ritorno*

Area del grafico

**Coefficiente di afflusso**





	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

## 4.2 Portate di progetto

Secondo le assunzioni esplicitate nei paragrafi precedenti la portata di progetto con un tempo di ritorno di 20 anni è pari a 0,433 mc/sec.

### METODO RAZIONALE

a tre parametri

Area	ha	3,38
Coefficiente deflusso		0,278
Tc	min	20

$$I_t = a(t) / (b+t)^m$$


a (t)	61,54
b	0,104
m	0,679

$$\text{Intensità di pioggia (Ip)} \quad \text{mm} \quad 107,91$$

$$Q_{max} = 0,00277 * c * Ip * A \quad \text{mc/sec} \quad 0,280$$

Tale portata sarà quindi utilizzata per le verifiche idrauliche.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 24 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

## 5. IL BACINO DI PROGETTO


Nell'ambito dei lavori di messa in sicurezza di più zone del territorio comunale di Roiate è ricompresa la regimazione delle acque lungo parte di Via del Colle.



**Figura 1: Schema bacino scolante – Via del Colle**

Tramite lo studio idrologico, è stata determinata la portata pluviale per un tempo di ritorno di 20 anni e quantificata in 0,280 mc/sec. Per il drenaggio si prevede l'installazione di una tubazione in PEAD corrugato Sn.8 diametro interno mm.400.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 25 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

## 6. VERIFICA IDRAULICA DEL COLLETTORE

Determinata la portata si ipotizza che nella sezione terminale del collettore si instaurino condizioni di moto uniforme. Sotto tali condizioni si è utilizzata la formula di Chèzy:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{Ri} \quad (1)$$

dove:

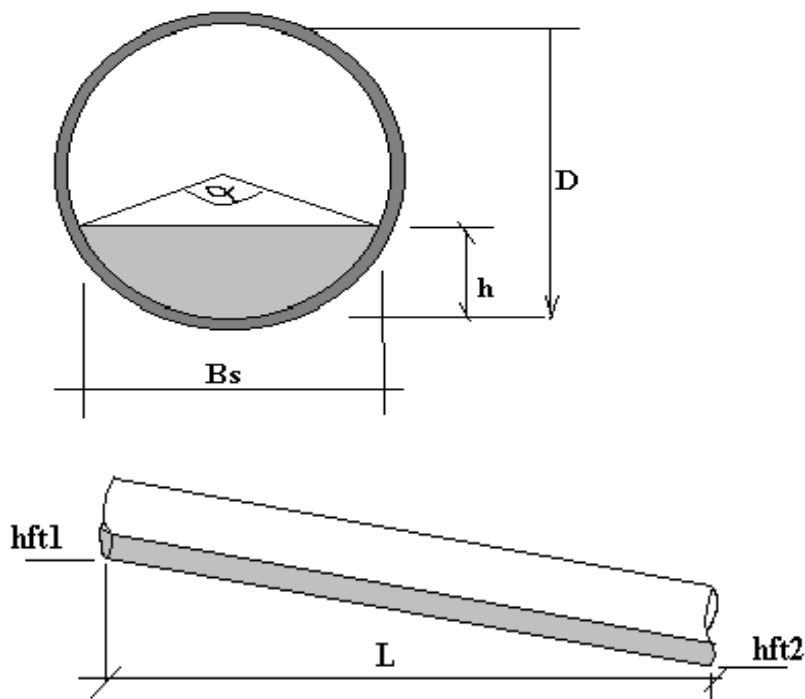
- Q     portata media nel condotto (m<sup>3</sup>/s);
- A     sezione liquida della corrente (m<sup>2</sup>);
- R     raggio idraulico (m);
- i     pendenza media del tratto (m/m).

Il coefficiente di scabrezza è calcolato con l'espressione di Bazin, assai utilizzata e sperimentata per i moti a superficie libera:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{k}{\sqrt{R}}}$$

Il coefficiente che esprime la scabrezza secondo Bazin, è assunto  $n = 0.1$  per i tubi in Pead. Lo speco impiegato soddisfa abbondantemente le prestazioni richieste. Per la determinazione delle dimensioni e delle grandezze idrauliche dei condotti a sezione circolare, sono state utilizzate le seguenti relazioni:

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 26 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	



$$h = \frac{D}{2} [1 - \cos(\alpha / 2)]$$

altezza d'acqua

$$Bs = D \cdot \sin(\alpha / 2)$$

larghezza superficiale

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot [\alpha - \sin \alpha]$$

sezione liquida

$$P = \frac{D}{2} \cdot \alpha$$

contorno bagnato

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \cdot \left[ 1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right]$$

raggio idraulico

$$hft2 = hft1 - L \cdot i$$

quote di fondo tubo

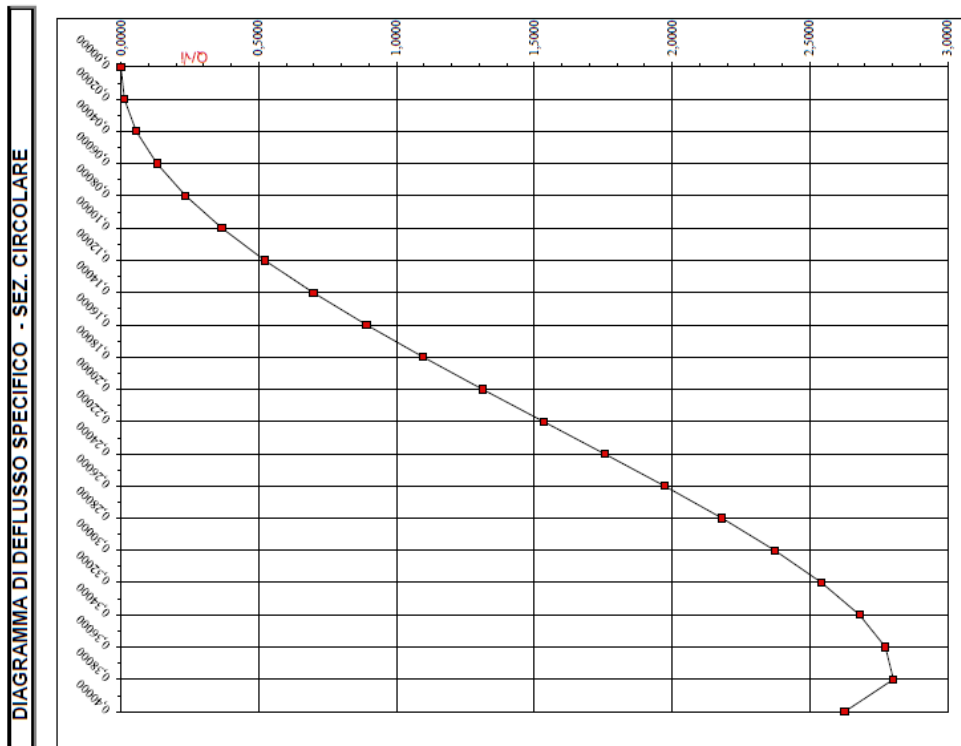
$$i$$

pendenza media




Comune di Roiate (RM)  
Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle  
Cerase Marine-Via Cesoli e Via del Colle

Nel tabulato seguente si riporta la verifica idraulica che evienzia per la portata di progetto un riempimento del 65% dello speco con pendenze del 2%.



SEZIONE: COLLETTORE VIA DEL COLLE									
PORTATA 280 litri/sec									
FORMULE UTILIZZATE									
CIRCOLARE									
PEAD sn.8 400 mm									
Diametro esterno: 0,40 m									
Diametro interno: 0,1									
Coeff. di Bazin									
$Q_0 = A_0 \times \chi_0 \times \sqrt[3]{\frac{87}{\chi_0}}$ Chzy									
$\chi_0 = \frac{87}{1 + \sqrt[3]{\frac{87}{\chi_0}}}$ Bazin									
Calcolo portata per pendenze									
N°	Y (m)	φ (rad)	A (m²)	R (m)	Q/V (m³/sec)	Q (m³/sec)	V (m/sec)	Q (m³/sec)	V (m/sec)
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
1	0,02000	0,0023	0,0023	0,0500	0,0130	0,0124	0,002	0,048	0,003
2	0,04000	0,0095	0,0095	0,1000	0,0254	0,0557	0,007	0,044	0,008
3	0,06000	0,0118	0,0118	0,1500	0,0372	0,1305	0,016	0,032	0,018
4	0,08000	0,0179	0,0179	0,2000	0,0482	0,2346	0,029	0,033	0,033
5	0,10000	0,0246	0,0246	0,2500	0,0587	0,3694	0,046	0,032	0,052
6	0,12000	0,0317	0,0317	0,3000	0,0684	0,5218	0,064	0,032	0,074
7	0,14000	0,0392	0,0392	0,3500	0,0774	0,6979	0,086	0,032	0,096
8	0,16000	0,0469	0,0469	0,4000	0,0857	0,8910	0,109	0,032	0,126
9	0,18000	0,0548	0,0548	0,4500	0,0932	1,0975	0,134	0,032	0,155
10	0,20000	0,0628	0,0628	0,5000	0,1000	1,3133	0,161	0,032	0,186
11	0,22000	0,0709	0,0709	0,5500	0,1060	1,5342	0,189	0,032	0,217
12	0,24000	0,0787	0,0787	0,6000	0,1111	1,7556	0,215	0,032	0,248
13	0,26000	0,0865	0,0865	0,6500	0,1153	1,9728	0,242	0,032	0,279
14	0,28000	0,0940	0,0940	0,7000	0,1185	2,1904	0,267	0,032	0,308
15	0,30000	0,1011	0,1011	0,7500	0,1207	2,3724	0,291	0,032	0,336
16	0,32000	0,1078	0,1078	0,8000	0,1217	2,5416	0,311	0,032	0,363
17	0,34000	0,1138	0,1138	0,8500	0,1213	2,6801	0,328	0,032	0,389
18	0,36000	0,1191	0,1191	0,9000	0,1192	2,7747	0,340	0,032	0,415
19	0,38000	0,1233	0,1233	0,9500	0,1146	2,8304	0,343	0,032	0,441
20	0,40000	0,1257	0,1257	1,0000	0,1000	2,8586	0,322	0,032	0,467

$I = r \times \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)$   
 $A = \frac{r^2}{2} \times (\theta - \sin\theta)$   
 $C = r \times \theta$   
 $R = \frac{A}{C}$   
 $\% = \frac{Y}{2 \times r}$

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

## **7. VERIFICA DI STABILITÀ DEL COLLETTORE**

Per contrastare la deformazione dei tubi in materiale plastico, il ricalzo dei collettori, affinché si esplichi un'azione mutua con gli stessi, deve avvenire con sabbia proveniente da cave di prestito per il quale si richiedono i seguenti parametri geotecnici minimi:

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3 \quad C' = 0 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 31^\circ$$

Al di sopra del cassonetto in sabbia è prevista il secondo rinterro mediante betonabile.

### **7.1 Carichi sui tubi**

Per valutare il comportamento statico di una tubazione flessibile, non si può fare riferimento, come nel caso delle tubazioni rigide, al carico di rottura, semplicemente per il fatto che la deformazione del tubo risulta inaccettabile molto prima che si raggiunga il carico di rottura per schiacciamento.


Pertanto, per la verifica statica delle tubazioni flessibili si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi in pressione con resine termoindurenti e reticolato, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati in considerazione che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche.

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- valutazione e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine
- valutazione e verifica della massima sollecitazione a flessione della sezione trasversale

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 29 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

- valutazione e verifica del carico critico di collasso

La resistenza meccanica dei tubi è determinata dai carichi esterni quali somma di:

- carico del terreno  $P_t$ ;
- carico mobile  $P_m$ ,
- acqua di falda  $P_f$ .

#### *7.1.1 Carico del terreno ( $P_t$ )*

L'appendice A della norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 prevede di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base  $D$  e altezza  $H$  successivamente modificato dalla norma UNI 7517 che introduce il concetto di coefficiente di carico  $C_d$  che per rinterri con arido, sempre necessario nelle tubazioni flessibili vale:

$$P_t = C_d * \gamma * D^2$$

dove:

- $C_d$  è il coefficiente di carico pari a  $C_d = (1 - e^{-2 * K \tan \theta * H/B}) / 2 * K \tan \theta$

con

- $K = \tan 2(\pi/4 - \phi/2)$
- $\gamma$  è il peso specifico del terreno,
- $D$  il diametro esterno della tubazione,
- $\theta$  = angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea,
- $\phi$  = angolo di attrito interno del materiale di riempimento.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 30 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

### 7.1.2 Carichi mobili ( $P_m$ )

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante a un'altezza  $H$  sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola, con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$P_m = p_v * D * \varphi$$

Essendo

$p_v$  = pressione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati calcolata in base alla norma DIN 1072 dove i convogli sono rappresentati da due tipi di autocarro: pesante (HT), leggero (LT).

Nella tabella seguente si illustrano le caratteristiche dei veicoli considerati.

*Carico per ruota dei veicoli (DIN 1072)*

Classe HT	Carico per ruota P [KN]	Classe LT	Carico per ruota [KN]	
			Anteriore $P_a$	Posteriore $P_p$
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62.5	3	5	10
30	50			
26	65			


-  $D$  il diametro esterno della tubazione

-  $f$  coefficiente dinamico che per strade e autostrade vale  $1+0,3/H$

### 7.1.3 Carico acqua di falda ( $q_f$ )

In presenza d'acqua di falda il tubo interrato è soggetto ad un carico  $P_f$  che contribuisce alla determinazione del carico totale. Esso vale:




	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

$$P_f = \gamma(acqua) * \left( H - H_1 + \frac{D}{2} \right)$$

dove oltre al solito significato si ha:

- H1 profondità del pelo libero della falda rispetto al piano di campagna;
- $\gamma$  (acqua) peso specifico dell'acqua.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 32 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	

	<p style="text-align: center;"><i>Comune di Roiate (RM)</i>  <i>Lavori di messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in Via delle</i>  <i>Cerese Marine-Via Cesoli e Via del Colle</i></p>
---	---

## 8. INFLESSIONE DIAMETRALE

L'inflessione diametrale massima nella tubazione è fornita dalla seguente espressione:

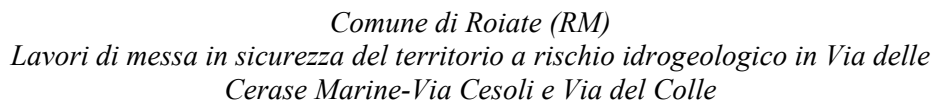
$$\Delta v = \frac{(dc * qt + qm) * Kx}{8 * Sn + 0.061 * E'}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- dc fattore di autocompattazione;
- Sn rigidezza circonferenziale;
- Kx costante di fondo;
- E' modulo secante del terreno

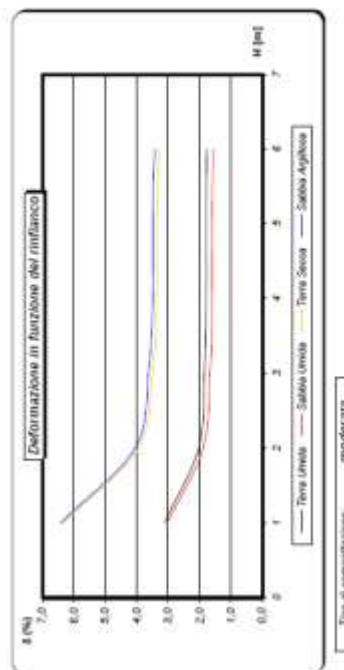
Come già detto, per tubazioni in pvc, l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta. Le verifiche sono effettuate tramite le relazioni di Marston e Spangler che tengono conto della geometria di posa, del tipo di materiale per il rinfilanco, il grado di costipazione.

<i>Relazione idraulica</i>	Pag. 33 di 34
<i>Progettista, Direttore Lavori e coordinatore della sicurezza: Dott. Ing. Cocco Alessandro</i>	



Per quanto detto in relazione si prevede la realizzazione delle opere di drenaggio mediante la posa di un collettore in Pead corrugato con rigidità circonferenziale di SN8 kN/mq. del diametro Dn. (interno) 400. Di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

It is a pity that most of what we read these days is written for the sake of being read, and that the elements of the plot are too obvious to be surprising.

[illegible]