

**E78 GROSSETO - FANO**  
**Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) –**  
**Palazzo del Pero – Completamento**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**FI 509**

**ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 35011</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria) <b>GPI INGEGNERIA</b> <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfilì</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><b>MORENO PANFILI</b> SEZIONE A N° A2657 SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE DELL'INFORMAZIONE</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A</p>	<p><b>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</b></p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p> <p><b>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</b> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</b></p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**STUDI E INDAGINI**  
**Idrologia e idraulica**

**Relazione idraulica smaltimento acque di piattaforma e di versante**

<p><b>CODICE PROGETTO</b></p> <p>PROGETTO      LIV.PROG    ANNO</p>	<p><b>NOME FILE</b></p> <p>TOOID00IDRRE02_A</p>	<p><b>REVISIONE</b></p>	<p><b>SCALA</b></p>
<p><b>DPFI509</b>    <b>D</b>    <b>22</b></p>	<p><b>CODICE ELAB.</b>    T O O I D O O I D R R E O 2</p>	<p><b>A</b></p>	<p>-</p>
<p><b>D</b></p>			
<p><b>C</b></p>			
<p><b>B</b></p>			
<p><b>A</b></p>	<p><b>Emissione</b></p>	<p><b>Maggio '22</b></p>	<p><b>Capponi</b></p>
<p><b>REV.</b></p>	<p><b>DESCRIZIONE</b></p>	<p><b>DATA</b></p>	<p><b>REDATTO</b></p>
			<p><b>VERIFICATO</b></p>
			<p><b>APPROVATO</b></p>

## INDICE

<b><u>1. PREMESSA.....</u></b>	<b><u>2</u></b>
<b><u>2. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO.....</u></b>	<b><u>2</u></b>
2.1. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO IN RELAZIONE ALL'IDROGRAFIA SUPERFICIALE .....	2
<b><u>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u></b>	<b><u>3</u></b>
3.1. NORMATIVA COMUNITARIA.....	3
3.2. NORMATIVA NAZIONALE .....	3
3.3. NORMATIVA REGIONALE .....	4
<b><u>4. DEFINIZIONE DEGLI AFFLUSSI METEORICI.....</u></b>	<b><u>5</u></b>
4.1. REGIONALIZZAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME .....	6
<b><u>5. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE.....</u></b>	<b><u>7</u></b>
5.1. REQUISITI PRESTAZIONALI .....	7
5.2. SCHEMA DI DRENAGGIO.....	7
5.3. METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO: IL METODO RAZIONALE .....	8
5.4. METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI DISPOSITIVI IDRAULICI ..	10
<b><u>6. ELEMENTI DI RACCOLTA.....</u></b>	<b><u>11</u></b>
6.1. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN RILEVATO .....	11
6.1.1. <i>EMBRICI</i> .....	13
6.2. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN TRINCEA .....	13
6.3. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN VIADOTTO.....	16
<b><u>7. ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO .....</u></b>	<b><u>18</u></b>
7.1. CONDOTTE IN PVC .....	18
7.2. CONDOTTE IN ACCIAIO ZINCATO.....	18
7.3. FOSSI DI GUARDIA.....	19
<b><u>8. VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E DI RACCOLTA DEGLI SVERSAMENTI ACCIDENTALI ....</u></b>	<b><u>19</u></b>
8.1. DIMENSIONAMENTO TUBI DI MANDATA E POMPE DA VASCA PP .....	22

## 1. PREMESSA

La presente relazione idrologica è stata redatta a supporto del contratto applicativo stipulato con Anas S.p.A. per la Progettazione Definitiva dell'intervento "E 78 Grosseto – Fano, Tratto Nodo di Arezzo - Selci - Lama (E 45) – Palazzo del Pero - Completamento".

Lo studio è mirato a fornire:

- l'inquadramento idrologico del territorio interessato dall'opera e le caratteristiche del reticolo idrografico da questa interferito;
- la definizione delle curve di possibilità pluviometrica mediante i più recenti studi idrologici effettuati a supporto della pianificazione urbanistica (nuovo Piano Strutturale e primo Piano Operativo del Comune di Arezzo, approvati con Del. C.C. 134 del 30/09/2021);
- la stima delle portate al colmo di eventi di piena per diversi tempi di ritorno, in corrispondenza delle sezioni di attraversamento ed in generale, di interferenza con il reticolo idrografico necessarie al dimensionamento corretto delle opere di risoluzione idraulica (ponti e tombini);
- la definizione delle portate di progetto per il corretto dimensionamento e verifica degli elementi idraulici appartenenti alla rete di drenaggio stradale, interna ed esterna.

## 2. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

### 2.1. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO IN RELAZIONE ALL'IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Il principale bacino idrografico interessato dall'infrastruttura in studio è quello del Canale Maestro della Chiana, che il tracciato della variante esterna SR71-SR72 e raccordo A1 attraversa mediante viadotto.

Altri bacini minori interferiti sono i seguenti:

- Fosso Sellina;
- Rio dell'Olmo;
- Rio di Sant'Antonio;
- Rio di Riolo;
- Rio delle Querce;
- Torrente Lota;
- Torrente Vingone (2) di San Giuliano.

Un carattere geomorfologico diffuso nei settori di pianura è la presenza di alvei pensili, ovvero di alvei fluviali in posizione topografica uguale o più elevata rispetto alla piana circostante; questi si originano a causa della presenza di argini naturali o artificiali, in tratti fluviali soggetti a marcata sedimentazione ed alluvionamento. Spesso le arginature vengono realizzate o rialzate artificialmente per evitare i fenomeni di esondazione del corso d'acqua; questo determina un incremento di sedimentazione all'interno dell'alveo innalzando progressivamente il suo fondo fino a trovarsi in posizione sempre più elevata rispetto al piano di campagna adiacente. Questa configurazione geomorfologica degli alvei, ben rappresentata dal Fosso Sellina nel settore sud-occidentale dell'area urbana di Arezzo, costituisce una condizione di elevata criticità idraulica ed una minaccia costante per le infrastrutture e gli insediamenti presenti.

PROGETTAZIONE ATI:

Anche i canali che drenano la Val di Chiana costituiscono sistemi di drenaggio soggetti a fenomeni di colmata detritica e di esondazione a partire dalla rottura di pendio concava che delimita la fascia pedemontana con la Piana, dove avviene una riduzione di energia del corso d'acqua e una conseguente deposizione sedimentaria. Gli alvei, nel passaggio dal settore collinare a quello pedecollinare, passano da una configurazione geomorfologica confinata, con prevalente prelievo e trasporto di materiale detritico, ad una semiconfinata, con processi dominanti di trasporto e sedimentazione detritica in alveo. Tra questi corsi d'acqua ad andamento sub-parallelo che drenano la Val di Chiana, in destra idrografica del Canale Maestro, quelli di particolare interesse per le interferenze con le infrastrutture di progetto di cui trattasi sono, procedendo da nord verso sud: Rio delle Querce; Fosso dell'Olmo – Rio di S. Antonio; Rio di Riolo.

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

#### 3.1. NORMATIVA COMUNITARIA

- *Direttiva Europea Quadro sulle Acque 2000/60/CE*

#### 3.2. NORMATIVA NAZIONALE

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

- *RD 25/07/1904 n° 523*  
Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.
- *Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267*  
Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani.  
La legge introduce il vincolo idrogeologico.
- *DPR 15/01/1972 n° 8*  
Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.
- *L. 431/85 (Legge Galasso)*  
Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.
- *L. 183/89*  
Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.  
Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).
- *DPR 14/4/94*  
Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.
- *DPR 18/7/95*  
Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.
- *DPCM 4/3/96*  
Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

PROGETTAZIONE ATI:

- *Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112*  
Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59
- *DPCM 29/9/98*  
Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).
- *L. 267/98 (Legge Sarno)*  
Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania. La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).
- *L. 365/00 (Legge Soverato)*  
Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).
- *D.L. 3 aprile 2006 n.152*  
*"Norme in materia ambientale"*
- *Decreto n. 131 del 16/06/2008*  
Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante i criteri tecnici per la caratterizzazione dei corpi idrici (tipizzazione, individuazione dei corpi idrici, analisi delle pressioni) per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante: "Norme in materia ambientale", predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 4, dello stesso decreto. (GU n. 187 del 11/08/2008 - Suppl. Ordinario n. 189)
- *Decreto n. 56 del 14/04/2009*  
Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante "Criteri tecnici per il monitoraggio dei corpi idrici e l'identificazione delle condizioni di riferimento per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante Norme in materia ambientale, predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 3, del decreto legislativo medesimo" (GU n.124 del 30/05/2009 - Suppl. Ordinario n. 83)

### 3.3. NORMATIVA REGIONALE

- *Legge Regionale 81/94*  
Disposizioni in materia di risorse idriche. La Regione Toscana, in attuazione della legge Galli ha emanato tale legge con la finalità di recupero e mantenimento della risorsa idrica.
- *Delibera Consiglio Regionale 25 gennaio 2005 n. 6* Approvazione del Piano Tutela acque.
- *Legge Regionale 31 maggio 2006 n.20*  
Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, pubblicata sul B.U.R. Toscana n. 17 del 7 giugno 2006.

In attuazione al D.lgs 152/2006, ha per oggetto la tutela delle acque, tra cui, art.1, comma 1 c), le acque meteoriche e di lavaggio delle aree esterne di cui all'art. 113 del decreto legislativo citato. L'art. 2

definisce:

f) acque meteoriche dilavanti non contaminate (AMDNC): acque meteoriche dilavanti derivanti da superfici impermeabili non adibite allo svolgimento di attività produttive, ossia: le strade pubbliche e private, i piazzali di sosta e di movimentazione di automezzi, parcheggi e similari, anche di aree industriali, dove non vengono svolte attività che possono oggettivamente comportare il rischio di trascinarsi di sostanze pericolose o di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali; sono AMDNC anche le acque individuate ai sensi dell'articolo 8, comma 8;

n) aree pubbliche: le strade, come definite dall'articolo 2 del decreto legislativo 30 aprile 1992, n. 285 (Nuovo codice della strada), come modificato dal decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42, e le relative pertinenze anche destinate alla sosta o movimentazione dei veicoli, che non siano parte di insediamenti o stabilimenti;

L'art. 8 Scarico di acque di prima pioggia e di acque meteoriche dilavanti contaminate, comma 2:

Lo scarico di AMPP derivanti dalle aree pubbliche fuori dalla pubblica fognatura è ammesso e non necessita di autorizzazione allo scarico. Devono essere previsti idonei trattamenti delle AMPP, ove necessari al raggiungimento e/o al mantenimento degli obiettivi di qualità, per le autostrade e le strade extraurbane principali di nuova realizzazione e nel caso di loro adeguamenti straordinari.

- *Regolamento regionale 17 dicembre 2012 n. 76/R*

Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006 n. 20, che disciplina le acque meteoriche dilavanti.

L'art 38 dispone:

“1. La gestione delle AMD deve perseguire:

a) la prevenzione del trasporto di sostanze solide sospese e della contaminazione di inquinanti, con particolare riferimento alle sostanze di cui all'allegato 1, tabella 1/A al decreto legislativo.”

L'art.39 definisce:

1. Ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera e) della legge regionale, le attività che presentano oggettivo rischio di trascinarsi, nelle acque meteoriche, di sostanze pericolose o di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali sono:

a) le attività produttive indicate nell'allegato 5, tabella 5 del presente regolamento, disciplinate dall'articolo 43, salvo che sia dimostrata l'esistenza di una delle seguenti condizioni:

1) le lavorazioni caratterizzanti il ciclo produttivo sono svolte completamente sotto coperture e le altre attività connesse al ciclo produttivo effettuate sui piazzali si svolgono in modo tale da non dar luogo a dilavamento di sostanze pericolose;

2) le attività sono dotate di sistemi di raccolta delle AMC atti a non generare scarichi.”

Nell'allegato 5 non si fa riferimento alle acque di dilavamento delle superfici stradali/autostradali.

- *Legge regionale 31 maggio 2006, n. 20*

*Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.*

#### **4. DEFINIZIONE DEGLI AFFLUSSI METEORICI**

PROGETTAZIONE ATI:

La valutazione delle intensità di precipitazione viene svolta con diversi metodi, in funzione dei dati disponibili. In mancanza di serie di dati di pioggia o di portata registrati, in molti casi è possibile utilizzare i cosiddetti “metodi di regionalizzazione”, attraverso i quali è possibile valutare le portate di piena in riferimento a parametri idrologici caratteristici dei bacini in esame.

#### 4.1. REGIONALIZZAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME

La caratterizzazione pluviometrica di una data zona consiste nella definizione, attraverso analisi statistica, delle cosiddette curve di caso critico o curve di possibilità pluviometrica, le quali forniscono, per un assegnato valore del tempo di ritorno, la relazione tra la durata della pioggia e la relativa altezza di precipitazione (o la relativa intensità di precipitazione). Queste relazioni manifestano un andamento caratteristico, con l'altezza di pioggia che cresce meno che proporzionalmente con l'intervallo di riferimento e con l'intensità che tende a un valore finito elevato quando l'intervallo tende a zero e ad un valore piccolo, ma non nullo, quando l'intervallo diventa molto lungo.

Nel presente studio, peraltro coerentemente allo studio idrologico eseguito a supporto del nuovo PS e PO del comune di Arezzo, per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica (CCP) o linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) associate ai diversi tempi di ritorno è stata utilizzata la relazione monomia che lega l'altezza di pioggia  $h$  [mm] alla durata della precipitazione  $d$  [ore] e al tempo di ritorno  $T$ :

$$h = a \cdot d^n$$

dove i parametri  $a$  e  $n$  sono desunti, in funzione del tempo di ritorno, dallo studio promosso dalla Regione Toscana con DGRT 1133/2012 al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, con il quale si è provveduto ad aggiornare l'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012 compreso (Referente: Prof. Enrica Caporali, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze). I dati pluviometrici sono liberamente consultabili nel sito della Regione Toscana nella sezione dedicata alla Difesa del Suolo. Ad oggi le nuove LSPP sono state ricavate per durate di precipitazione  $d \geq 1$  ora ma, secondo le indicazioni fornite dagli estensori dello studio, sono estrapolabili con buona attendibilità fino a  $d \geq 0.5$  ore.

Dal sito della Regione Toscana è possibile scaricare l'andamento spaziale dei parametri  $a$  e  $n$  con griglia di 1 km x 1 km per ciascuno dei tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200 e 500 anni, desunto a partire dall'analisi TCEV delle altezze di pioggia osservate. I risultati resi disponibili in formato ASCII Grid. La Figura 4-1 mostra, a titolo di esempio, le griglie dei parametri  $a$  e  $n$  per il tempo di ritorno di 200 anni nell'intera regione.

Le espressioni della curva di possibilità pluviometrica utilizzate nello studio a supporto del PS del Comune di Arezzo sono le seguenti:

$$\begin{aligned} TR = 30 \text{ anni} & \quad h = 54.11 d^{0.24} \\ TR = 200 \text{ anni} & \quad h = 73.31 d^{0.29} \end{aligned}$$

Per quanto riguarda invece il tempo di ritorno pari a 50 anni la curva di possibilità pluviometrica assume la seguente espressione:

$$TR = 50 \text{ anni} \quad h = 59.27 d^{0.26}$$

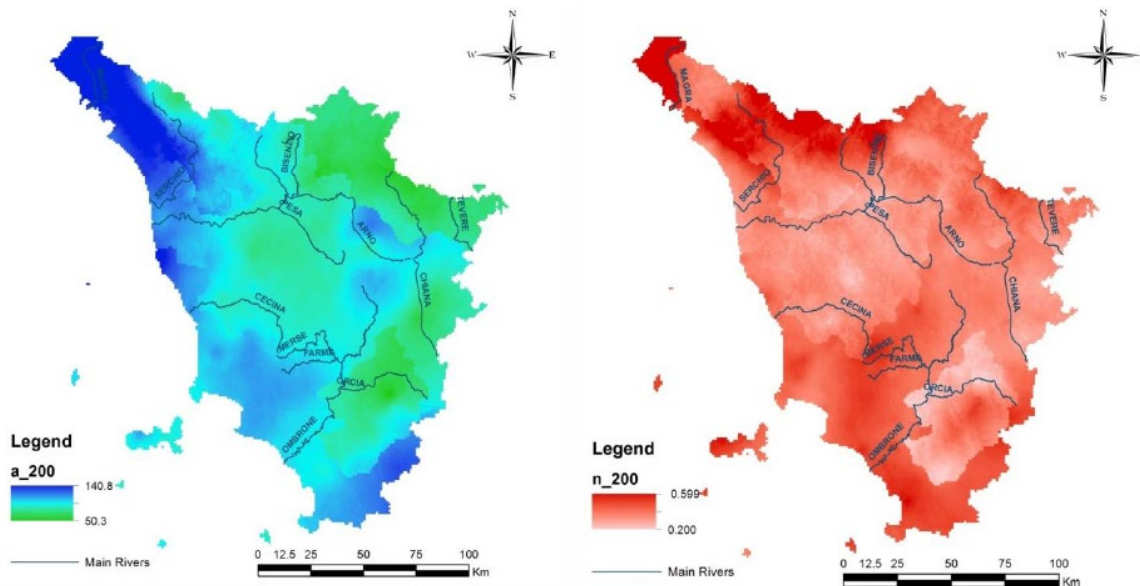


Figura 4-1: Spazializzazione sull'intera regione dei parametri "a" (a sinistra) e "n" (a destra) della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica LSPP per il Tempo di ritorno 200 anni.

## 5. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

### 5.1. REQUISITI PRESTAZIONALI

Le soluzioni per lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione stradale dipendono dalle diverse situazioni ed esigenze che si incontrano nello studio della rete drenante e devono soddisfare due requisiti fondamentali:

- garantire, ai fini della sicurezza degli utenti in caso di forti precipitazioni, un immediato smaltimento delle acque meteoriche evitando il formarsi di ristagni sulla pavimentazione stradale; questo si ottiene assegnando alla pavimentazione un'adeguata pendenza trasversale e predisponendo un adeguato sistema di raccolta integrato negli elementi marginali rispetto alle carreggiate;
- convogliare, ove necessario, tutte le acque raccolte dalla piattaforma ai punti di recapito.

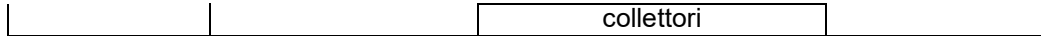
### 5.2. SCHEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio deve consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad esso afferenti ed il loro collettamento ai recapiti finali, costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, senza alterarne in modo significativo l'efficienza idraulica e le condizioni di sicurezza idraulica del territorio limitrofo all'infrastruttura in progetto. Gli elementi utilizzati per il sistema di drenaggio possono essere suddivisi in base alla loro funzione; in particolare si ha:

Funzione	Componente	Tipologia	T <sub>R</sub> progetto
Raccolta	elementi idraulici marginali	embrici	50 anni
		caditoie	
		cunette triangolari	
Convogliamento	canalizzazioni	fossi di guardia	50 anni

PROGETTAZIONE ATI:





L'elemento di drenaggio da inserire sull'infrastruttura dipende strettamente dal tipo di sezione su cui è posto. Questi si possono suddividere in due macro categorie: sezione corrente dell'infrastruttura e sezioni singolari (aree in corrispondenza delle rotatorie). La sezione corrente dell'infrastruttura, per il caso in esame, si divide a sua volta per caratteri costruttivi in:

- sezione in rilevato;
- sezione in trincea;
- sezione in viadotto/cavalcavia.

### 5.3. METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO: IL METODO RAZIONALE

Per la stima delle portate al colmo di piena necessaria per il dimensionamento del sistema di drenaggio e presidio idraulico è stato utilizzato il metodo razionale.

Alla base di tale procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- la massima piena avviene per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione delle piene ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene senza la formazione di invasi significativi; nel caso si formino invasi significativi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà sovrastimato.

La portata al colmo di piena è espressa dalla formula:

$$Q = \frac{chS}{3,6t_c} (m^3 / s)$$

dove:

- c = coefficiente di deflusso del bacino;
- h = altezza massima di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione (mm);
- S = superficie del bacino (km<sup>2</sup>);
- tc = tempo di corrivazione del bacino (ore).

Come ampiamente descritto nella "Relazione idrologica" (elab. T00 ID 00 IDR RE 01 "Relazione idrologica"), cui si rimanda, la definizione delle curve di possibilità pluviometrica e successivamente della pioggia di progetto relative al territorio di interesse per l'infrastruttura in studio si basa sullo studio di regionalizzazione delle precipitazioni intense redatto dalla Fondazione CIMA (2016). Per quello che concerne gli eventi di pioggia aventi durata inferiore all'ora si fa ricorso alla seguente espressione per la stima:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

In cui t è la durata dell'evento meteorico di durata inferiore all'ora, espressa in minuti.

Il tempo di corrivazione è determinato, facendo riferimento al percorso idraulico più lungo fino alla

PROGETTAZIONE ATI:

sezione di chiusura considerata della rete.

In particolare, dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, il tempo di corrivazione è determinato dalla seguente relazione:

$$t_c = t_a + t_r \text{ (ore)}$$

con

- $t_a$  = tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo;
- $t_r$  = tempo di rete, pari alla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria;

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{3600 \cdot V_i}$$

Con riferimento al Capitolo 5.1 del Manuale di Progettazione dei Sistemi di Fognatura del Centro Studi Deflussi Urbani (Ed. Hoepli), per il dimensionamento del sistema di drenaggio delle acque meteoriche di dilavamento, il tempo di accesso alla rete è assunto pari a 5 minuti. Nel caso dei canalidi gronda e dei fossi di guardia che raccolgono anche le acque del terreno che insistono sul nastro stradale in progetto in corrispondenza dei tratti che si sviluppano in rilevato e/o in trincea, si utilizza un tempo di corrivazione minimo pari a 5 minuti per le aree naturali meno estese e più acclivi, pari a 15 minuti per le aree naturali più estese.

Il tempo di rete è calcolato, in prima approssimazione, considerando una velocità di scorrimento  $V_i = 1,00$  m/s; in base a tale valore si imposta il calcolo della portata di progetto. Si può quindi determinare, in moto uniforme, la velocità di scorrimento del collettore così da calcolare un nuovo tempo di rete. Tale procedura iterativa ha termine quando le differenze tra i risultati relativi a due passi successivi sono trascurabili.

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  è assunto pari a:

- 0.9 per le superfici pavimentate e per le scarpate;
- 0.5 per le aree naturali.

In definitiva, nell'ipotesi che il funzionamento dei collettori sia autonomo, trascurando quindi eventualirigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle, che il deflusso dei singoli rami avvenga in condizioni di moto uniforme e che il comportamento della rete nel suo complesso sia sincrono (cioè che i collettori, a favore di sicurezza, raggiungano contemporaneamente il massimo valore della portata), la massima portata al colmo di piena, procedendo lungo la rete fognaria da monte verso valle, può essere calcolata, per ogni sezione di progetto, seguendo la sotto riportata procedura:

1. Per ogni tratto della rete si determina l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso medio, calcolato come media pesata dei coefficienti di afflusso delle singole sotto-aree costituenti il bacino totale sotteso;
2. Si assegna ad ogni singolo tratto il tempo di accesso (5-15 minuti) secondo le modalità sopra descritte;
3. Si calcola il tempo di corrivazione  $t_c$  con il tempo di rete determinato come sopra descritto adottando una velocità di scorrimento  $V_i = 1$  m/s;

PROGETTAZIONE ATI:

4. Noto il tempo di corrivazione, si determina l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione stesso e, mediante la formula razionale, si calcola la portata al colmo di piena, si dimensiona lo speco e si determina la velocità corrispondente; se la velocità risultante è diversa da quella assunta nello step precedente, si riparte dal punto 3 ricalcolando il tempo di rete sulla base del nuovo valore di velocità, quindi il tempo di concentrazione. Se invece la velocità risultante è uguale a quella utilizzata per il calcolo di  $t_r$  allo step precedente (o comunque la differenza rientra all'interno di una tolleranza ammessa), si potrà passare al dimensionamento del tratto di rete posto a valle.

Si noti che nel metodo utilizzato, poiché all'aumentare del tempo di corrivazione aumenta la durata della pioggia critica e contemporaneamente ne diminuisce l'intensità media, l'ipotesi di sincronismo va a vantaggio di sicurezza, permettendo di considerare velocità maggiori di quelle effettive, tempi di percorrenza minori e, di conseguenza, tempi di corrivazioni minori e intensità di pioggia maggiori.

#### 5.4. METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI DISPOSITIVI IDRAULICI

Il dimensionamento e la verifica dei dispositivi costituenti la rete di raccolta delle acque di versante equella relativa alle acque di piattaforma sono state condotte mediante l'approccio in moto uniforme di Chezy basato sull'equazione di seguito riportata, risolvibile per via iterativa una volta noti i dati fondamentali di progetto:

$$Q = K_s R_H^{2/3} A i^{1/2} (m^3 / s)$$

dove:

- Q = portata di progetto ( $m^3/s$ );
- $K_s$  = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler ( $m^{1/3}/s$ );
- A = area della sezione bagnata ( $m^2$ );
- $R_H$  = raggio idraulico (m);
- i = pendenza motrice coincidente con la pendenza del fondo (m/m).

Il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a:  $75 m^{1/3}/s$  per elementi di drenaggio in calcestruzzo,  $90 m^{1/3}/s$  per gli elementi in materiale plastico (PVC) e metallico (acciaio zincato),  $40 m^{1/3}/s$  terra.

Nella verifica si considera un grado di riempimento massimo pari a:

$$\frac{H}{D} \leq 0.5 \text{ per tubazioni } DN \leq 400 \qquad \frac{H}{D} \leq 0.7 \text{ per tubazioni } DN \geq 500$$

un franco idraulico minimo di 5 cm per gli elementi idraulici a sezione aperta ed i seguenti valori di velocità:

- velocità minima  $V_{\min} = 0.5 m/s$ ;
- velocità massima  $V_{\max} = 4-5 m/s$ .

PROGETTAZIONE ATI:

## 6. ELEMENTI DI RACCOLTA

La piattaforma stradale di progetto dell'asse principale è formata da due carreggiate composte da due corsie pari a 3.75 m più una banchina da 1.75 m e 0.50 m, per un totale di 9.75 m di carreggiata e presenta una configurazione totale a doppia falda con pendenza trasversale rispettivamente  $p=2.5\%$  nei tratti in rettilineo e  $p_{max}=7.0\%$  in curva.

Con riferimento agli elaborati T00 ID 00 IDR PL 01-07 "Planimetria idraulica" e T00 ID 00 IDR SZ 01 "Particolari costruttivi idraulici", nonché alle sezioni tipologiche dell'infrastruttura, gli elementi di raccolta si differenziano a seconda della presenza di un tratto in rilevato, in trincea o in cavalcavia. In particolare, nei tratti in rilevato il sistema di raccolta delle acque afferenti alla piattaforma stradale è costituito dalla cunetta triangolare formata tra il cordolo in bitume e la banchina e da embrici in cls afferenti ad una canaletta in cav idonea a intercettare e convogliare a trattamento le acque di prima pioggia ed eventuali sversamenti accidentali.

Nei tratti in trincea il sistema di raccolta delle acque afferenti alla piattaforma stradale è costituito dalla cunetta triangolare alla francese intervallata da pozzetti con griglia per lo smaltimento delle portate nel sottostante collettore longitudinale.

Le acque meteoriche che dilavano la pavimentazione stradale nei tratti che si sviluppano in viadotto sono infine raccolte a bordo banchina e defluiscono longitudinalmente in una cunetta delimitata lateralmente dal cordolo dell'impalcato ed inferiormente dalla piattaforma stradale; lo smaltimento in questo caso è garantito da un sistema di caditoie grigliate che convogliano le acque meteoriche, tramite bocchettoni  $\varnothing 160$ , in un collettore in acciaio zincato longitudinale sospeso al di sotto della soletta.

Al fine di valutare il corretto passo delle caditoie sono stati calcolati gli apporti di pioggia in funzione della larghezza della piattaforma pavimentata e del passo dalle caditoie verificando a capacità di smaltimento di quest'ultime.

### 6.1. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN RILEVATO

Il dimensionamento di questi elementi consiste nello stabilire l'interasse massimo in modo che l'acqua presente sulla strada transiti in un tratto limitato di banchina delimitata dall'arginello. Per il calcolo della portata massima transitante nella banchina si è utilizzata la formula di Chézy ponendo come parametro di Strickler il valore di  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Come ampiezza massima di impegno della banchina per la strada si è considerato  $B=1.00 \text{ m}$  per i tratti in rettilineo e per i tratti in curva.

Adottando l'equazione di Chezy citata nel precedente paragrafo si può ricavare l'altezza idrica corrispondente ad una portata  $Q$  prefissata.

La portata massima evacuabile a bordo strada " $Q_{EV}$ " ad essa associata funzione delle dimensioni dell'inclinazione longitudinale della piattaforma stradale nel caso in rilevato con arginello viene valutata, per condizioni di moto uniforme, tramite l'impiego della formula di Gauckler-Strickler.

$$Q_{EV} = A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{k_s \cdot h^{8/3} \cdot i^{1/2}}{2 \cdot i_t \left[ 2i_t \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{i_t^2}} \right) \right]^{2/3}}$$

dove:

$k_s$  = coefficiente di Gauckler-Strickler, assunto pari a  $k_s 70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ;

$h$  = altezza massima ammissibile:  $h=2.5 \text{ cm}$ ;

$A$  = area bagnata:  $A = 2i_t$ ;

$R$  = raggio idraulico:  $R=A/P$ ;

$P$  = contorno bagnato:  $P = h \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{i_t^2}} \right)$

$i_l$  = pendenza longitudinale del tratto stradale;

$i_t$  = pendenza trasversale del tratto stradale o della cunetta triangolare.

L'interasse degli embrici è dunque scelto di conseguenza in modo tale che il valore di  $Q_{EV}$  non venga superato da quello relativo alla portata affluente dalla pavimentazione stradale,  $Q_{PS}$ , stimata, tramite l'impiego del metodo Cinematico, per un tempo di ritorno  $TR = 50$  anni.

Noti che siano il regime pluviometrico nell'area in esame, la larghezza media della piattaforma stradale e delle scarpate,  $L$ , le pendenze longitudinale,  $i_l$ , e trasversale,  $i_t$ , della piattaforma stradale, il valore di portata affluente dalla pavimentazione stradale per unità di lunghezza,  $q_{PS}$ , risulta così definito:

$$q_{ps} = u \cdot L$$

dove il termine  $u$  rappresenta il coefficiente udometrico.

I parametri di riferimento per la stima di  $q_{PS}$  sono sinteticamente riportati in Tabella 6-1.

**Tabella 6-1: Parametri di riferimento per la stima della portata unitaria affluente dalla pavimentazione stradale "q<sub>p.s.</sub>"**

Tempo di ritorno [anni]	Durata evento di pioggia [ore]	Intensità di pioggia [mm/ora]	Coefficiente di deflusso $\phi(5)$ [-]	Materiale $K_s$ [ $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ]
50	0.083	31.066	0.90	90

Il valore di interasse " $l$ " che potrà essere adottato tra gli embrici sarà dunque così definito:

PROGETTAZIONE ATI:

$$I_{MAX} = \frac{Q_{EV}}{q_{P.S.}}$$

Nella tabella seguente si riportano, per l'interasse tra gli embrici, i valori calcolati e quelli assunti:

**Tabella 6-2: Interasse tra embrici e caditoie, valore calcolato e assunto**

### 6.1.1. EMBRICI

La verifica degli embrici è effettuata ipotizzando il loro funzionamento come uno sfioratore laterale comparabile ad uno stramazzo a larga soglia in parete grossa per il quale vale la seguente legge

di deflusso:

$$Q = \mu \cdot \xi \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- Q: portata sfiorata (m<sup>3</sup>/s)
- $\mu$ : coefficiente di deflusso, pari a 0,39 per lo stramazzo a larga soglia
- $\xi$ : coefficiente di riduzione, pari a 0,50 valido solo per la caditoia con griglia
- L: larghezza della soglia (m)
- h: carico idraulico a monte della soglia (m)
- g: accelerazione di gravità pari a 9,81 (m/s<sup>2</sup>)

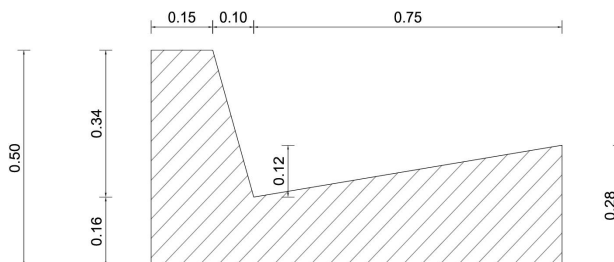
Facendo riferimento per gli embrici ad una larghezza di sfioro pari a 1.20 m, si riportano di seguito le verifiche idrauliche degli sfiori. I risultati mostrano che la portata sfiorabile con i tiranti idraulici sulla cunetta risulta ovunque superiore alla portata trasportata.

**Tabella 6-3: Verifica embrici.**

### 6.2. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN TRINCEA

Nei tratti in trincea, si rende necessaria la raccolta delle acque scolanti dalla piattaforma stradale e dalle scarpate laterali. Il drenaggio delle acque avverrà secondo quanto di seguito descritto:

- Raccolta delle acque di piattaforma e della scarpata di scavo mediante cunetta alla francese posta ai lati delle banchine esterne di ciascuna carreggiata;



- Al di sotto delle cunette vengono poste delle tubazioni in PVC che tramite caditoie grigliate

PROGETTAZIONE ATI:

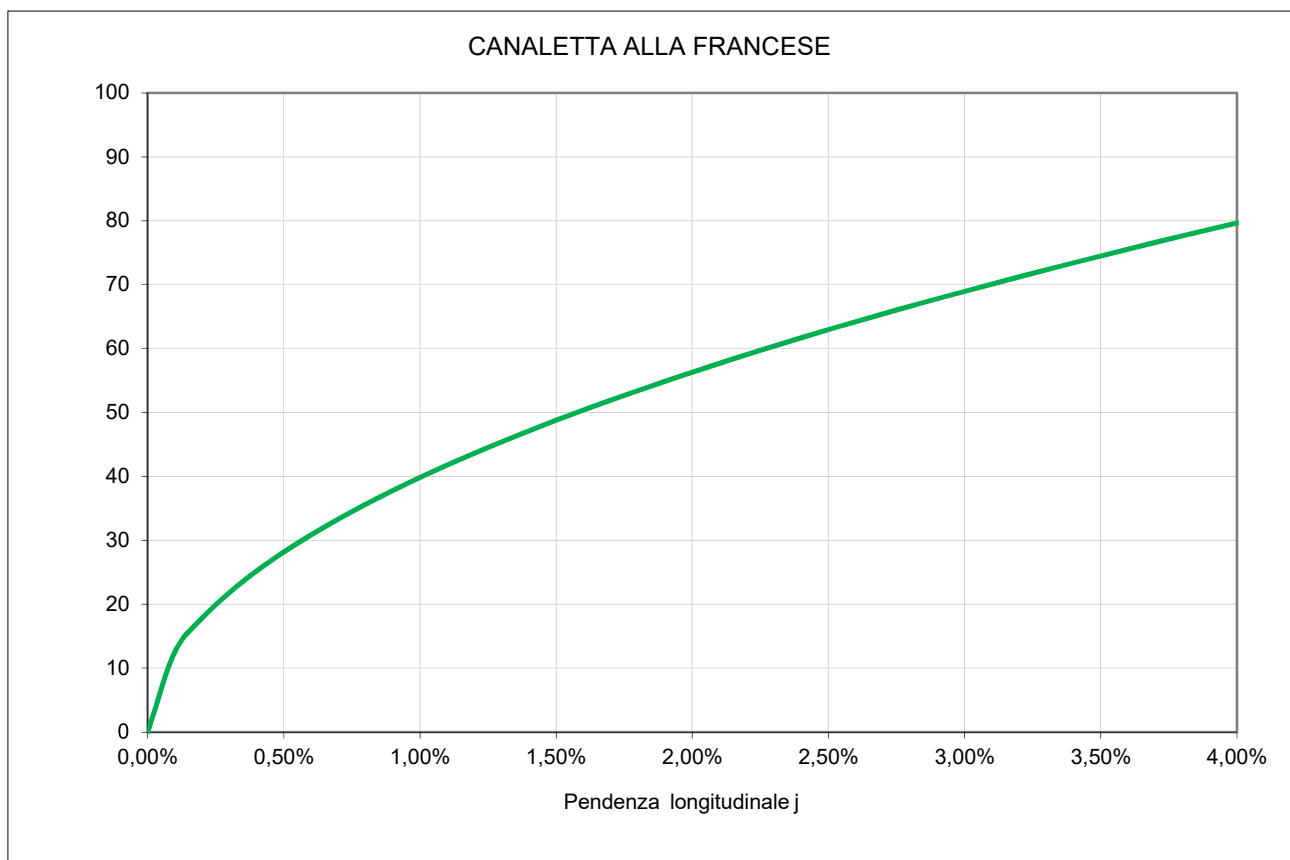
- poste in pozzetti in CLS raccolgono i deflussi per poi coltarli ai recapiti finali;
- I pozzetti avranno interasse massimo di 15 m (vedi Tabella 4-4) e saranno del tipo ispezionabile per la manutenzione del collettore. Dove risulta possibile si utilizzerà la cunetta alla francese senza ricorso al collettore interrato.

La portata massima transitante è stata calcolata con la formula di Chézy avendo posto come parametro di Strickler il valore di 70.

Per il dimensionamento si è considerato un riempimento massimo della canaletta pari ad un tirante di 12 cm.

Il tratto massimo di strada che la cunetta triangolare riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (riportata nella figura seguente in funzione della pendenza longitudinale) e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza ( $q_0$ ).

Il grafico riporta i valori di portata convogliabile dal sistema cunetta alla francese senza mai invadere la cunetta+corsia al variare della pendenza longitudinale.



Si riportano in allegato le verifiche idrauliche dei vari tratti di canaletta alla francese considerando un tempo di corrivazione  $t_c = 5$  minuti ed un TR = 50 anni ove si evidenzia che in tutte le situazioni in studio l'elemento idraulico atto a trasportare le acque meteoriche contiene il deflusso

PROGETTAZIONE ATI:

scongiurando il rischio di non catturare tutte le acque afferenti la piattaforma e di creare veli d'acqua sulla corsia di marcia che darebbero origine a fenomeni di acqua-planning.

Anche in questo caso, analogamente a quanto descritto per i tratti in rilevato, vale la relazione:

$$Q_{EV} = A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{k_s \cdot h^{8/3} \cdot i^{1/2}}{2 \cdot i_t \left[ 2i_t \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{i_t^2}} \right) \right]^{2/3}}$$

dove:

$k_s$  = coefficiente di Gauckler-Strickler, assunto pari a  $k_s 70 \text{ m}^{1/3} \text{s}^{-1}$ ;

$h$  = altezza massima ammissibile:  $h=12 \text{ cm}$ ;

$A$  = area bagnata:  $A = 2i_t$ ;

$R$  = raggio idraulico:  $R=A/P$ ;

$P$  = contorno bagnato:  $P = h \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{i_t^2}} \right)$

$i_l$  = pendenza longitudinale del tratto stradale;

$i_t$  = pendenza trasversale del tratto stradale o della cunetta triangolare.

Nella tabella seguente si riportano, per l'interasse tra le caditoie, i valori calcolati e quelli assunti:

**Tabella 6-4: Interasse tra le caditoie, valore calcolato e assunto**

Nei tratti in trincea, quindi, le cunette alla francese, agli interassi riportati in Tabella 4-4, scaricano le portate convogliate nel sottostante collettore attraverso pozzetti di ispezione dotati di griglia inclinata trasversalmente (vedi Figura 6-1).

La lunghezza  $L$  della grata inclinata si ricava dalla seguente formula:

$$\frac{L}{H_0} = \frac{3}{8Cp} \left[ 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 5 \sqrt{\frac{y_0}{H} \left( 1 - \frac{y_0}{H} \right)} \right]$$

dove:

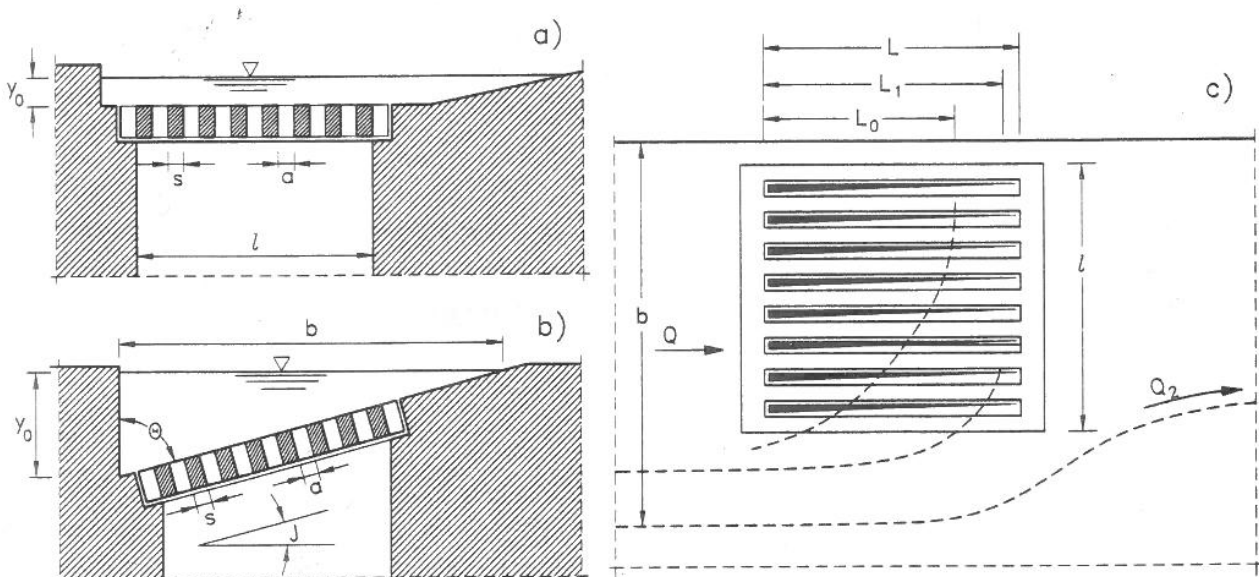
$H = y + v^2/2g$  = costante, indica l'energia;

$y_0$  = altezza del velo idrico all'inizio della grata;

$C$  = coefficiente di contrazione, pari a 0.6;



$p$  = area efficace della grata, pari a 0.5 .



**Figura 6-1: Schema di deflusso in prossimità d'una caditoia** "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali", L. DaDeppo e C. Datei ed. Bios, Cosenza 1999.

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche

**Tabella 6-5: Verifica caditoie.**

### 6.3. SISTEMA DI DRENAGGIO-TRATTI IN VIADOTTO

Le acque meteoriche che dilavano la pavimentazione stradale nei tratti che si sviluppano in viadotto sono raccolte a bordo banchina e defluiscono longitudinalmente in una cunetta delimitata lateralmente dal cordolo dell'impalcato ed inferiormente dalla piattaforma stradale. Lo smaltimento è, quindi, garantito da un sistema di caditoie grigliate cm poste ad interasse massimo di 12 m che convogliano le acque meteoriche, tramite bocchettoni Ø160, in un collettore in acciaio zincato (di diametro DN compreso tra 300 e 500 mm) longitudinale sospeso al di sotto della soletta, fissate mediante ancoraggi tipo Halfen (si veda tavola T00 ID 00 IDR SZ 01 "Particolari costruttivi idraulici"). Considerando il passo scelto  $p = 12$  m e la situazione più critica che si verifica nell'impalcato in curva lungo l'asse Arezzo-Battifolle, dove si drena l'intero impalcato per una larghezza totale 12 m, si ha una portata massima generata pari a  $Q_{max}=5.00$  l/s.

La verifica dei pluviali ubicati lungo il viadotto in esame viene eseguito considerandoli, a seconda del carico, come soglie sfioranti a pianta circolare o come luci sotto battente.

Detto  $h$  il carico sulla soglia sul bocchettone, la portata  $Q$  è:

- per  $h \leq 0.429 D$  funzionamento con soglia sfiorante di diametro  $D$ :

$$Q = C_q h \pi D \sqrt{2gh}$$

dove  $C_q = 0.35$ ;

PROGETTAZIONE ATI:

- per  $h > 0.429 D$  funzionamento sotto battente

$$Q = C_q A \sqrt{2gh}$$

dove  $C_q = 0.6$ .

Nella tabella sono riportati i valori della portata d'un bocchettone per differenti valori di carico.

Si evidenziano in verde in valori per i quali il funzionamento avviene come soglia sfiorante mentre inceleste sotto battente.

Diametro (mm)	Carico sul bocchettone (mm)						
	50	75	100	125	150	200	250
	Portata defluente (l/s)						
75	2.63	3.22	3.71	4.15	4.55	5.25	5.87
100	4.67	5.72	6.60	7.38	8.08	9.33	10.44
125	7.29	8.93	10.31	11.53	12.63	14.59	16.31
<b>160</b>	<b>8.71</b>	14.63	16.90	18.89	20.70	23.90	26.72
175	9.53	17.51	20.21	22.60	24.76	28.59	31.96
200	10.89	22.87	26.40	29.52	32.34	37.34	41.75
225	12.25	28.94	33.42	37.36	40.93	47.26	52.84
250	13.61	25.01	41.25	46.12	50.53	58.34	65.23
275	14.97	27.51	49.92	55.81	61.14	70.59	78.93
300	16.34	30.01	59.41	66.42	72.76	84.01	93.93
325	17.70	32.51	50.06	77.95	85.39	98.60	110.24
350	19.06	35.01	53.91	90.40	99.03	114.35	127.85
375	20.42	37.51	57.76	103.78	113.68	131.27	146.77
400	21.78	40.01	61.61	86.10	129.35	149.36	166.99

Dalla tabella si verifica che il collettore in esame (discendente Ø160), per un'altezza del pelo libero pari a 5 cm (corrispondente all'altezza del velo idrico che si instaura in una zanella avente pendenza trasversale pari al 3.8% e pendenza longitudinale del 2%) permette lo smaltimento di una portata pari a 8.71 l/s con funzionamento a soglia sfiorante in quanto  $h < 0.429 D$ . Tale valore è maggiore della massima portata che si genera sull'impalcato tra un pluviale e l'altro  $Q_{max}=5.00$  l/s per cui si conferma il passo  $p=12$  m scelto.

PROGETTAZIONE ATI:

## 7. ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO

### 7.1. CONDOTTE IN PVC

Quando gli elementi di raccolta raggiungono il riempimento massimo, essi scaricano nei collettori sottostanti. Vengono utilizzate condotte in PVC con diametri esterni che vanno dal DE 315 mm al DE710 mm, classe di rigidità anulare SN8, conformi alla norma UNI EN 1401.

Gli elementi sono posti usualmente ad una distanza verticale minima di 0.70 m, misurata dalla superficie pavimentata alla generatrice superiore della tubazione.

Dal momento che la deformazione sotto carico di una tubazione flessibile interrata dipende in modo sostanziale dalle modalità di posa e rinterro, particolare attenzione deve essere posta durante la posain opera. Il presente progetto prevede: un letto di posa in sabbia ben compattata e livellata, un rinfianco del tubo in sabbia ben compattata sino a 20 cm sopra la generatrice superiore del tubo, il rinterro di copertura rimanente ben compattato secondo le sezioni tipo di progetto.

Per il dimensionamento idraulico si è considerato il diametro interno riportato in tabella ed un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

DE (mm)	Spessore (mm)	Diametro interno (mm)
315	9.2	296.6
400	11.7	376.6
500	14.6	470.8
630	18.4	593.2
710	20.7	668.6

**Diametri interni dei collettori in PVC SN8 UNI EN 1401**

Nel dimensionamento dei collettori si è utilizzata, dove possibile, la pendenza longitudinale stradale. Per i tratti molto pianeggianti e nel caso in cui il collettore è in contropendenza rispetto alla livelletta stradale si è posta una pendenza minima dello 0,20%. Per evitare che i collettori vadano in pressione, si è considerato un riempimento massimo pari al 50% per  $\varnothing \leq 400 \text{ mm}$  con la portata di progetto avente tempo di ritorno di 50 anni 70% per  $\varnothing > 400 \text{ mm}$ .

Le verifiche eseguite si riportano sotto forma di tabella negli allegati al presente studio.

### 7.2. CONDOTTE IN ACCIAIO ZINCATO

Per il convogliamento delle acque di drenaggio che insistono sui tratti dell'intervento in studio che si sviluppano in viadotto, sono state utilizzate tubazioni in acciaio zincato  $\varnothing 300 - \varnothing 500$  ancorate al di sotto dell'impalcato. Per il dimensionamento si sono considerati i diametri riportati in tabella (si veda paragrafo 7.1) ed un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Per evitare che i collettori vadano in pressione, si è considerato un riempimento massimo del 50% con la portata di progetto avente tempo di ritorno di 50 anni. I risultati delle verifiche sono riportati in forma tabellare in allegato.

### 7.3. FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia sono tutti di forma trapezoidale in calcestruzzo o in terra e vengono utilizzati sia quando la sezione stradale è in rilevato che quando si sviluppa in trincea.

- nel primo caso il fosso è posto al piede del rilevato e serve a raccogliere le acque che interessano il rilevato stesso, le aree limitrofe la cui superficie pende verso la sede stradale e a convogliarle verso il recapito finale più vicino;
- nel caso di sviluppo in trincea è posto in testa alla trincea e serve a raccogliere le acque di versante che insistono sulla sede stradale e a convogliarle verso il ricettore finale più vicino.

Il tempo di ritorno di progetto è pari a 50 anni.

Per quanto riguarda il dimensionamento si è considerato un riempimento massimo pari al 90% ed uncoefficiente di scabrezza di Strickler pari a  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le sezioni rivestite in calcestruzzo e pari a  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le sezioni in terra.

Con riferimento alla tavola T00 ID 00 IDR SZ 01 “*Particolari costruttivi idraulici*”, le dimensioni dei fossi trapezoidali sono di tre tipi, con base  $b = 0.30, 0.50$  o  $0.70 \text{ m}$ , stessi valori di altezza con la sponda inclinata con rapporto 1/1.

## 8. VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E DI RACCOLTA DEGLI SVERSAMENTI ACCIDENTALI

La superficie della piattaforma stradale rappresenta una sorta di contenitore nel quale si accumulano i prodotti di scarico derivanti dal traffico veicolare.

Il lavaggio effettuato dalle acque meteoriche sulla superficie stradale è chiaramente un processo temporaneo al termine del quale le acque defluenti riassumono caratteristiche di relativa purezza, scaricabili nel corpo idrico ricettore senza timore di inquinare.

A tale scopo, al termine della rete di drenaggio delle acque di piattaforma e subito a monte dello scarico nel mezzo di recapito finale, sono state inserite vasche di prima pioggia.

Inoltre, in caso di sversamento accidentale di fluidi inquinanti (oli e/o carburanti), conseguente ad incidenti stradali, che provocano la dispersione di quantità anche consistenti (ipotizzati pari a circa  $40 \text{ m}^3$ ) di fluidi pericolosi, la presenza di tali vasche permette di trattenere l'inquinante.

Pertanto, in ragione delle caratteristiche plano-altimetriche dell'asse principale e delle opere di progetto, sono state posizionate n°17 vasche di prima pioggia di caratteristiche adeguate, che sottendono l'intero tracciato di progetto.

Le vasche, finalizzate alla disoleazione e alla sedimentazione, sono state posizionate in luoghi accessibili dalla sede carrabile per permettere le usuali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria (in caso di sversamenti accidentali di oli e/o carburanti).

Nella progettazione della vasca si è avuta cura di:

PROGETTAZIONE ATI:

- limitare al minimo la necessità di operazioni di manutenzione, evitando l'inserimento di meccanismi elettrici ovvero elettro- idraulici;
- garantire basse velocità di deflusso tali da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Le vasche sono dimensionate sia per intrappolare solo eventuali sversamenti accidentali sia per trattare anche le acque di prima pioggia.

Dal punto di vista funzionale la vasca prevede un pozzetto in entrata tale da consentire l'entrata nella vasca vera e propria della portata di prima pioggia e il by-pass dell'acqua in supero con scarico dall'apposita tubazione di uscita.

L'acqua di piattaforma che entra nella vasca dissipa dapprima la sua energia, quindi entra attraverso i fori nella vasca vera e propria. La quota che si stabilisce all'interno della vasca è quella dello sfioratore a valle (o di scarico); la portata in transito è data dal dislivello fra lo sfioro in entrata e quello in uscita, e la portata transitante defluisce al di sotto del setto alla fine della vasca.

È evidente che il volume compreso fra il bordo inferiore del setto e lo sfioratore in uscita è a disposizione degli oli di prima pioggia, che quindi, in assenza di sversamenti, possono essere allontanati con cadenza anche di qualche mese; gli sversamenti vanno invece allontanati a breve scadenza in quanto saturano parzialmente la capacità disponibile.

Il dimensionamento delle vasche tiene infatti conto del volume dello sversamento (corrispondente ad una autocisterna di capacità pari a 39.000 litri). La quota della generatrice superiore della tubazione di scarico può essere al massimo pari alla quota dello sfioratore di scarico, in tal modo si riduce al minimo il dislivello fra entrata e uscita del flusso.

Per quanto riguarda la portata di progetto per le acque di prima pioggia, sono stati presi a riferimento i primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di collettamento. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.

Sulla base di tale criterio, si è calcolata la portata di prima pioggia  $Q_{pp}$  per ciascuna vasca.

Si è quindi determinata la portata massima derivante dell'evento di pioggia relativo adottato per la verifica dei collettori ( $T_r=50$  anni), definita portata di progetto  $Q_{50}$ .

Sulla base della portata maggiore tra  $Q_{pp}$  e  $Q_{50}$  si è quindi proceduto cautelativamente alla determinazione della lunghezza della vasca, ponendo tuttavia il limite minimo corrispondente al volume di sversamento (39.000 litri).

Facendo ricorso alla legge di Stokes, la velocità di sedimentazione è pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$v_s = \frac{g(\gamma_p - \gamma_w)D^2}{18 \mu}$$

dove

$v_s$  = velocità di sedimentazione, in cm/s

$g$  = accelerazione di gravità = 981 cm/s<sup>2</sup>

$\gamma_p$  = peso specifico delle particelle relativo all'acqua, assunto pari a 2 (adimensionale)

$\gamma_w$  = peso specifico del liquido, relativo all'acqua, assunto pari a 1 (adimensionale)

$D$  = diametro della particella, in mm

$\mu$  = viscosità cinematica del liquido, assunto pari a 1.306 cm<sup>2</sup>/s relativo ad una T=10°C. Con riferimento ad una vasca rettangolare, il tempo di percorrenza orizzontale vale:

$$t_1 = L / V = L h b / Q$$

mentre il tempo di caduta verticale è  $t_2 = h/v_s$

Imponendo  $t_1 = t_2$  si ottiene la lunghezza minima per ottenere la sedimentazione delle particelle di diametro  $D$ :

$$L_{\text{sed PP}} = h Q / (v_s * b * h)$$

Nel progetto in esame, le particelle che si vogliono far sedimentare hanno peso specifico pari a 2000 kg/m<sup>3</sup> e diametro  $D = 0.2$  mm.

Per quanto riguarda le modalità di transito dell'acqua e/o del carburante da stoccare nelle vasche si è imposto che il tempo di detenzione minimo sia superiore a 2 minuti in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie.

In caso di sversamento accidentale, la vasca deve essere in grado di accogliere l'intero volume inquinante in arrivo, fissato come detto in 39 m<sup>3</sup>. Tale volume è compreso tra il fondo della vasca e la soglia di sfioro in uscita. Nel progetto in esame, tale soglia è stata posta a  $H_2 = +1.70$  m rispetto al fondo della vasca, pertanto la lunghezza minima della vasca necessario allo stoccaggio del volume di sversamento è pari a:

$$L_{sv} = 39 / (B * H_2) = 39 / (2.0 * 1.7) = 11.5 \text{ m}$$

Per definire la quota dello stramazzo che serve da by-pass, si è imposto che la distanza tra la soglia del bypass e quella della vasca (pari a 1.80 m) rispetti le seguenti condizioni:

- la soglia deve essere sufficientemente alta da consentire il deflusso della portata di prima pioggia;
- la soglia deve consentire il deflusso dell'intera portata proveniente dai collettori in occasione

PROGETTAZIONE ATI:

dell'evento a TR = 50 anni;  
la soglia deve consentire l'ingresso in vasca della portata derivante dallo sversamento.

Nella tabella sottostante si riassumono l'ubicazione e le caratteristiche delle vasche di prima pioggia.

**Tabella 8-1: Verifica vasche.**

### 8.1. DIMENSIONAMENTO TUBI DI MANDATA E POMPE DA VASCA PP

Tenuto conto che per condizioni plano-altimetriche la vasca di prima pioggia n°1 lungo l'asse Arezzo-Battifolle e le vasche di prima pioggia n°5-6-7-8-11 lungo l'asse principale Fano-Grosseto, non sono in grado di scaricare a gravità nei ricettori naturali, esse necessitano di un impianto di sollevamento dimensionato per avere una portata di rilancio pari a:

Asse	pk	VASCA	Q [l/s]
AB	rot sud	1	61.06
AB	rot nord	5	23.95
AP_GR	0+000	6	87.23
AP_FN	0+950	7	39.45
AP_GR	1+495	8	113.98
AP_FN	4+700	11	264.27

si prevedono 3 pompe indipendenti (2+1 di riserva) che alloggeranno all'interno di un pozzetto dedicato a valle della vasca di prima pioggia.

Si prevede un impianto con tre tubazioni distinte in acciaio con diametro  $\varnothing$  150/200mm lunghe ognuna L=5.00m fino alla confluenza in un collettore in acciaio  $\varnothing$ 250/400mm; la linea di mandata proseguirà con una condotta in PEAD PE100 PN16 DE250/400 con scarico nel ricettore naturale; il sistema è stato determinato considerando una velocità di deflusso compresa tra 1 e 3 m/s in presenza di liquidi con trasporto solido. Le perdite di carico si possono calcolare, nota la portata Q e il diametro  $\varnothing$  come descritto nel seguito.

Il dimensionamento dei collettori in pressione è stato eseguito valutando le perdite di carico  $\Delta H$  indotte dal sistema di tubazioni con la seguente espressione:

$$\Delta H = j \cdot L + \sum H_c$$

dove:

$H_c$  sono le perdite concentrate;

L è la lunghezza delle condotte;

j è la cadente piezometrica;

Per la stima della cadente piezometrica j si è fatto uso della formula di Darcy—Weisbach

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

V è la velocità media [m/s];

g è l'accelerazione gravitazionale [m/s<sup>2</sup>];

λ è il coefficiente di attrito che, per correnti turbolente (Re>4000), può essere stimato con

la formula di Colebrook –White  $\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$

Re è il numero di Reynolds  $Re = 4rv/v$ ;

ε/D è la scabrezza relativa con ε = 0.1 mm;

v è la viscosità cinematica;

mentre le perdite di carico concentrate, dovute alla presenza di singolarità nelle condotte quali allargamenti e restringimenti della sezione, curve, saracinesche ecc., sono state individuate facendone riferimento alla seguente espressione:

$$H_c = K \frac{V^2}{2g}$$

dove:

K è un coefficiente che dipende dalla singolarità;

V è la velocità del flusso all'interno del tubo.

Sommando le perdite concentrate ΔH<sub>c</sub> e distribuite ΔH<sub>d</sub> calcolate al dislivello geodetico ΔH<sub>g</sub> si ricava la prevalenza manometrica pari a:

$$H = \Delta H_g + \Delta H_c + \Delta H_d = \Delta H_m$$

In funzione del diametro delle mandate, della prevalenza e della portata, nonché del rendimento stimato della macchina, si stima la potenza di ogni pompa che si può ricavare dalla relazione:

$$P_p = (\gamma Q_p H) / 1000$$

dove

γ = peso specifico del liquido sollevato = ρ (kg/m<sup>3</sup>) x g (9,8 m/s<sup>2</sup>);

Q<sub>p</sub> = portata massima singola pompa (m<sup>3</sup>/s);

H = prevalenza massima (m);

Consideriamo un rendimento delle pompe pari a η = 0.70 (ipotesi cautelativa) la potenza del motore sarà pari a:

PROGETTAZIONE ATI:



$$P_m = P_p / 0.70$$

PROGETTAZIONE ATI: