



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84  
TRATTO GUARDIAGRELE-EST  
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Dott. Ing. Marco Petrangeli  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zalocco  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi  
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria

**SILEC S.p.A.**

Divisione Progettazione  
e Studi

SELPRO

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
A	OTT. '03	Emissione	MC	AR	FB

*STUDI E INDAGINI  
Idrologia e idraulica  
Relazione idraulica*

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

R I

OPERA/DISCIPLINA

I D 0 0

PROGR.

0 0 2

REV.

A

## INDICE

<b>A. IDRAULICA FLUVIALE.....</b>	<b>2</b>
<b>A.1. DISPOSIZIONI LEGISLATIVE.....</b>	<b>2</b>
<b>A.2. MODELLO PER LA SIMULAZIONE DEL MOTO STAZIONARIO.....</b>	<b>3</b>
A.2.1. TRONCHI DI CORRENTE GRADUALMENTE VARIATA .....	3
A.2.2. TRONCHI DI CORRENTE RAPIDAMENTE VARIATA .....	5
<b>A.3. TARATURA DEL MODELLO DI MOTO STAZIONARIO .....</b>	<b>7</b>
A.3.1. COEFFICIENTE DI SCABREZZA COME PARAMETRO DI TARATURA.....	7
<b>A.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL CORSO D'ACQUA NEL TRATTO DELL'ATTRAVERSAMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>A.5. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DELL'ALVEO.....</b>	<b>8</b>
<b>A.6. GRANULOMETRIA DEL MATERIALE IN ALVEO.....</b>	<b>9</b>
<b>A.7. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE DEL CORSO D'ACQUA .....</b>	<b>9</b>
<b>B. VERIFICA IDRAULICA .....</b>	<b>10</b>
<b>B.1. METODO DI CALCOLO.....</b>	<b>10</b>
<b>B.2. CONDIZIONI AL CONTORNO - COEFFICIENTI DI SCABREZZA .....</b>	<b>11</b>
<b>B.3. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE.....</b>	<b>12</b>
B.3.1. SIMULAZIONE IN CONDIZIONI ANTE OPERAM .....	12
B.3.2. SIMULAZIONE IN PRESENZA DELLA INFRASTRUTTURA IN PROGETTO (POST OPERAM)....	12
<b>C. VERIFICHE SULLE OPERE D'ARTE MAGGIORI.....</b>	<b>13</b>
<b>C.1. VERIFICA DEL FRANCO MINIMO RISPETTO ALL'INTRADOSSO DEL PONTE .....</b>	<b>13</b>
<b>D. ACQUE DI PIATTAFORMA E RIPRISTINO RETICOLO IDROGRAFICO.....</b>	<b>14</b>
<b>D.1. OPERE IDRAULICHE PER LO SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA STRADALE</b>	<b>14</b>
<b>D.2. OPERE DI RIPRISTINO DELLA RETE IDROGRAFICA.....</b>	<b>15</b>
<b>D.3. VERIFICHE IDRAULICHE .....</b>	<b>16</b>
D.3.1. PORTATE DI VERIFICA.....	16
D.3.2. PIATTAFORMA STRADALE - SEZIONE IN RILEVATO .....	18
D.3.3. PIATTAFORMA STRADALE - SEZIONE IN TRINCEA .....	19
<b>E. ALLEGATO 1.....</b>	<b>22</b>
<b>F. ALLEGATO 2.....</b>	<b>23</b>

**G. ALLEGATO 3..... 24**

## A. IDRAULICA FLUVIALE

Le attività svolte sono mirate alla valutazione dell'interferenza dei ponti stradali in progettazione e alle precauzioni necessarie per la messa in sicurezza degli stessi con un adeguato coefficiente di sicurezza.

I criteri per la sicurezza dell'opera adottati si traducono in una serie di prescrizioni, che costituiscono condizioni da rispettare, e di indirizzi alle scelte di natura progettuale, finalizzati a orientare il progetto per il migliore inserimento dell'opera stessa all'interno del corso d'acqua.

Tali prescrizioni integrano le norme esistenti per quanto riguarda gli aspetti di carattere tecnico in relazione sia ai metodi di calcolo impiegati che ai criteri progettuali adottati.

Nel caso particolare del progetto di un ponte le prescrizioni e gli indirizzi individuati sono rivolti a garantire:

- che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti (se non in minima parte) alterazione di rischio idraulico
- che siano valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera in rapporto alla sicurezza della stessa.

Il programma di calcolo utilizzato per le simulazioni idrauliche e per il calcolo degli effetti locali è:

HEC-RAS

RIVER ANALYSIS SYSTEM

versione 3.1 del 2002 prodotto da

US Army Corps of Engineers

Hydrologic Engineering Center

### A.1. DISPOSIZIONI LEGISLATIVE

Decreto del Ministero LL.PP. 4 maggio 1990

"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" - problemi idraulici

*omissis*

Circolare n° 34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero dei LL.PP.

"Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali" - problemi idraulici

*omissis*

Piano stralcio delle fasce fluviali (LEGGE 18/5/89 n183 e successive modifiche ed integrazioni, art. 17, comma 6-ter, approvato con Dpcm del 24/7/98). Direttive tecniche relative ai criteri generali ed alle prescrizioni per la verifica idraulica dei ponti (11/5/99)

*omissis*

## **A.2. MODELLO PER LA SIMULAZIONE DEL MOTO STAZIONARIO**

La corrente viene suddivisa in estesi tratti ove essa si può ritenere gradualmente variata (e l'alveo pressoché prismatico) collegati da brevi tratti ove essa è rapidamente variata per effetto di rilevanti variazioni geometriche della sezione prodotte da ponti, soglie e briglie.

### **A.2.1. Tronchi di corrente gradualmente variata**

Nei tratti di corrente gradualmente variata il profilo liquido si calcola correlando l'energia della corrente in varie sezioni successive con l'equazione differenziale :

$$dH/ds = - J$$

in cui:

$H = z_0 + h + a V^2 / 2g$  è il carico totale della corrente nella sezione avente quota di fondo assoluta  $z_0$ , tirante idrico  $h$  e velocità media  $V$  sulla sezione;  $a$  è il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica e  $g$  l'accelerazione di gravità;

$J$  è la "cadente" che rappresenta la perdita di carico continua per unità di peso e di percorso nei tronchi.

Per valutare la cadente  $J$  si fa uso della formula di Manning definendo dapprima la capacità di portata dell'alveo :

$$K = A R^{2/3} / n$$

dove  $A$  è l'area della sezione trasversale della corrente,  $R$  il raggio idraulico e  $n$  il coefficiente di scabrezza e quindi:

$$J = Q^2 / K^2$$

La definizione di  $K(h)$  presume di trattare l'intera corrente come omogenea nella sezione trasversale assumendo:

$$A = A(h) \quad R = R(h)$$

Questa schematizzazione non appare molto appropriata per descrivere il caso in esame nel quale il flusso interessa, oltre che l'alveo di magra, caratterizzato da un coefficiente di scabrezza tipico per

gli alvei naturali, considerevoli porzioni di zona golenale ove il moto è controllato da una scabrezza certamente assai maggiore, giungendo anche a zone più esterne.

Sembra opportuno dunque definire la capacità di portata dell'alveo come somma del contributo di tre correnti "parallele" con caratteristiche cinematiche diversificate: quella che scorre nell'alveo di magra/morbida con area bagnata  $A_a$  e portata  $Q_a$ , quella fluente in zona golenale con area bagnata  $A_g$  e portata  $Q_g$  e quella che interessa l'area coltivata invasa dalle acque con area bagnata  $A_c$  e portata  $Q_c$ , soggette alla stessa cadente piezometrica  $J$  [2], sicché:

$$Q = Q_a + Q_g + Q_c = (K_a + K_g + K_c) J^{1/2} = K J^{1/2}$$

onde :

$$K = K_a + K_g + K_c = A_a R_a^{2/3} / n_a + A_g R_g^{2/3} / n_g + A_c R_c^{2/3} / n_c$$

$$A = A_a + A_g + A_c$$

In modo congruente si definisce il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica della corrente a mettendo in conto le diverse velocità nei tre filoni, con l'espressione :

$$a = A^2 K^{-3} (K_a^3 A_a^{-2} + K_g^3 A_g^{-2} + K_c^3 A_c^{-2})$$

Il bilancio energetico per un generico tronco di corrente gradualmente variata compreso tra le ascisse curvilinee  $s_1$  e  $s_2$  si ottiene integrando l'equazione differenziale precedente:

$$H_1 = H_2 + J_{med} D_s \quad (D_s = s_2 - s_1)$$

la perdita di carico media  $J_{med}$  nel tronco si valuta come media pesata dei valori corrispondenti ai livelli di estremità:

$$J_{med} = q J_1 + (1 - q) J_2$$

intendendo  $H_1 = H(h_1)$ ,  $J_1 = J(h_1)$ , ecc.

Si assume  $q=0.5$ .

Si ha in definitiva per il generico tronco:

$$H_1 - q D_s J_1 = H_2 + (1 - q) D_s J_2$$

Se la corrente è subcritica il calcolo procede dalla sezione di valle ove deve essere assegnata la condizione al contorno, verso monte per tronchi successivi: nella espressione precedente, applicata

ricorsivamente a tutti i tronchi, dunque, si ritengono sempre note le condizioni idrometriche della corrente nella sezione 2 (di valle) e si devono ricavare quelle della sezione 1 (di monte).

Posto:

$$H = z_0 + h + a \frac{V^2}{2g} = z_0 + h + a \frac{Q^2}{2g A^2}$$

$$J = \frac{Q^2}{K^2}$$

si ha:

$$h_1 + a \frac{Q^2}{2g A(h_1)^2} - \frac{D_s}{2} \frac{Q^2}{K(h_1)^2} = H_2 + \frac{D_s}{2} \frac{Q^2}{K^2} - z_{o1}$$

In questa espressione il secondo membro è una quantità nota.

Risolviendo questa equazione implicita con il metodo di bisezione si ricava  $h_1$  e quindi tutte le variabili idrometriche della corrente nella sezione di monte.

Qualora nessuna soluzione esista nel campo delle correnti subcritiche si pone nella sezione 1 l'altezza critica per proseguire il calcolo.

Ripetendo il procedimento per ogni tronco si ricava il profilo di corrente.

Se la corrente è supercritica, si applica lo stesso algoritmo procedendo da monte (ove deve essere assegnata la condizione al contorno) verso valle.

Il livello idrico nei tratti prismatici è dunque controllato essenzialmente dai valori dei coefficienti di scabrezza che compaiono nella definizione della capacità di portata dell'alveo.

### **A.2.2. Tronchi di corrente rapidamente variata**

Nei tronchi sede di ponti o altre strutture che provocano effetti localizzati le condizioni idrometriche di monte si correlano con quelle di valle tramite relazioni empiriche appropriate tratte dalla letteratura tecnica.

Ai fini della simulazione numerica, la sezione in cui è localizzato il ponte viene trattata nel seguente modo: nella sezione del ponte si inseriscono gli ingombri geometrici delle pile e delle spalle del ponte; la geometria reale viene schematizzata con una idraulicamente equivalente, ove gli ingombri delle singole pile vengono assemblati in un numero ridotto di sagome.

Questa operazione viene fatta separatamente per le zone di alveo, golena e coltivo.

Ad 1 m dalla sezione predetta si posizionano una sezione di monte e una sezione di valle con lo stesso contorno bagnato, che differiscono dalla sezione del ponte solo per l'assenza dell'ingombro delle pile/spalle.

Queste due sezioni convenzionali di monte e di valle delimitano il tronco, che ha lunghezza trascurabile, in cui è localizzata la variazione della geometria.

La sezione del ponte con gli ingombri delle pile/spalle entra soltanto nel calcolo delle perdite localizzate che, appunto, da tali ingombri sono causate.

Pertanto, nel risultato finale, in corrispondenza della sezione del ponte, saranno riportati i tre livelli corrispondenti, nell'ordine, alla sezione immediatamente a monte, a quella del ponte con gli ingombri di pile/spalle, e a quella immediatamente a valle.

Il rigurgito dei ponti può essere valutato con metodologie diverse; di seguito si riportano quelle utilizzate.

#### Formula di Yarnell (y-y)

Nel breve tronco in cui è localizzato il ponte la differenza tra il livello di monte e quello di valle ( $z_m - z_v$ ) può essere calcolata con la formula di Yarnell dedotta da una estesa informazione sperimentale relativa a sezioni di forma rettangolare.

Si deve distinguere tra la situazione in cui la contrazione non è così forte da produrre la sezione di controllo tra le pile (di 'classe A' nella terminologia di Yarnell) e il caso in cui tale situazione si verifica (di 'classe B').

Si calcola preventivamente il rapporto di contrazione  $r = b/B$  e si confronta con il rapporto di contrazione limite  $r_L$  discriminante tra le classi 'A' e 'B' definito dall'espressione:

$$r_L = Fv^4 (1 / r_L + 2)^3 / (1 + 2 Fv^2)$$

se il rapporto di contrazione  $r$  risulta minore di  $r_L$  il problema è di classe 'B' e il livello di monte si ottiene dal valore dell'energia nella sezione di monte posta pari a quella critica che si stabilisce tra le pile incrementata di una perdita di carico in contrazione pari a circa 1/3 del termine cinetico critico.

Per il problema di 'classe A' la formula di Yarnell esprime l'entità del rigurgito ( $z_m - z_v$ ) in frazione del tirante idrico di valle ( $h_v$ ), del rapporto di ingombro del ponte ( $z = 1 - r$ ), di un coefficiente di forma della pila ( $K_f$ ) e del numero di Froude ( $F = V/\sqrt{gA/B}$ ) della corrente nella sezione di valle ( $F_v$ ) con l'espressione:

$$(z_m - z_v) / h_v = K_f F_v^2 (K_f + 5 F_v^2 - 0.6) (z + 15 z^4)$$

Il coefficiente di forma  $K_f$  assume valori che vanno da 1.25 per pile non arrotondate a valori dell'ordine di 0.9 per pile arrotondate con vari profili.

#### Bilanci di energia (e-b) e di spinta totale (e-s)

Si distinguono, in corrispondenza dei ponti, il tratto tra la sezione di monte (M) e quella delle pile (P), in cui la corrente accelera, e quello tra questa sezione (P) e quella di valle (V) in cui la corrente rallenta.

Nel tratto M-P si impone il bilancio energetico conteggiando le perdite di carico in contrazione come una frazione del termine cinetico in P valutata in ragione del raccordo delle pile:

$$HM = HP + l VP^2 / 2g$$

Nel tratto P-V si può ancora imporre il bilancio energetico valutando le perdite di rallentamento con l'espressione di Borda:

$$HP = HV + (VP-VV)^2 / 2g$$

oppure si può, in alternativa, imporre l'invarianza della spinta totale tra le sezioni P e V utilizzando la geometria della sezione V per valutare la spinta idrostatica nella sezione P.

La scelta dello schema di rappresentazione degli effetti di rigurgito può essere effettuata con appropriata analisi di sensitività: gli schemi più elaborati hanno comunque, a priori, il vantaggio di essere applicabili a sezioni non sensibilmente rettangolari, situazione che si verifica per alcuni dei ponti in questione.

### **A.3. TARATURA DEL MODELLO DI MOTO STAZIONARIO**

#### **A.3.1. Coefficiente di scabrezza come parametro di taratura**

Il coefficiente di scabrezza è qui considerato come un parametro di taratura a cui far assorbire tutte le incertezze e approssimazioni insite nel modello.

Dalla misura della geometria della corrente (A,R,i) in condizioni di piena, se si considera ad esempio l'alveo come sede di un flusso uniforme, si deduce dalla formula di Manning il prodotto  $nQ$ :

$$AR^{2/3} i^{1/2} = n Q$$

onde, nota Q, si può ricavare n in modo da ottenere il riempimento osservato (procedimento di taratura).

In ogni caso anche se il valore di Q viene fissato in modo alquanto arbitrario ma si ricava n in modo da rispettare gli osservati riempimenti si fa assorbire a tale parametro anche l'incertezza insita nella valutazione di Q oltre che quella connessa con tutti gli altri errori di approssimazione e di modello dello schema di calcolo.

Se invece si presume il valore n si può ricavare il valore Q (misura indiretta della portata): è quindi evidente che la precisione con cui si può determinare Q con misura indiretta è pari a quella con cui si può fissare il valore di n.

Malgrado il valore di n perda il suo significato originario con l'operazione di taratura, il suo ordine di grandezza può essere utilmente confrontato con i valori desumibili dalla letteratura tecnica.

Il valore di  $n$  è sempre dato con un notevole grado di incertezza; ad esempio Ven-te-Chow fornisce uno spettro di valori compresi tra un massimo e un minimo intorno ad un valore medio o "normale" per varie situazioni idrometriche caratteristiche.

Per correnti in alveo naturale Ven-te-Chow suggerisce i valori:

$$n_{\min} = 0.035 \quad n_{\max} = 0.1$$

e per le zone golenali con cespugli e alberi:

$$n_{\min} = 0.08 \quad n_{\max} = 0.12.$$

Al di là questi valori tipici il valore di  $n$  deve inoltre tenere conto degli effetti dissipativi legati a:

- perdite localizzate prodotte dall'interazione della corrente con irregolarità geometriche di scala inferiore a quella della larghezza della sezione come l'impatto della corrente con massi e ostacoli di vario genere, l'espansione in buche e incisioni presenti nell'alveo golenale, eccetera;
- l'energia dissipata per la modificazione del fondo di alveo, l'eradicamento e il trasporto di alberi e altra vegetazione e di vario materiale solido di tipo detritico.

Appare ragionevole dunque, nell'ambito dell'arco di incertezza sui valori di  $n$ , considerare almeno i valori alti di tale parametro.

#### **A.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL CORSO D'ACQUA NEL TRATTO DELL'ATTRAVERSAMENTO**

La descrizione geometrica dell'alveo è stata effettuata funzionale alle valutazioni idrauliche, sulla base di un supporto planimetrico adeguato a scala 1:5000 .

Per le fasi successive della progettazione potranno essere predisposti rilievi diretti.

Il numero minimo e l'interasse delle sezioni sono state definite rispettando, quando possibile, i seguenti valori di riferimento:

- Lunghezza minima del tratto di alveo descritto pari a 10 volte la larghezza della sezione
- Interasse medio tra le sezioni pari a 2 volte la larghezza della sezione.

#### **A.5. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DELL'ALVEO**

- Grado di stabilità alveo
- Alveo di piena

- Possibilità di formazione di depositi
- Capacità di trasporto di corpi galleggianti voluminosi
- Tendenza evolutiva in funzione delle caratteristiche geomorfologiche, del grado di sistemazione idraulica presente o in progetto, tendenza all'erosione o al ripascimento.

Tali considerazioni verranno approfondite nelle fasi successive della progettazione.

## **A.6. GRANULOMETRIA DEL MATERIALE IN ALVEO**

Al fine di caratterizzare il materiale di alveo nella fase esecutiva dovrà essere effettuato un campionamento secondo i seguenti criteri:

- Punti di campionamento con prelievo dal centro alveo
- Prelievo di almeno due campioni per ogni stazione
- Punti di campionamento coincidenti con le sezioni di rilievo

Il metodo di campionamento sarà differente a seconda delle dimensioni e dell'assortimento del materiale stesso.

I campioni prelevati in sito con tutte le metodiche sopra indicate devono essere sottoposti ad analisi granulometrica per setacciatura e/o sedimentazione secondo gli standard operativi stabiliti dalle Norme ASTM D421 e ASTM D422.

Tali considerazioni verranno approfondite in fase di progettazione esecutiva.

## **A.7. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE DEL CORSO D'ACQUA**

Si riporta una tabella di sintesi dei valori di portata caratteristici; per i dettagli si veda la relazione idrologica allegata al presente progetto.

<b>BACINO</b>	<b>Q(TR=20) (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q(TR=50) (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q(TR=100) (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q(TR=200) (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>Laio</b>	87.39	107.22	122.30	137.38

## **B. VERIFICA IDRAULICA**

### **B.1. METODO DI CALCOLO**

La scelta del modello numerico da adottare è condizionata, oltre che da ovvie questioni di fattibilità pratica:

- dalle scale spazio temporali del fenomeno idraulico;
- dai dati disponibili per descrivere il sistema fisico in modo consistente;
- dal tipo di informazione tecnica richiesta.

La scala spaziale del problema in oggetto orienta la scelta, in prima istanza, verso un modello monodimensionale.

Uno schema monodimensionale consente di correlare le caratteristiche globali della corrente (portata e livello) lungo il suo sviluppo nella direzione prefissata dalla geometria dell'alveo.

Nell'ottica di questa descrizione il liquido è considerato "in equilibrio statico" nella sezione trasversale della corrente: questa descrizione non permette di descrivere flussi bidimensionali o tridimensionali che comportano sensibili componenti di velocità nella sezione trasversale quali l'erosione laterale in aree golenali e il "taglio di meandri" per abbandono dell'alveo di magra di una parte consistente del flusso.

E' comunque necessario, dal punto di vista logico e pratico, partire dalla descrizione quantitativa degli effetti fisici che scalano con lo sviluppo longitudinale della corrente (modello unidimensionale) semplificando così la descrizione del moto nelle direzioni ortogonali al flusso e poi raffinare la descrizione del flusso su base bidimensionale nei "brevi" tratti ove si rivela meno consistente il modello monodimensionale, se è richiesta una maggiore precisione.

Dal punto di vista matematico infatti la descrizione monodimensionale fornisce gli elementi necessari per stabilire le condizioni al contorno che controllano, insieme alla topografia del fondo e alla relativa scabrezza, la distribuzione spaziale dei flussi nel tratto da simulare.

Un'altra ipotesi praticamente obbligata riguarda la condizione del letto fluviale: nelle simulazioni matematiche esso viene considerato fisso prescindendo dagli effetti di rimodellazione prodotti dall'azione delle acque durante gli eventi di piena, condizioni a cui si fa riferimento per le simulazioni delle condizioni estreme.

I modelli a fondo mobile infatti, necessari per le previsioni a lungo termine delle modifiche del letto, sono assai inaffidabili (sostanzialmente forniscono risposte sulla base di parametri fissati arbitrariamente) in presenza di forte interazione dinamica tra corrente liquida e trasporto solido quale si verifica in occasione degli eventi di piena.

Non esistono inoltre dati sufficienti per una decente validazione di tali modelli (topografia dettagliata del letto prima, dopo e durante l'evento).

In ogni caso a fronte delle grandi variazioni di riempimento dell'alveo conseguenti alle grandi piene le locali variazioni prodotte dalla modellazione del fondo sono generalmente di scala ben minore e quindi in prima ipotesi marginali o trascurabili.

La movimentazione del materiale di fondo produrrà comunque un'intensificazione della dissipazione energetica della corrente liquida di cui tenere debito conto in sede di simulazione.

Nella suddetta ottica monodimensionale la base topografica di riferimento è costituita dal rilievo dell'alveo tramite i profili di prescelte sezioni trasversali e quello della geometria delle opere che localmente ne riducono la luce.

Si utilizza, per le motivazioni sopra specificate, un modello di flusso monodimensionale in alveo a fondo fisso.

## **B.2. CONDIZIONI AL CONTORNO - COEFFICIENTI DI SCABREZZA**

Le simulazioni idrauliche vengono sviluppate con riferimento a due scenari:

- *situazione attuale;*
- *presenza della infrastruttura viaria di progetto.*

La situazione attuale riproduce la condizione di assenza di qualsiasi manufatto sul corso d'acqua.

L'assetto progettuale simulato prevede un ponte di superamento del corso d'acqua; il modello ha permesso di analizzare le variazioni dei deflussi che la presenza della struttura in progetto causa rispetto alla situazione in assenza dell'opera.

Per quanto concerne i coefficienti di scabrezza (Manning) utilizzati si osserva quanto segue:

- i valori assegnati sono di:  $0.04 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  per il fondo alveo e di  $0.06 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  per le sponde; tali valori prendono in considerazione sia gli eventuali ostacoli esistenti in fondo alveo sia la vegetazione che ammantava le sponde;

## **B.3. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE**

### **B.3.1. Simulazione in condizioni Ante Operam**

Corrisponde, in accordo con quanto sopra detto, alla situazione di assenza di manufatto di attraversamento sul corso d'acqua nel tronco considerato.

I risultati per il Torrente Laio sono riportati nell' Allegato 1.

In esso, per ogni sezione, vengono fornite le seguenti informazioni:

- ✓ sigla identificativa del tronco;
- ✓ sigla identificativa della sezione;
- ✓ sigla identificativa del profilo;
- ✓ portata defluita ( $m^3/s$ );
- ✓ quota assoluta del punto più depresso della sezione (m.s.m.);
- ✓ quota assoluta del pelo libero (m.s.m.);
- ✓ altezza critica in metri (m.s.m.);
- ✓ energia specifica;
- ✓ pendenza dell'energia (m.s.m.);
- ✓ velocità media in m/s;
- ✓ area in  $m^2$ ;
- ✓ altezza massima sponda;
- ✓ numero di Froude;

### **B.3.2. Simulazione in presenza della infrastruttura in progetto (Post Operam)**

Nella tabella riportata nell' Allegato 2 si riportano i risultati delle simulazioni.

Dall'analisi delle conclusioni relative al Post Operam è possibile notare che le grandezze principali si mantengono negli stessi intervalli di valori osservati relativamente alla simulazione di riferimento.

Non si riscontrano effetti di rigurgito apprezzabili dovuti all'ingombro geometrico della struttura del ponte ai vari livelli di riempimento, questo è dovuto al fatto che la livelletta del ponte è a quota notevolmente superiore rispetto alla quota dell'alveo e che nessuna pila interessa l'alveo e un'unica pila è posta in golena.

Dalle analisi effettuate si evince inoltre che i livelli idrici calcolati in corrispondenza dell'attraversamento anche per la portata con tempo di ritorno duecentennale consentono di rispettare abbondantemente i franchi minimi richiesti non comportando altresì notevoli variazioni rispetto alla situazione Ante Operam.

## C. VERIFICHE SULLE OPERE D'ARTE MAGGIORI

Le attività svolte sono mirate alla valutazione della interferenza del ponte in progettazione e alle precauzioni necessarie per la messa in sicurezza dello stesso con un adeguato coefficiente di sicurezza.

I criteri per la sicurezza dell'opera adottati si traducono in una serie di prescrizioni, che costituiscono condizioni da rispettare, e di indirizzi alle scelte di natura progettuale, finalizzati a orientare il progetto per il migliore inserimento dell'opera stessa all'interno del corso d'acqua.

Tali prescrizioni integrano le norme esistenti per quanto riguarda gli aspetti di carattere tecnico in relazione sia ai metodi di calcolo impiegati che ai criteri progettuali adottati.

Nel caso particolare del progetto di un ponte le prescrizioni e gli indirizzi individuati sono rivolti a garantire:

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

### C.1. VERIFICA DEL FRANCO MINIMO RISPETTO ALL'INTRADOSSO DEL PONTE

Il ponte dovrà contenere ai fini della sicurezza dello stesso le seguenti verifiche:

- franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1,00 m.

I valori calcolati sono reperibili nella tabella seguente.

#### FRANCO IDRAULICO LAIO

Tr	W.S.	E.G.	V	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	Q <sub>it</sub>
(anni)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
200	231.53	231.79	2.62	232.53	231.70	242.61

F<sub>1</sub>=franco ottenuto aggiungendo 1 m al livello idrico

F<sub>2</sub>=franco ottenuto aggiungendo 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente al livello idrico

Q<sub>it</sub>=Quota intradosso trave

## **D. ACQUE DI PIATTAFORMA E RIPRISTINO RETICOLO IDROGRAFICO**

Si descrive nel seguito il dimensionamento idraulico delle opere che si rendono necessarie per garantire lo smaltimento delle acque meteoriche afferenti alla strada in progetto ed il ripristino della rete idrografica interferita.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma avviene mediante embrici per l'intera estensione dei tratti in rilevato, realizzati con pendenza delle scarpate pari a 3/2; le acque di piattaforma scorrono fino ai fossi non rivestiti posti al piede dei rilevati con ricettore finale di tali acque il fosso non rivestito stesso.

Il corpo stradale deve essere inoltre protetto dalle acque da esso stesso intercettate, dovute al ruscellamento dei versanti a monte; a questo scopo si adottano fossi di guardia.

Nel caso di tratti a mezza costa e in trincea questi ultimi corrono lungo la sommità della scarpata.

Le acque defluenti dalla sede stradale e dalle scarpate nei tratti a mezza costa o in trincea vengono raccolte lateralmente mediante cunette di forma triangolare (cunetta alla francese) disposte parallelamente all'asse stradale.

Il tratto di strada in progetto ha andamento planimetrico variabile con curvature tali da incidere nel dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio.

La rete idrografica interferente con le nuove opere in progetto, viste le caratteristiche della zona oggetto dell'intervento, risulta essere particolarmente fitta e complessa su buona parte del territorio interessato dall'infrastruttura in esame; nello sviluppo del progetto si è operato in modo tale da non alterarne per quanto possibile le caratteristiche idrauliche.

Il ripristino del reticolo idrografico superficiale avviene mediante la deviazione in terra dei fossi interferiti e la predisposizione di opportuni manufatti che consentano di riprodurre il più fedelmente possibile le condizioni di funzionamento attuali.

### **D.1. OPERE IDRAULICHE PER LO SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA STRADALE**

Le acque di pioggia che cadono sulla piattaforma stradale vengono convogliate al di sopra del conglomerato bituminoso posato con pendenza trasversale del 2.5% nei tratti in rettilo.

Nei tratti in rilevato, in corrispondenza degli embrici a 50 cm dal ciglio si realizza una depressione nello strato di usura per un miglior deflusso delle acque con una pendenza di richiamo verso l'embrice pari al 6%.

La pendenza stradale, funzione delle caratteristiche geometriche del tracciato, convoglia le acque verso l'interno della curva stessa.

Tale pendenza permette di facilitare la raccolta delle acque meteoriche e favorirne lo stramazzone attraverso il manufatto di raccordo con l'embrice.

In relazione al tempo di pioggia di 100 anni si ammette un'altezza d'acqua corrispondente ad uno specchio d'acqua che invade la banchina per una pendenza trasversale del 2.5%.

Il ciglio erboso in prossimità dell'embrice viene interrotto da un elemento che raccorda l'arginello con il primo elemento prefabbricato dell'embrice per una larghezza di 58 cm opportunamente sigillato mediante malta in conglomerato cementizio.

Le acque provenienti dalla sede stradale vengono scaricate attraverso gli embrici disposti sulla scarpa del rilevato stradale di pendenza 3/2.

Le acque meteoriche scaricate tramite embrici raggiungono il fosso non rivestito ai piedi del rilevato stradale che in corrispondenza dello scarico presenta un tratto rivestito in cls per una lunghezza di 1.5 m.

La geometria del manufatto è di tipo trapezoidale con le scarpe di pendenza 1/1.

Nei tratti in trincea o a mezza costa le portate d'origine meteorica che investono la sede stradale sono raccolte lateralmente da un opportuno manufatto in cls gettato in opera a sezione triangolare di larghezza pari ad 80 cm.

La pendenza del fondo, uguale a quella del tratto di strada su cui il manufatto insiste, deve essere tale da assicurare il deflusso non solo dell'acqua, ma anche del materiale minuto che l'acqua trasporta in modo da impedire la sedimentazione, la quale può dar luogo a sovralti del livello oltre il limite della cunetta causando ristagni d'acqua sulla sede stradale.

Quando invece la velocità dell'acqua risulti troppo elevata, la cunetta è da proteggere dall'abrasione, inserendo eventualmente salti di fondo per moderare il valore della pendenza.

Per una più completa illustrazione delle opere in oggetto si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## **D.2. OPERE DI RIPRISTINO DELLA RETE IDROGRAFICA**

Il criterio base per il ripristino della rete idrografica prevede, in linea generale, il mantenimento delle attuali dimensioni dei fossi; pertanto le nuove opere sono in grado di riprodurre le condizioni idrauliche esistenti per quanto riguarda lo smaltimento della portata effettiva proveniente dalle sezioni più a monte.

Il funzionamento dei manufatti idraulici esistenti interferenti con le opere in progetto viene mantenuto invariato.

Le estensioni e le tipologie degli interventi sono state definite compatibilmente con la necessità di garantire condizioni di deflusso ottimali in corrispondenza delle nuove opere di attraversamento e di raccordarle a monte e a valle con le opere esistenti.

Le opere di attraversamento delle infrastrutture in progetto e le relative soluzioni progettuali adottate consentiranno di rispettare le condizioni di verifica poste alla base del dimensionamento delle opere con sezione della sistemazione definitiva tale da riprodurre il più fedelmente possibile la geometria attuale.

Il tracciato in esame è rappresentato principalmente da tratti a mezza costa e in galleria; per i primi il ripristino della continuità idraulica è ottenuto mediante pozzetti lato monte collegati con una

tubazione circolare che scarica a valle, mentre per i tratti in galleria i singoli attraversamenti, interferenti con l'opera in esame, andranno adeguatamente riprofilati.

Le opere di deviazione e sistemazione, necessarie al convogliamento delle portate defluenti nei fossi interferenti con le aree destinate all'esecuzione delle opere in progetto, verranno effettuate in terra e dimensionate tenendo conto dell'estensione dei singoli sottobacini; la sezione riprodurrà fedelmente l'area defluente attuale.

Nel lotto in esame sono presenti opere interferenti con il tracciato stradale rappresentate da manufatti circolari con diametri  $\Phi$  1000 e  $\Phi$  2000 opportunamente raccordati, mediante elementi gettati in opera, al fosso in terra.

I diametri sono stati definiti considerando l'acqua defluente da ogni singolo sottobacino, considerando come sezione di chiusura la sezione dell'attraversamento stradale.

I manufatti di attraversamento sono posti rispettivamente alle progressive indicate nella tabella seguente.

<b><u>PROGRESSIVA</u></b>	<b><u>DIMENSIONI</u></b>	<b><u>PROGRESSIVA</u></b>	<b><u>DIMENSIONI</u></b>
<b>0+300,00</b>	2 $\Phi$ 1000	<b>6+532,30</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>0+650,00</b>	2 $\Phi$ 2000	<b>7+420,00</b>	1 $\Phi$ 1000
<b>3+150,00</b>	1 $\Phi$ 1000	<b>7+485,00</b>	1 $\Phi$ 1000
<b>3+340,00</b>	1 $\Phi$ 1000	<b>7+590,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>4+268,30</b>	1 $\Phi$ 2000	<b>7+725,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>4+490,00</b>	1 $\Phi$ 500	<b>7+819,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>4+884,20</b>	1 $\Phi$ 1000	<b>7+967,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>5+026,00</b>	1 $\Phi$ 1000	<b>8+123,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>5+144,00</b>	1 $\Phi$ 500	<b>8+268,00</b>	1 $\Phi$ 1000
<b>5+325,00</b>	1 $\Phi$ 1000	<b>8+346,00</b>	1 $\Phi$ 2000
<b>5+450,00</b>	1 $\Phi$ 500	<b>8+392,00</b>	1 $\Phi$ 1000

Per facilitare l'individuazione dei fossi minori con i relativi manufatti di attraversamento si può far riferimento alle planimetrie allegate al presente progetto ed alle tavole relative agli attraversamenti stessi.

## D.3. VERIFICHE IDRAULICHE

### D.3.1. Portate di verifica

#### D.3.1.1. Acque di piattaforma

Verranno utilizzati in questa sede i dati idrologici ricavati nella relazione idrologica allegata al presente progetto per la valutazione della portata di progetto.

L'espressione generale della curva di possibilità pluviometrica utilizzata come base per i calcoli idraulici è la seguente:

$$h = \frac{a \cdot t}{(b + t)^m}$$

i cui parametri per il caso specifico sono sotto riportati:

- Tempo di ritorno: 100 anni;
- Coefficiente a [mm/h]: 49.065;
- Coefficiente b: 0.0264
- Coefficiente m: 0.5421.

Quindi l'intensità di pioggia:

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

La stima delle portate al colmo è stata eseguita con la formula razionale seguendo il metodo di calcolo cinematico:

$$Q = u_c A = \varphi \varepsilon A i$$

dove:

Q portata;

$u_c$  coefficiente udometrico;

A area di bacino drenato;

$\varphi$  coefficiente di afflusso;

$\varepsilon$  coefficiente di laminazione assunto pari a 1 secondo il metodo di corrivazione;

i intensità di pioggia relativa al tempo di corrivazione.

Il coefficiente di afflusso per la sezione in rilevato è calcolato differenziando la zona pavimentata con coefficiente di afflusso pari da 1 da quella relativa al rilevato pari a 0.7.

Il tempo di corrivazione è stato così calcolato:

$$T_0 = t_e + \frac{L}{V}$$

dove:

$T_0$  tempo di corrivazione;

$t_e$  tempo di ingresso in rete;

L/V tempo di transito.

Nei calcoli si assume un tempo di corrivazione in ogni caso sempre almeno pari a 5 min.

Si ricava quindi per aree drenate il seguente coefficiente udometrico:

$$u_c = Q / A$$

In particolare calcolato il coefficiente udometrico relativo alle aree pavimentate (coefficiente di afflusso uguale a 1) si può calcolare la portata defluente per metro lineare di strada:

$$q = u_c L$$

Dove:

L = larghezza drenata della strada

#### D.3.1.2. Acque defluenti nella rete idrografica

La portata di progetto della sistemazione definitiva viene calcolata definendo la scala di deflusso al fine di controllare la compatibilità delle nuove opere con la portata defluente nella sezione esistente.

La scala di deflusso necessaria per la determinazione della portata defluente è stata calcolata mediante l'applicazione della formula di Chezy:

$$Q = CR^{2/3} Ai^{1/2}$$

dove i simboli assumono il seguente significato:

C = coefficiente di scabrezza di Strickler ( $m^{1/3}/s$ );

A = area della sezione bagnata ( $m^2$ );

R = raggio idraulico (m);

i = pendenza motrice coincidente con la pendenza del fondo (m/m).

Il coefficiente di Strickler è stato assunto pari a:

- 70 ( $m^{1/3}/s$ ) per le strutture prefabbricate in c.a.;

Si riportano in Allegato 3, sotto forma tabellare e grafica, le scale di deflusso degli attraversamenti idraulici ricavate per i valori di pendenza media adottati nel presente progetto.

Per motivi legati sia alla morfologia dei terreni interessati che alle elevate pendenze dei fossi nella zona oggetto dell'intervento sarà opportuno, al fine di limitare le profondità degli scavi e di contenere le velocità dell'acqua nelle tubazioni, realizzare salti di fondo sugli attraversamenti circolari compatibilmente con le quote stradali; tale situazione è meglio rappresentata negli elaborati grafici al presente progetto.

### D.3.2. Piattaforma stradale - sezione in rilevato

#### D.3.2.1. Verifica della capacità di smaltimento del sistema ciglio - scarico

Il ciglio stradale determina un'area utile al deflusso di sezione triangolare con pendenza pari a quella della carreggiata.

Secondo la legge di Chezy si calcola la scala di deflusso della cunetta triangolare ciglio strada per diversi valori della pendenza longitudinale e per valori del coefficiente di scabrezza di Strickler pari rispettivamente a 60, 80 e 100.

Per determinare le lunghezze massime ammissibili per il deflusso negli scarichi si sono rapportate le massime portate che possono essere convogliate dal ciglio, valutate per differenti pendenze longitudinali, con la portata specifica per metro di pavimentazione che dipende della piovosità locale e dal fatto che ci si trovi in rettilo o in curva.

Tali lunghezze sono evidenziate nella tabella seguente.

<b>Pendenza longitudinale</b>	<b>Portata in rettilo</b>	<b>Portata max Ks=60</b>	<b>Interasse scarichi</b>	<b>Portata max Ks=80</b>	<b>Interasse scarichi</b>	<b>Portata max Ks=100</b>	<b>Interasse scarichi</b>
<b>m/m</b>	<b>l/s/m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>
0.0003	0.24	2.03	8.56	2.71	11.43	3.38	14.26
0.002	0.24	5.24	22.10	6.98	29.44	8.73	36.83
0.007	0.24	9.80	41.34	13.07	55.13	16.33	68.89
0.01	0.24	11.71	49.41	15.62	65.89	19.52	82.34
0.03	0.24	20.29	85.58	27.05	114.11	33.81	142.62
0.04	0.24	23.43	98.82	31.24	131.78	39.04	164.68
<b>Pendenza longitudinale</b>	<b>Portata in curva</b>	<b>Portata max Ks=60</b>	<b>Interasse scarichi</b>	<b>Portata max Ks=80</b>	<b>Interasse scarichi</b>	<b>Portata max Ks=100</b>	<b>Interasse scarichi</b>
<b>m/m</b>	<b>l/s/m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>
0.0003	0.47	2.03	4.28	2.71	5.72	3.38	7.13
0.002	0.47	5.24	11.05	6.98	14.72	8.73	18.41
0.007	0.47	9.80	20.67	13.07	27.57	16.33	34.44
0.01	0.47	11.71	24.70	15.62	32.95	19.52	41.17
0.03	0.47	20.29	42.79	27.05	57.05	33.81	71.31
0.04	0.47	23.43	49.41	31.24	65.89	39.04	82.34

Dai calcoli e dalle verifiche effettuate risulta che l'interasse degli scarichi, per il tratto di strada in esame, può essere assunto cautelativamente pari a 15 m.

Solo nel primo tratto di strada, fino circa a progressiva 500, sarà opportuno ridurre a 10 m l'interasse degli scarichi data la ridotta pendenza longitudinale della strada pari allo 0.03%.

### D.3.3. Piattaforma stradale - sezione in trincea

La cunetta alla francese determina un'area utile al deflusso di sezione triangolare con pendenza pari a quella della carreggiata.

Secondo la legge di Chezy si calcola la scala di deflusso della cunetta alla francese per diversi valori della pendenza longitudinale e per il valore del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 70 ( $m^{1/3}/s$ ) valido per le strutture in c.a.

Sulla cunetta sono disposte, ad opportuna distanza, delle caditoie grigliate che intercettano la portata defluente e la convogliano in una sottostante tubazione  $\phi$  500 per il recapito delle acque di piattaforma al tombino più vicino.

La capacità di portata della cunetta non è infatti sufficiente al convogliamento delle acque meteoriche sia nei tratti a bassa pendenza sia in condizioni di lunghi tratti in trincea, anche in situazioni di pendenze più elevate, stante l'elevato valore della portata raccolta.

Per determinare le lunghezze massime ammissibili per il deflusso negli scarichi si sono rapportate le massime portate che possono essere convogliate dalla cunetta alla francese, valutate per differenti pendenze longitudinali, con la portata specifica per metro di pavimentazione che dipende della piovosità locale e dal fatto che ci si trovi in rettilo o in curva, tenendo conto anche della portata defluente lungo la scarpata.

Tali lunghezze sono evidenziate nella tabella seguente:

Pendenza longitudinale	Portata in rettilo	Portata max - Ks=70	Interasse scarichi	Portata in curva	Portata max - Ks=70	Interasse scarichi
m/m	l/s/m	l/s	m	l/s/m	l/s	m
0,0003	0,24	4,42	18,63	0,47	4,42	9,31
0,002	0,24	11,40	48,10	0,47	11,40	24,05
0,004	0,24	16,12	68,02	0,47	16,12	34,01
0,007	0,24	21,33	89,98	0,47	21,33	44,99
0,02	0,24	36,06	152,09	0,47	36,06	76,05

Date le pendenze longitudinali della cunetta alla francese e le velocità assunte dall'acqua nel transito in essa, l'interasse degli scarichi dovrà essere infittito rispetto ai risultati espressi nella precedente tabella per consentire una più efficace captazione della portata defluente nella cunetta.

Si assume cautelativamente un interasse degli scarichi, per il tratto di strada in esame, pari a 20-25 m.

Si differenzia solo il primo tratto di strada fino all'imbocco della galleria S. Bartolomeo a progressiva 780 dove l'interasse degli scarichi nei tratti in scavo sarà assunto pari a 10 m data la ridotta pendenza longitudinale pari allo 0.03%.

In Allegato 3 vengono riportate le scale di deflusso per le diverse pendenze longitudinali della cunetta alla francese e della tubazione  $\phi$  500 per i casi più critici di seguito trattati.

Nel tratto di trincea in destra in approccio al viadotto Guardiagrele con pendenza pari allo 0.03% di lunghezza pari a circa 130 m, la portata massima transitabile nella cunetta alla francese risulta pari a 4,42 l/s mentre considerando il contributo della piattaforma stradale e quella della scarpata si ha una portata in afflusso nel tratto terminale della cunetta stessa di circa 328 l/s; da qui risulta chiara la necessità di disporre tale tubazione il cui diametro è adeguato allo smaltimento di tale portata con gradi di riempimento accettabili ponendo la tubazione stessa ad una pendenza dell'1%.

Nel tratto di trincea in sinistra in approccio al viadotto Pietrapiano con pendenza pari allo 0.7% di lunghezza pari a circa 230 m, la portata massima transitabile nella cunetta alla francese risulta pari a 21.33 l/s mentre considerando il contributo della piattaforma stradale e quella della scarpata si ha una portata in afflusso nel tratto terminale della cunetta stessa di circa 237 l/s; da qui risulta chiara la necessità di disporre la sottostante tubazione circolare il cui diametro è adeguato allo smaltimento di tale portata con gradi di riempimento accettabili ponendo la tubazione stessa alla stessa pendenza del tratto di strada in esame.

#### *D.3.3.1. Sezioni su muro di controripa*

Lo smaltimento delle acque meteoriche nelle sezioni a mezzacosta ove sono presenti muri di controripa avviene tramite una canaletta rettangolare 50x50 cm posta in testa muro.

Secondo la legge di Chezy si calcola la scala di deflusso della canaletta rettangolare per diversi valori della pendenza longitudinale nell'ipotesi che la canaletta segua la pendenza longitudinale della strada, e per il valore del coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 70 ( $m^{1/3}/s$ ) valido per le strutture in c.a.

Per determinare le lunghezze massime ammissibili per il deflusso in tale canalizzazione si sono rapportate le massime portate che possono essere convogliate dalla canaletta rettangolare stessa, valutate per differenti pendenze longitudinali, con la portata raccolta dalla porzione del versante interessato.

Per il calcolo della portata lungo la scarpata si è utilizzata la formula razionale con l'adozione di un tempo di corrivazione pari a 10 minuti ed utilizzando per le aree impermeabili un coefficiente di deflusso pari a 1 e pari a 0.3 per le aree a verde.

In Allegato 3 si riportano le scale di deflusso per la canaletta rettangolare al variare della pendenza longitudinale.

Il caso più critico si ha in presenza del muro di controripa di notevole lunghezza in approccio al viadotto Acquarossa con pendenza della canaletta pari allo 0.3%; in questa situazione è stato necessario diminuire l'interasse degli attraversamenti circolari al fine di consentire un più agevole smaltimento delle acque raccolte dalla canaletta.

In tutte le altre situazioni l'acqua della canaletta in testa al muro scarica in corrispondenza della fine del muro stesso con la portata raccolta che viene convogliata in prossimità del ricettore più vicino.

## **E. ALLEGATO 1**

### *Risultati delle simulazioni idrauliche Ante Operam*

## **F. ALLEGATO 2**

### *Risultati delle simulazioni idrauliche Post Operam*

## **G. ALLEGATO 3**

Scala di deflusso attraversamenti idraulici

Scala di deflusso cunetta alla francese

Scala di deflusso tubazione circolare

Scala di deflusso canaletta rettangolare