



Società per Azioni Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova
 Via Flavio Gioia 71 37135 Verona
 tel. 0458272222 Fax 0458200051 Casella Postale 460M www.autobspd.it
 AREA COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

PROGETTO PRELIMINARE

CUP G19J1 00001 40005

COMMESSA 25 2005

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
 Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
 PER LA PROGETTAZIONE
 Dott. Ing. Sergio Mutti

PROGETTISTA



CONSORZIO RAETIA

CAPO PROGETTO:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO:
 Dott. Ing. Andrea Renso

ELABORATO STUDI ED INDAGINI DEL TRACCIATO SCELTO
 Idraulica e smaltimento acque di piattaforma

Relazione smaltimento acque meteoriche

Progressivo Rev.
 05 11 01 002 A0

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA -
00	Agosto 2011	Prima Emissione	GIRPA	S. Dal Forno	G. Biemmi	NOME FILE 2505_051101002_0101_OPP_A0
AO	Settembre 2011	Verifica art. 112 D. Lgs. 163/06	GIRPA	S. Dal Forno	V. Butterini	CM 2505 ELAB. 05110101002
						Fg. 0101 LIV. 00P REV. A0

**AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE**

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO PRELIMINARE
STUDI ED INDAGINI DEL TRACCIATO SCELTO**

Relazione smaltimento acque meteoriche

INDICE

1	Premessa	3
2	Inquadramento generale	4
3	Riferimenti normativi	5
4	Sistema di drenaggio	14
	4.1 Drenaggio in galleria	14
	4.2 Drenaggio da viadotto	15
	4.3 Drenaggio in rilevato	17
	4.4 Drenaggio in trincea	18
5	Analisi pluviometrica	20
	5.1 I dati pluviometrici	21
	5.2 Analisi statistica	23
	5.3 Curva di possibilità pluviometrica	23
	5.4 Scelta della stazione pluviometrica	23
	5.5 Stazione di Monte Summano. Piogge orarie	26
	5.6 Stazione di Monte Summano. Piogge brevi	27
6	Criteri per il dimensionamento del sistema di drenaggio	28
	6.1 Tempi di ritorno da adottare	28
	6.2 Calcolo del coefficiente di deflusso	28
	6.3 Tempi di corrivazione	29
	6.4 Calcolo delle portate di progetto	31
	6.5 Dimensionamento della canaletta grigliata	32
	6.6 Dimensionamento delle caditoie	36
	6.7 Verifica delle condotte	38
	6.8 Fossi di guardia	39
	6.9 Dimensionamento delle cunette	40
	6.10 Embrici	42
	6.11 Scarichi degli impalcati	42
	6.12 Dimensionamento degli impianti di sollevamento	44
	6.13 Vasche di accumulo acque di prima pioggia	48
7	Ciclo di trattamento	56

7.1	Pozzetto di by pass e di controllo sversamenti accidentali	59
7.2	Sollevamento iniziale	60
7.3	Trattamento di disabbiatura e disoleatura	62
7.4	Trattamenti successivi	63
7.5	Dimensionamento dei volumi di laminazione	71
8	INVARIANZA IDRAULICA DEL TERRITORIO	79
8.1	Premessa	79
8.2	Stima delle precipitazioni efficaci	80
8.3	Determinazione della portata in uscita dal sistema	81
8.4	Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena	82
9	Opere connesse e viabilità secondaria	84
9.1	Criteri dimensionamento della vasca di accumulo nei sottopassi	84
9.2	Criteri di dimensionamento degli impianti di sollevamento	84

1 Premessa

Le scelte di progetto sono rivolte al dimensionamento dei dispositivi di raccolta delle acque meteoriche, al loro convogliamento, al loro trattamento ed allo smaltimento finale.

In relazione alle caratteristiche della viabilità in oggetto, gli schemi di raccolta proposti sono riconducibili essenzialmente alle seguenti tipologie:

- viabilità in galleria;
- viabilità su viadotti;
- viabilità in rilevato;
- viabilità in trincea con scarpata.

2 Inquadramento generale

Per quanto riguarda il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, viene individuato il miglior assetto da assegnare al sistema rispetto al recapito finale tenendo conto di:

- della sollecitazione meteorica di progetto;
- dei vicoli dettati dalle normative vigenti;
- dei vincoli dettati dalle prescrizioni degli enti competenti;
- dalla funzionalità del sistema di trattamento delle acque;
- dalla particolare situazione morfologica ed idraulica dell'area.

Le opere idrauliche di progetto possono essere suddivise in: opere per la raccolta delle acque di piattaforma, opere per l'allontanamento, opere per il trasporto delle acque, opere per il trattamento delle acque di prima pioggia e opere che garantiscono l'invarianza idraulica nel territorio.

Per quanto concerne la raccolta e l'allontanamento delle acque di piattaforma sono state posizionate e dimensionate caditoie, cunette, canalette grigliate ed embrici.

Visto la particolare geomorfologia del territorio le situazioni che si verificano in maniera più frequente rappresentando anche le criticità da affrontare ed esse sono le gallerie e i viadotti.

Per quanto riguarda le gallerie, il sistema di drenaggio è costituito sostanzialmente da una tubazione in grado di allontanare sia i liquidi defluenti in carreggiata dovuti agli eventi meteorici in prossimità degli imbocchi, che a quelli dovuti a sversamenti accidentali che quelli reflui dei lavaggi. Sono altresì presenti vasche che catturano gli sversamenti accidentali e impianti di sollevamento.

Il sistema di drenaggio caratteristico dei viadotti è rappresentato da una tubazione atta a raccogliere la sola acqua di prima pioggia mentre quella di seconda pioggia è direttamente scaricata in appositi bacini di laminazione ove possibile.

L'invarianza idraulica infine è garantita dalla presenza dei fossi di guardia e dei bacini di laminazione.

3 Riferimenti normativi

I principali riferimenti normativi per la progettazione dell'opera in oggetto sono:

- Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n.152, "Norme in materia ambientale"
- Decreto provinciale 26 gennaio 1987 "Testo unico provinciale sulla tutela dell'ambiente dagli inquinanti" – Provincia autonoma di Trento
- Piano di tutela delle acque, Norme tecniche di attuazione - Regione Veneto approvato con delibera del Consiglio regionale n.107 il 5 novembre 2009

Il Decreto Legislativo 152/2006 nel Capo 1, articolo 61 cita:

"Le regioni, ferme restando le attività da queste svolte nell'ambito delle competenze del Servizio nazionale di protezione civile, ove occorra d'intesa tra loro, esercitano le funzioni e i compiti ad esse spettanti nel quadro delle competenze costituzionalmente determinate e nel rispetto delle attribuzioni statali, ed in particolare:

- a) collaborano nel rilevamento e nell'elaborazione dei piani di bacino dei distretti idrografici secondo le direttive assunte dalla Conferenza istituzionale permanente di cui all'articolo 63, comma 4, ed adottano gli atti di competenza;*
- b) formulano proposte per la formazione dei programmi e per la redazione di studi e di progetti relativi ai distretti idrografici;*
- c) provvedono alla elaborazione, adozione, approvazione ed attuazione dei piani di tutela di cui all'articolo 121;*
- d) per la parte di propria competenza, dispongono la redazione e provvedono all'approvazione e all'esecuzione dei progetti, degli interventi e delle opere da realizzare nei distretti idrografici, istituendo, ove occorra, gestioni comuni;*
- e) provvedono, per la parte di propria competenza, all'organizzazione e al funzionamento del servizio di polizia idraulica ed a quelli per la gestione e la manutenzione delle opere e degli impianti e la conservazione dei beni;*
- f) provvedono all'organizzazione e al funzionamento della navigazione interna, ferme restando le residue competenze spettanti al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti;*
- g) predispongono annualmente la relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico del territorio di competenza e sullo stato di attuazione del programma*

triennale in corso e la trasmettono al Ministro dell'ambiente e della tutela del territorio entro il mese di dicembre;

h) assumono ogni altra iniziativa ritenuta necessaria in materia di conservazione e difesa del territorio, del suolo e del sottosuolo e di tutela ed uso delle acque nei bacini idrografici di competenza ed esercitano ogni altra funzione prevista dalla presente sezione.”

Come si può notare con questo decreto legislativo lo Stato coinvolge le regioni, secondo le proprie competenze, nella stesura delle norme in materia di difesa del suolo.

La provincia autonoma di Trento recependo il D.lgs 152/2006 rimanda le sue competenze al Testo unico provinciale sulla tutela dell'ambiente dagli inquinamenti, decreto legislativo del Presidente della Giunta provinciale 26 gennaio 1987, n.1-41/Legisl.

La Regione Veneto con il Piano di Tutela delle Acque individua gli strumenti per la protezione e la conservazione della risorsa idrica, in applicazione del Decreto Legislativo del 3 aprile 2006, n 152 e in conformità agli obiettivi e alle priorità d'intervento formulati dalle autorità di bacino.

Poiché il decreto legislativo della provincia Autonoma di Trento non è esaustivo per quanto riguarda gli elementi normativi fondamentali alla base della presente progettazione, si rimanda a quanto esposto nella normativa vigente in Veneto.

Di seguito vengono riportati gli articoli e commi salienti del decreto legislativo 152/06 e del Piano di tutela delle acque da dover rispettare in fase progettuale.

Disciplina degli scarichi

Le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio sono riconducibili alle acque reflue industriali e pertanto sono trattate con idonei sistemi di depurazione, soggette al rilascio dell'autorizzazione allo scarico ed al rispetto dei limiti di emissione nei corpi idrici superficiali o nel sottosuolo.

Per quanto concerne il Decreto Legislativo 152/2006 gli scarichi di acque reflue industriali in acque superficiali devono rispettare gli articoli 101, commi 1 e 2, in funzione del perseguimento degli obiettivi di qualità, dell'articolo 103 comma 1 per quanto riguarda gli scarichi sul suolo, l'articolo 104 comma 1, 2, 3, 4 per gli scarichi nel sottosuolo e l'articolo 105 comma 1 per scarichi in acque superficiali.

Il decreto legislativo 152/2006 con l'articolo 103 e 113 regola gli scarichi negli strati superficiali del sottosuolo delle acque reflue industriali, delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, vietandone lo scarico o l'immissione diretta; in particolare:

- *Articolo 103 "E' vietato lo scarico sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, fatta eccezione:*

c) per gli scarichi di acque reflue urbane e industriali per i quali sia accertata l'impossibilità tecnica o l'eccessiva onerosità, a fronte dei benefici ambientali conseguibili, a recapitare in corpi idrici superficiali, purché gli stessi siano conformi ai criteri ed ai valori-limite di emissione fissati a tal fine dalle regioni ai sensi dell'articolo 101, comma 2. Sino all'emanazione di nuove norme regionali si applicano i valori limite di emissione della Tabella 4 dell'Allegato 5 alla parte terza del presente decreto;

e) per gli scarichi di acque meteoriche convogliate in reti fognarie separate;

- *Articolo 113 "4. E' comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee"*

Il divieto allo scarico è sancito pure nell'articolo 30 e 37 del PTA del Veneto riguardanti rispettivamente gli scarichi al suolo e le acque reflue industriali.

Tali divieti vengono superati dalla normativi del veneto; il PTA infatti nell'articolo 39 cita:

"5) Per le strade pubbliche e private le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione della acque ivi convogliate.

13) Le acque di seconda pioggia, tranne che nei casi di cui al comma 1, non necessitano di trattamento, non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico fermo restando la necessità di acquisizione del nulla osta idraulico, possono essere immesse negli strati superficiali del sottosuolo e sono gestite e smaltite a cura del comune territorialmente competente o di altri soggetti da esso delegati".

In deroga agli articoli riportati vi sono i limiti qualitativi che le acque devono rispettare ai fini di ottenere l'autorizzazione allo scarico anche nei corsi d'acqua superficiali (art.105 comma 1 152/06); tali limiti sono riportati nell'articolo 101 del D.lgs 152/2006.

ART. 101

(criteri generali della disciplina degli scarichi)

1. *Tutti gli scarichi sono disciplinati in funzione del rispetto degli obiettivi di qualità dei corpi idrici devono comunque rispettare i valori limite previsti nell'Allegato 5 alla parte terza del presente decreto. L'autorizzazione può in ogni caso stabilire specifiche deroghe ai suddetti limiti e idonee prescrizioni per i periodi di avviamento e di arresto e per l'eventualità di guasti nonché per gli ulteriori periodi transitori necessari per il ritorno alle condizioni di regime.*
2. *Ai fini di cui al comma 1, le regioni, nell'esercizio della loro autonomia, tenendo conto dei carichi massimi ammissibili e delle migliori tecniche disponibili, definiscono i valori-limite di emissione, diversi da quelli di cui all'Allegato 5 alla parte terza del presente decreto, sia in concentrazione massima ammissibile sia in quantità massima per unità di tempo in ordine ad ogni sostanza inquinante e per gruppi o famiglie di sostanze affini. Le regioni non possono stabilire valori limite meno restrittivi di quelli fissati nell'Allegato 5 alla parte terza del presente decreto:*
 - a) *nella Tabella 1, relativamente allo scarico di acque reflue urbane in corpi idrici superficiali;*
 - b) *nella Tabella 2, relativamente allo scarico di acque reflue urbane in corpi idrici superficiali ricadenti in aree sensibili;*
 - c) *nella Tabella 3/A, per i cicli produttivi ivi indicati;*
 - d) *nelle Tabelle 3 (di interesse per gli scarichi industriali nelle acque superficiali e quindi allegata) e 4, per quelle sostanze indicate nella Tabella 5 del medesimo Allegato.*

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Tabella 3. Valori limiti di emissione in acque superficiali e in fognatura.

Numero parametro	PARAMETRI	unità di misura	Scarico in acque superficiali	Scarico in rete fognaria(*)
1	pH		5,5-9,5	5,5-9,5
2	Temperatura	°C	(1)	(1)
3	colore		non percettibile con diluizione 1:20	non percettibile con diluizione 1:40
4	odore		non deve essere causa di molestie	non deve essere causa di molestie
5	materiali grossolani		assenti	assenti
6	Solidi sospesi totali (2)	mg/L	≤80	≤200
7	BOD ₅ (come O ₂) (2)	mg/L	≤40	≤250
8	COD (come O ₂) (2)	mg/L	≤160	≤500
9	Alluminio	mg/L	≤1	≤2,0
10	Arsenico	mg/L	≤0,5	≤0,5
11	Bario	mg/L	≤20	-
12	Boro	mg/L	≤2	≤4
13	Cadmio	mg/L	≤0,02	≤0,02
14	Cromo totale	mg/L	≤2	≤4
15	Cromo VI	mg/L	≤0,2	≤0,20
16	Ferro	mg/L	≤2	≤4
17	Manganese	mg/L	≤2	≤4
18	Mercurio	mg/L	≤0,005	≤0,005
19	Nichel	mg/L	≤2	≤4
20	Piombo	mg/L	≤0,2	≤0,3
21	Rame	mg/L	≤0,1	≤0,4
22	Selenio	mg/L	≤0,03	≤0,03
23	Stagno	mg/L	≤10	
24	Zinco	mg/L	≤0,5	≤1,0
25	Cianuri totali (come CN)	mg/L	≤0,5	≤1,0
26	Cloro attivo libero	mg/L	≤0,2	≤0,3
27	Solfuri (come H ₂ S)	mg/L	≤1	≤2
28	Solfiti (come SO ₃)	mg/L	≤1	≤2
29	Solfati (come SO ₄) (3)	mg/L	≤1000	≤1000
30	Cloruri (3)	mg/L	≤1200	≤1200
31	Fluoruri	mg/L	≤6	≤12
32	Fosforo totale (come P) (2)	mg/L	≤10	≤10
33	Azoto ammoniacale (come NH ₄) (2)	mg /L	≤15	≤30
34	Azoto nitroso (come N) (2)	mg/L	≤0,6	≤0,6
35	Azoto nitrico (come N) (2)	mg /L	≤20	≤30
36	Grassi e olii animali/vegetali	mg/L	≤20	≤40

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

37	Idrocarburi totali	mg/L	≤5	≤10
38	Fenoli	mg/L	≤0,5	≤1
39	Aldeidi	mg/L	≤1	≤2
40	Solventi organici aromatici	mg/L	≤0,2	≤0,4
41	Solventi organici azotati	mg/L	≤0,1	≤0,2
42	Tensioattivi totali	mg/L	≤2	≤4
43	Pesticidi fosforati	mg/L	≤0,10	≤0,10
44	Pesticidi totali (esclusi i fosforati)	mg/L	≤0,05	≤0,05
	tra cui:			
45	- aldrin	mg/L	≤ 0,01	≤0,01
46	- dieldrin	mg/L	≤ 0,01	≤0,01
47	- endrin	mg/L	≤ 0,002	≤0,002
48	- isodrin	mg/L	≤ 0,002	≤0,002
49	Solventi clorurati	mg/L	≤1	≤2
50	Escherichia coli (4)	UFC/100mL	nota	
51	Saggio di tossicità acuta (5)		il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 80% del totale

In Tabella B è riportato un elenco delle principali fonti di emissione e delle relative sostanze emesse dal traffico stradale; a questi agenti vanno aggiunte le eventuali sostanze versate in caso di incidente. Si osserva che gli agenti inquinanti riportati in tabella B sono soggetti a limiti di concentrazione con riferimento alle tabelle 3, A1, A2, e A4; si evince quindi la necessità del trattamento delle acque di piattaforma.

Tabella B - Agenti inquinanti e fonti di emissioni provenienti dal solo traffico stradale.

Agenti inquinanti	Principali fonti di emissione
Particolato	Consumo della pavimentazione, deposizione atmosferica, manutenzione stradale
Azoto e fosforo	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada
Piombo	Gas di scarico, consumo freni, oli lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti
Zinco	Usura dei pneumatici, olio motore, grassi, corrosione dei guard-rail
Ferro	Usura della parti meccaniche dei veicoli, corrosione delle carrozzerie, strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)
Rame	Usura freni, carrozzeria veicoli, usura della parti meccaniche, insetticidi e anticrittogamici
Cadmio	Usura pneumatici
Cromo	Carrozzeria veicoli, consumo freni e frizione
Nichel	Combustione a diesel, oli lubrificanti, carrozzerie, asfalto, consumo freni
Manganese	Usura parti meccaniche
Sodio, calcio, cloro	Prodotti antigelo
Zolfo	Benzine, prodotti antigelo
Petrolio	Perdite dai motori, asfalti e bitume
Bromo	Gas di scarico dei motori
Gomma	Consumo pneumatici
Amianto	Consumo freni e frizione

In accordo al Decreto Legislativo n 152 del 3 aprile 2006 i consorzi di bonifica e di irrigazione, sono interessati anche attraverso appositi accordi di programma con le competenti autorità, alla realizzazione di azioni di salvaguardia ambientale e di risanamento delle acque con particolare riguardo alla prevenzione e riduzione dell'inquinamento dei corpi idrici ed alla mitigazione degli effetti delle inondazioni.

Problemi specifici: qualità e quantità delle acque

Tra i problemi specifici a livello normativo possiamo senz'altro menzionare quelli qualitativi e quelli quantitativi. A livello qualitativo si parla di acque di prima pioggia e sversamenti accidentali, mentre nel livello quantitativo rientra la laminazione delle portate.

Di seguito viene riportato l'articolo 39 del Piano di tutela delle acque che si pone come norma necessaria ai fini del conseguimento degli obiettivi di qualità previsti ai sensi dell'art. 113 del D.Lgs. 152/2006.

Comma 3

“Le acque di prima pioggia sono riconducibili alle acque reflue industriali, devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima dello scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso, deve essere previsto anche un trattamento di disoleatura; lo scarico è soggetto al rilascio dell'autorizzazione e al rispetto dei limiti di emissione nei corpi idrici superficiali o sul suolo o

in fognatura, a seconda dei casi. Le acque di seconda pioggia non necessitano di trattamento e non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico.”

Comma 4

“I volumi da destinare allo stoccaggio delle acque di prima pioggia e di lavaggio devono essere dimensionati in modo da trattenere almeno i primi 5 mm di pioggia distribuiti sul bacino elementare di riferimento. Il rilascio di detti volumi nei corpi recettori, di norma, deve essere attivato nell’ambito delle 48 ore successive all’ultimo evento piovoso. Si considerano eventi di pioggia separati quelli fra i quali intercorre un intervallo temporale di almeno 48 ore. Ai fini del calcolo delle portate e dei volumi di stoccaggio, si dovranno assumere quali coefficienti di afflusso convenzionali il valore 0,9 per le superfici impermeabili, il valore 0,6 per le superfici semipermeabili, il valore 0,2 per le superfici permeabili, escludendo dal computo le superfici coltivate. Qualora il bacino di riferimento per il calcolo, che deve coincidere con il bacino idrografico elementare (bacino scolante) effettivamente concorrente alla produzione della portata destinata allo stoccaggio, abbia un tempo di corrivazione superiore a 15 minuti primi, il tempo di riferimento deve essere pari a:

a) al tempo di corrivazione stesso, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi, sia superiore al 70% della superficie totale del bacino;

b) al 75% del tempo di corrivazione, e comunque al minimo 15 minuti primi, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi sia inferiore al 30% e superiore al 15% della superficie del bacino;

al 50% del tempo di corrivazione, e comunque al minimo 15 minuti primi, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi sia inferiore al 15% della superficie del bacino.”

Comma 5

“Per le strade pubbliche e private le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati

superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione della acque ivi convogliate.”

Comma 7

“Per tutte le acque di pioggia collettate, quando i corpi recettori sono nell’incapacità di drenare efficacemente i volumi in arrivo, è necessaria la realizzazione di sistemi di stoccaggio, atti a trattenerle per il tempo sufficiente affinché non siano scaricate nel momento di massimo afflusso nel corpo idrico.”

Comma 9

“Per le canalizzazioni a servizio delle reti autostradali e più in generale delle pertinenze delle grandi infrastrutture di trasporto, che recapitano le acque nei corpi idrici superficiali significativi o nei corpi idrici di rilevante interesse ambientale, le acque di prima pioggia saranno convogliate in bacini di raccolta e trattamento a tenuta in grado di effettuare una sedimentazione prima dell’immissione nel corpo recettore. Se necessario, dovranno essere previsti anche un trattamento di disoleatura e andranno favoriti sistemi di tipo naturale quali la fitodepurazione o fasce filtro/fasce tampone.”

Comma 13

“Le acque di seconda pioggia, tranne che nei casi di cui al comma 1, non necessitano di trattamento, non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico fermo restando la necessità di acquisizione del nulla osta idraulico, possono essere immesse negli strati superficiali del sottosuolo e sono gestite e smaltite a cura del comune territorialmente competente o di altri soggetti da esso delegati.”

Comma 14

“La Regione incentiva la realizzazione delle opere per la gestione delle acque di prima pioggia. La Regione incentiva altresì la realizzazione di opere volte a favorire il riutilizzo delle acque meteoriche.”

4 Sistema di drenaggio

In questo capitolo vengono brevemente descritti i diversi sistemi di drenaggio utilizzati nella presente progettazione.

4.1 Drenaggio in galleria

Per quanto riguarda le gallerie il drenaggio è realizzato tramite un canale a fessura tipo bocca di lupo posato sotto il profilo ridirettivo, in grado di raccogliere la portata e convogliarla all'interno di pozzetti sifonati d'intercettazione in calcestruzzo polimerico. Tra questi pozzetti scorre una tubazione $\Phi 400$ mm in gres che consente di portare le acque di piattaforma e di pulizia all'esterno della galleria. Le tubazioni sono ispezionabili in corrispondenza dei pozzetti sifonati rompitratta.

La conformazione del sistema è costituita da pozzetti sifonati posti ad interasse di 25 m lungo le condotte di raccolta e convogliamento. Il sistema è stato studiato per permettere lo spegnimento delle eventuali fiamme del liquido in entrata, in modo da evitare il propagarsi dell'incendio anche a settori attigui delle gallerie come richiesto dalla.

I liquidi normalmente raccolti sono convogliati in una vasca d'idonea capacità posta in prossimità degli imbocchi delle gallerie, opportunamente disoleati essi sono immessi nella rete scolante superficiale o in caso di elevato volume (onda nera) dovuto a sversamenti accidentali, trattenuto, in vista di un loro successivo e corretto smaltimento a mezzo di autocisterna ogni qualvolta si renda necessario.

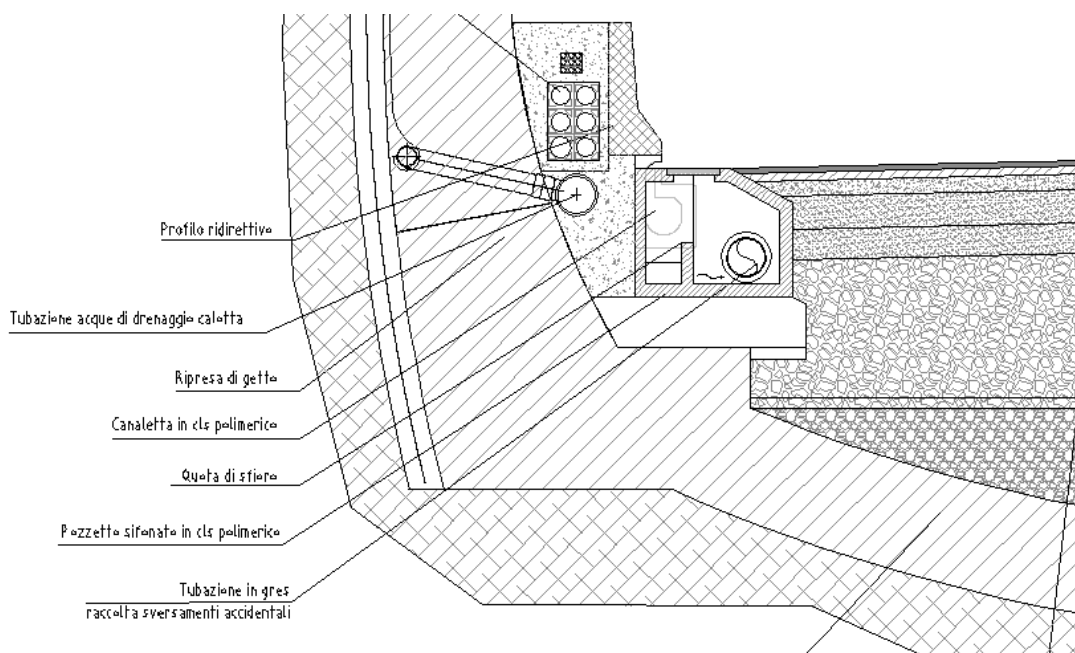


Fig. 4.1 Sistema di drenaggio in galleria

4.2 Drenaggio da viadotto

Le acque meteoriche saranno captate dai appositi bocchettoni dotati di griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 C250 che scaricherà direttamente nelle tubazioni sottostanti, poste sul ciglio interno od esterno, rispettivamente in curva o in rettilo, con interasse di 15 m. Le tubazioni correnti verranno appese alla struttura dell'impalcato; esse saranno in acciaio inox per i viadotti in acciaio.

Poiché le condotte sono esposte agli sbalzi termici, il loro montaggio deve essere fatto tenendo conto delle dilatazioni proprie e di quelle della struttura alla quale sono ancorati. Si dovranno perciò prevedere opportuni manicotti che consentono la libera dilatazione della condotta.

La tubazione appesa sarà dimensionata per le sole acque di prima pioggia, mentre l'eccesso verrà scaricato in corrispondenza delle pile in appositi bacini di laminazione dove possibile o direttamente nel corpo idrico ricettore. Nell'impossibilità di scaricare lungo le pile la tubazione appesa al viadotto sarà dimensionata in modo di raccogliere tutta la portata meteorica.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

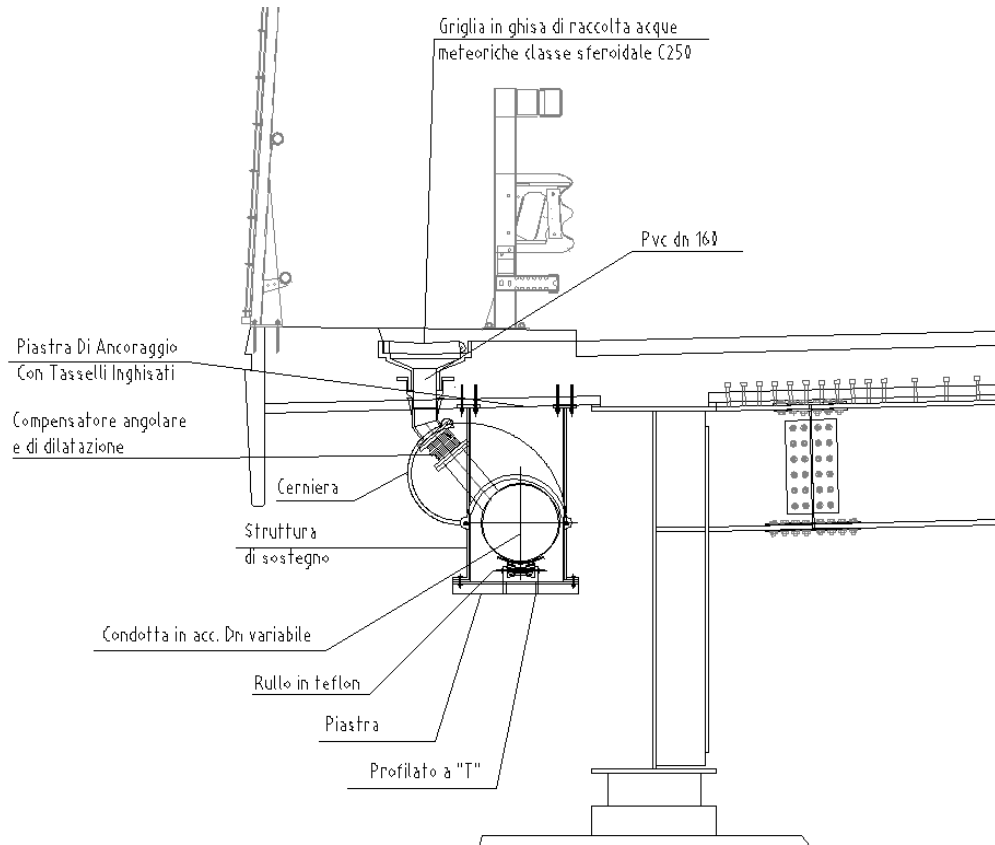


Fig. 4.2 Sistema di drenaggio su viadotto

4.3 Drenaggio in rilevato

Nei tratti in cui la viabilità si sviluppa in rilevato il sistema di drenaggio prevede l'utilizzo di una tubazione in PEAD di piccolo diametro (DN variabile tra 300-400 mm) che scorre sotto il pacchetto stradale e convoglia l'acqua di prima pioggia all'impianto di trattamento. Il sistema di raccolta dell'acqua di prima pioggia è costituito da una cunetta prefabbricata a lato carreggiata continua, da caditoie con griglia in ghisa sferoidale classe C250 complete di pozzetto sifonato in PE poste ad interasse di 15 m. Questo sistema (caditoia+pozzetto+tubazione) è dimensionato in modo da riempirsi con la portata definita di prima pioggia, così facendo, la portata meteorica successiva (di seconda pioggia) defluisce nell'embrice e viene scaricata nel fosso di guardia al piede del rilevato.

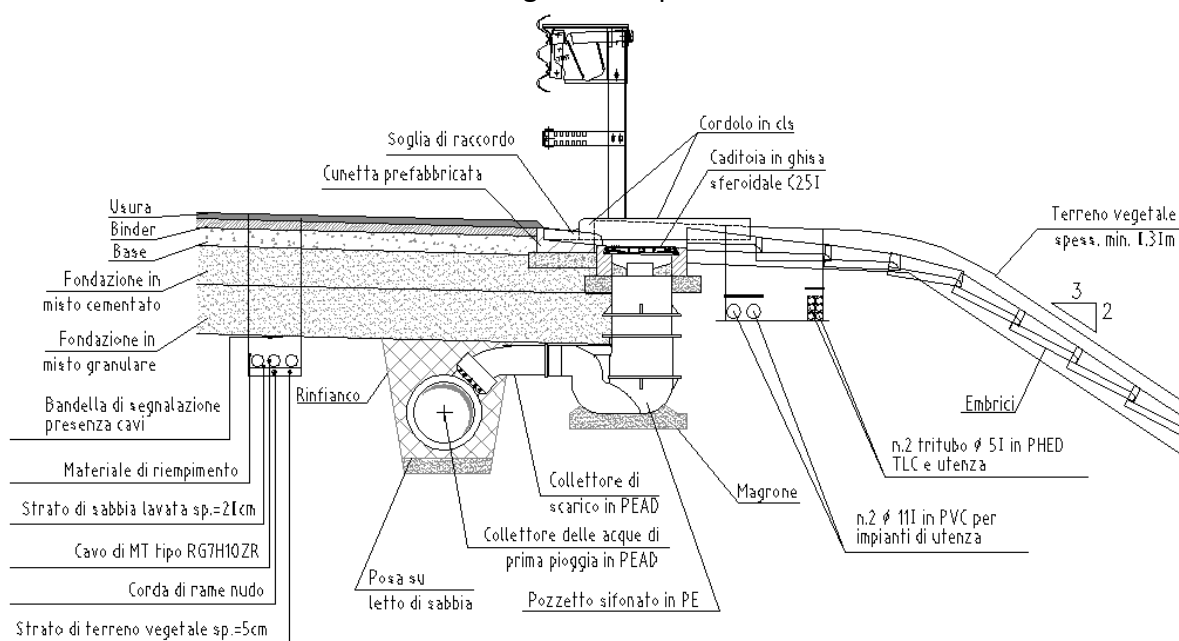


Fig. 4.3 Sistema di drenaggio in rilevato in corrispondenza del pozzetto

L'ispezione sarà realizzata in corrispondenza della corsia d'emergenza con pozzetti dotati di chiusini in ghisa classe D400 ogni 50 m, tali chiusini in ghisa carrabile saranno al livello dello strato d'usura e lasciati scoperti come si può notare nella sezione tipologica riportata in seguito.

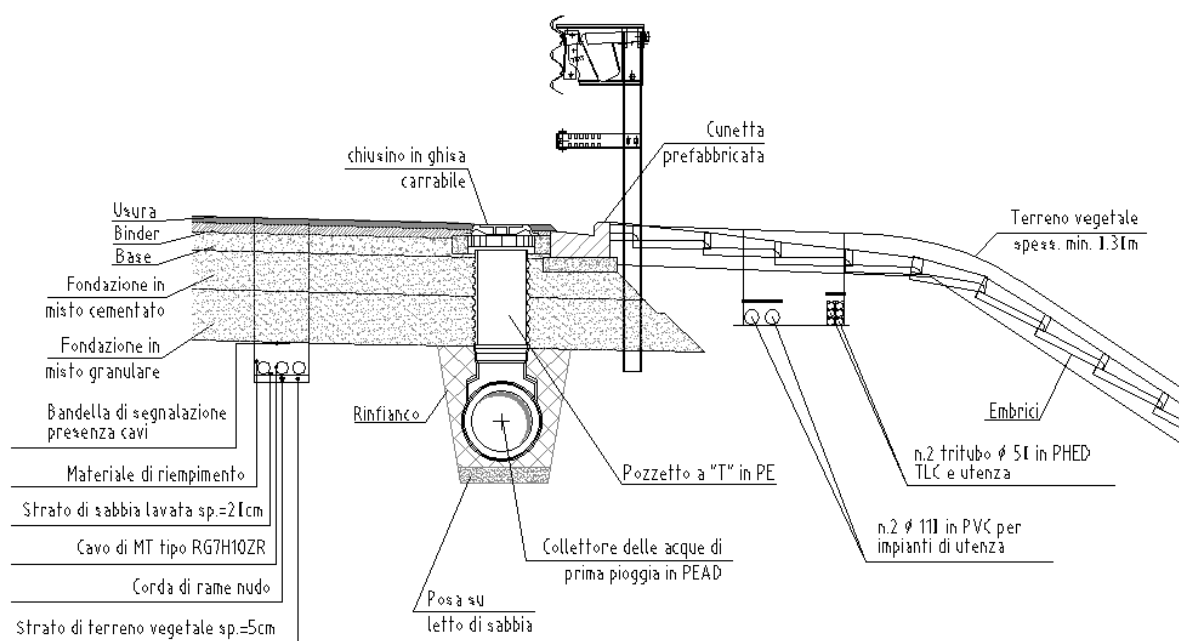


Fig. 4.4 Sistema di drenaggio in rilevato

4.4 Drenaggio in trincea

Per i tratti di viabilità in trincea il sistema di raccolta dalla piattaforma stradale è molto simile a quello descritto in precedenza; infatti pure in questa situazione vi è la presenza di una cunetta prefabbricata interrotta, con passo 15 m, per consentire alla portata di defluire all'interno di una caditoia munita di griglia in ghisa sferoidale C250. La portata così captata dalla caditoia viene immessa, per mezzo di un pozzetto sifonato, in una tubazione in PEAD di diametro maggiore al precedente (DN 600-1200 mm), che scorre sotto la piattaforma stradale, e in grado di smaltire tutto l'evento meteorico.

Il sistema intercetta e smaltisce anche le portate provenienti dalla scarpata della trincea.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

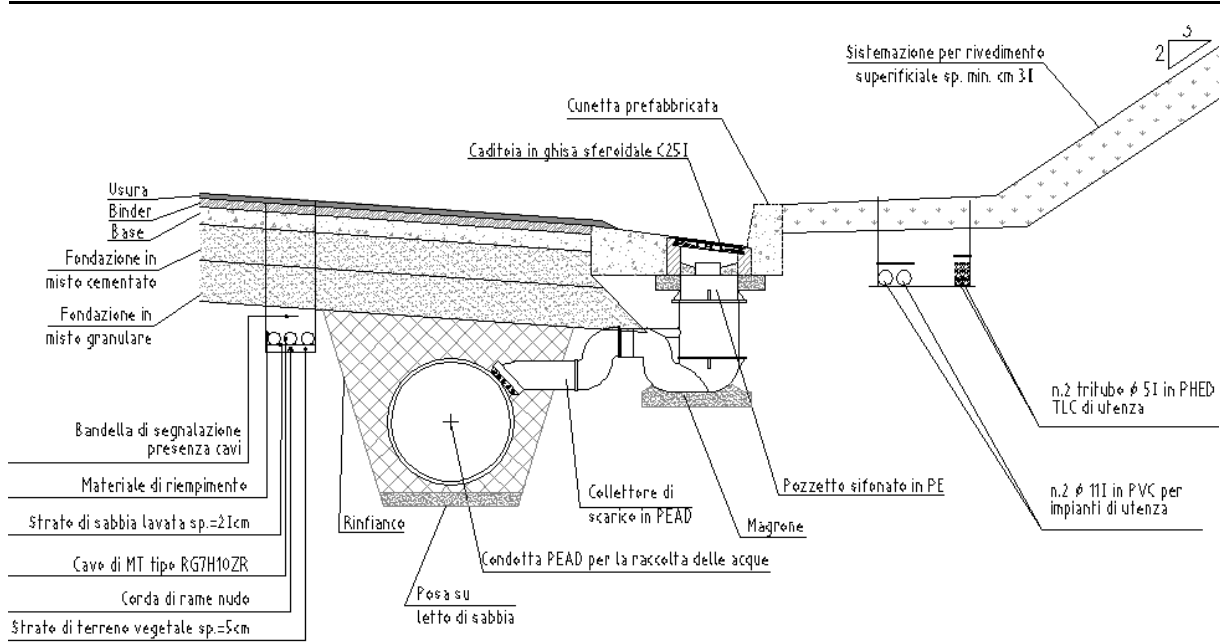


Fig. 4.5 Sistema di drenaggio in trincea in corrispondenza del pozzetto sifonato

5 **Analisi pluviometrica**

Le condizioni più critiche, che il sistema idraulico oggetto di studio deve essere in grado di affrontare, sono relative a:

- massima portata che la rete di drenaggio deve essere in grado di smaltire;
- massimo volume che i dispositivi di accumulo e laminazione devono essere in grado di immagazzinare.

Tali condizioni critiche si verificano rispettivamente quando:

- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine dei minuti (pari al tempo di corrivazione del sottosistema idraulico in esame);
- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine delle ore.

L'analisi pluviometrica è stata perciò svolta sia per precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci), sia per precipitazioni di durata oraria.

Sono stati reperiti presso gli enti preposti della Regione Veneto e della Provincia Autonoma di Trento i dati pluviometrici di numerose stazioni meteorologiche site in prossimità del bacino imbrifero del torrente Astico. Dopo un primo screening dei dati sono state individuate le stazioni con un numero sufficiente di dati per la successiva analisi statistica. Le serie storiche delle piogge utilizzate sono relative alle seguenti stazioni:

Tab. 5.1 Stazioni pluviometriche

Regione Veneto - ARPAV	Provincia Autonoma di Trento
Asiago aeroporto	Bieno
Brustole Velo d'Astico	Borgo Valsugana
Castagna Arsiero	Centa San Nicolò
Contrà doppio Polesine	Costa Brunella
Lusiana	Lavarone
Molini Laghi	Levico Terme
Monte Summano	Telve
Passo Xomo Posina	Tenna
Recoaro	
Valli del Pasubio	

L'individuazione della stazione pluviometrica da assumere come riferimento per il dimensionamento del sistema di drenaggio e degli impianti di trattamento inerenti alla presente progettazione verranno trattati nei paragrafi successivi.

5.1 I dati pluviometrici

La valutazione delle portate che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata effettuata con opportuni metodi di trasformazione afflussi-deflussi, che consentono di associare ad una determinata grandezza idrologica un'assegnata probabilità di accadimento a partire da eventi pluviometrici caratterizzati dalla medesima probabilità.

Volendo determinare le portate che comportano la crisi del sistema di drenaggio, si deve fare prima una premessa sulla durata dei diversi eventi. Gli eventi meteorici sono convenzionalmente suddivisi in:

- eventi di breve durata, i cosiddetti scosci; essi hanno una durata mediamente inferiore all'ora e sono caratterizzate da forte intensità e perciò sviluppano elevate portate alla sezione di chiusura del bacino idrografico;
- eventi di lunga durata; essi hanno una durata superiore all'ora hanno minore intensità ma sviluppano elevati volumi alla sezione di chiusura del bacino idrografico;

Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi pluviometrici vengono utilizzate le curve di possibilità pluviometrica (CPP), elaborate a partire dalle registrazioni di altezza di pioggia effettuate nella stazione pluviometrica.

Le due tipologie di eventi meteorici descritti in precedenza hanno caratteristiche differenti; le piogge di breve durata mettono in crisi il sistema di drenaggio che fa parte delle opere di urbanizzazione, mentre quelle di lunga durata mettono in crisi i sistemi di laminazione.

Lo scopo dell'elaborazione statistica dei dati è la determinazione dei coefficienti a (mm/hⁿ) e n che compaiono nelle equazioni di possibilità pluviometrica:

$$h = a * t^n$$

dove: h = altezza di pioggia in mm

t = tempo di pioggia in ore

Il concetto di rischio idraulico è quantificato dal tempo di ritorno T_r , definito come l'inverso della frequenza media probabile del verificarsi di un evento uguale o maggiore, ossia il periodo di tempo nel quale un certo evento è mediamente uguagliato o superato.

$$T_r = 1 / [1-F(x)]$$

L'equazione di possibilità pluviometrica fornisce, per un fissato tempo di pioggia t , il massimo valore di h nel periodo pari al tempo di ritorno T_r e viene utilizzata, nei modelli afflussi-deflussi, per la determinazione della portata afferente all'area interessata.

5.2 *Analisi statistica*

La regolarizzazione statistico-probabilistica, impiegata per il calcolo dei tempi di ritorno, è stata eseguita facendo riferimento alla distribuzione del valore estremo EV1 o di Gumbel. Tale legge si basa sull'introduzione di un'ipotesi relativa al tipo di distribuzione dei più grandi valori estraibili da più serie costituite da osservazioni tra loro indipendenti.

La probabilità di non superamento di un valore x è descritta dalla seguente funzione:

$$F(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x-u)))$$

dove α e u sono da stimarsi sulla base di un certo numero di campioni significativi e la $F(x)$ è legata al tempo di ritorno secondo la già riportata relazione:

$$Tr = \frac{1}{(1 - F(x))}$$

Implementando queste equazioni è possibile determinare i parametri α ad u della curva di Gumbel.

5.3 *Curva di possibilità pluviometrica*

L'analisi statistica permette di ottenere altezze di pioggia h solo pari a quelle riportate negli annuali idrologici, che nel caso in esame sono 1, 3, 6, 12, 24 ore. Per intervalli di durata intermedi il valore di h può essere calcolato con un'interpolazione utilizzando la legge di potenza (funzione del tempo di ritorno) già riportata al Paragrafo 5.1

$$h = a * t^n$$

Nel caso in esame è necessario ricavare la curva per Tr pari a 25 e 50 anni. Il primo viene generalmente utilizzato per il dimensionamento delle opere di drenaggio delle acque di piattaforma associato agli scrosci, mentre sul secondo vengono calcolati i volumi dei bacini di laminazione basandosi sulle piogge orarie.

5.4 *Scelta della stazione pluviometrica*

Prendendo in considerazione le stazioni pluviometriche che interferiscono con il tracciato autostradale, sono state messe a confronto le diverse curve di possibilità climatica inerenti agli eventi meteorici considerati critici (scrosci). In particolare sono stati paragonati eventi di pioggia caratterizzati da tempi di ritorno rispettivamente di 25 e 50 anni. Da queste

comparazioni si sono valutate la curva che a parità di durata di precipitazione forniscono un'altezza di pioggia maggiore.

Come si può vedere nell'immagine riportata in seguito, le stazioni considerate, i cui topoietai interferiscono con il tracciato autostradale, sono:

- Costabrunella
- Castagna Arsiero
- Brustele Velo d'Astico
- Monte Summano

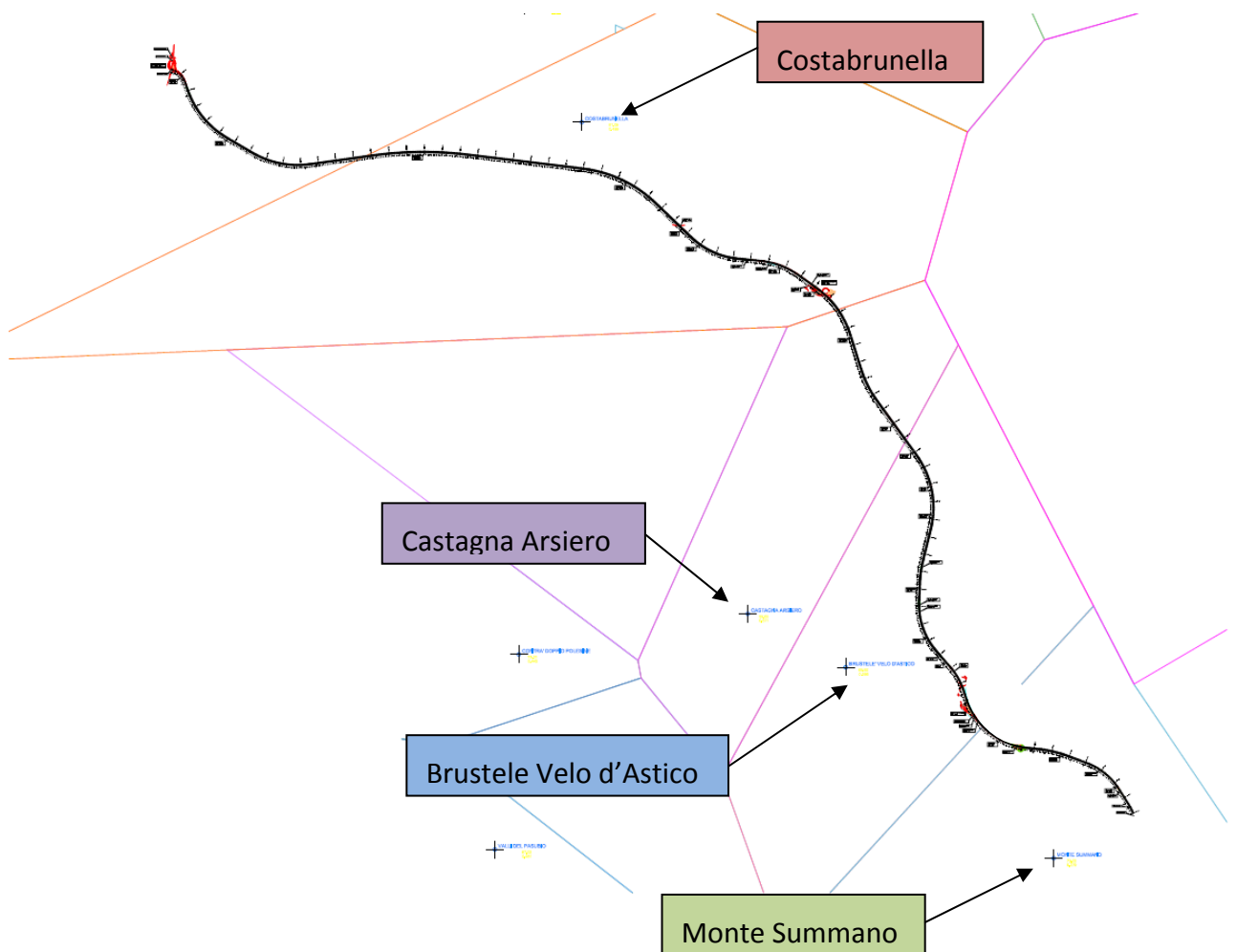


Fig. 5.1 Stazioni interferenti con il tracciato stradale

Tab. 5.2 Parametri delle curve di possibilità pluviometrica riguardanti gli scrosci

STAZIONI CONSIDERATE	TR 25		TR 50	
	a	n	a	n
BRUSTELE VELO D'ASTICO	64.21	0.610	72.07	0.636
COSTABRUNELLA	40.24	0.413	51.04	0.396
MONTE SUMMANO	68.97	0.560	77.61	0.574
CASTAGNA ARSIERO	55.06	0.572	61.43	0.582

Vengono di seguito riportate le curve di possibilità climatica ricavate dai dati pluviometrici di ciascuna stazione.

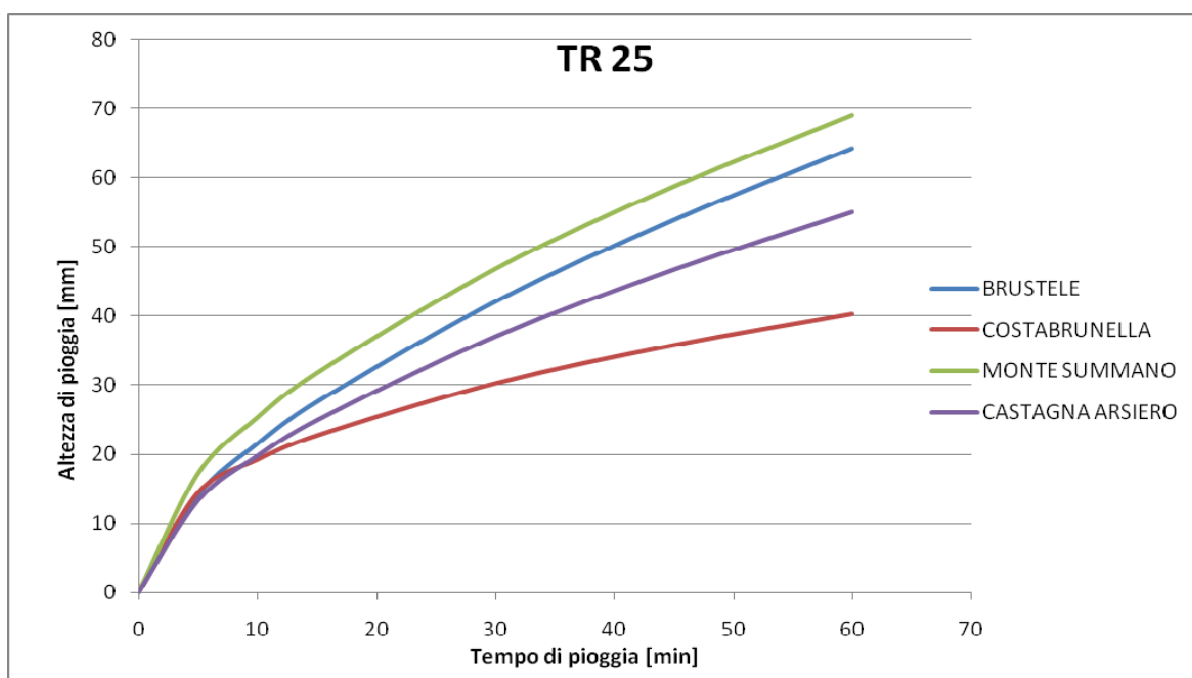


Fig. 5.2 Curve di possibilità pluviometriche con tempo di ritorno pari a 25 anni

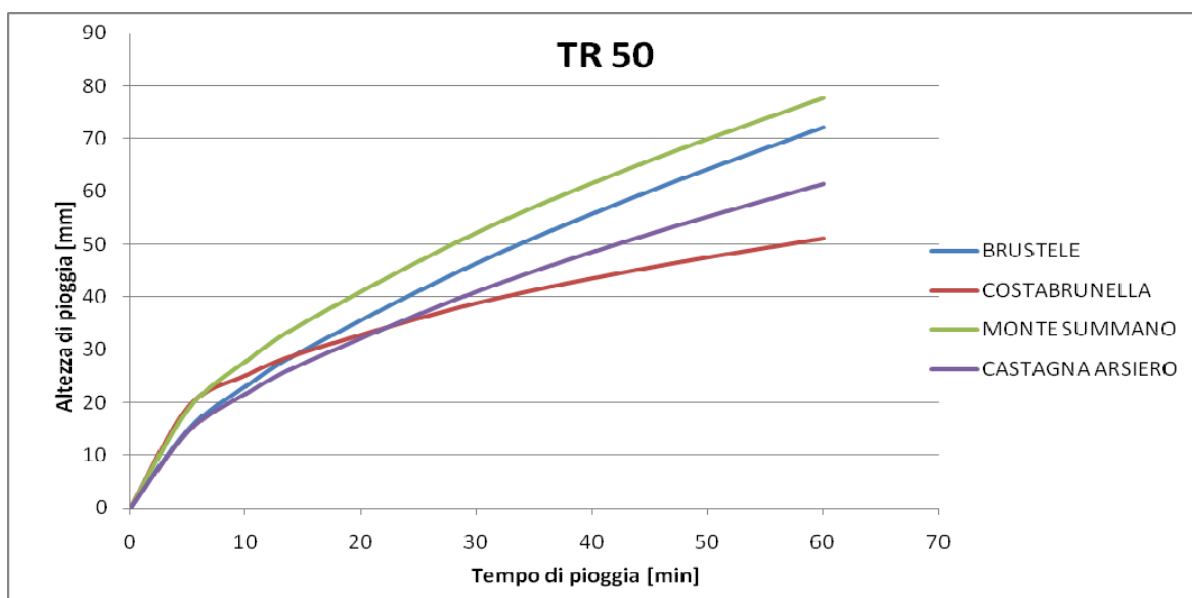


Fig. 5.3 Curve di possibilità pluviometriche con tempo di ritorno pari a 25 anni

Come si può notare la stazione di Monte Summano è quella che fornisce un'altezza di pioggia maggiore a parità di durata di precipitazione; pertanto poiché questa stazione garantisce le condizioni più sfavorevoli è quella che verrà adottata come di riferimento per la presente progettazione.

5.5 Stazione di Monte Summano. Piogge orarie

Per tempi di pioggia orari l'Arpa Veneto fornisce i seguenti valori dei parametri a ed n.

Tab. 5.3 Parametri curva possibilità pluviometrica della stazione di Monte Summano (fonte Arpav)

	Tr25 [anni]	Tr50 [anni]
a [mm/h ⁿ]	59.3	64.2
n	0.334	0.336

Tali parametri verranno utilizzati per il dimensionamento dei bacini di laminazione (Tr 50) e delle canalette (Tr 25), previo determinazione dei coefficienti pluviometrici per gli scrosci.

5.6 Stazione di Monte Summano. Piogge brevi

Come detto precedentemente il sistema di drenaggio viene messo in crisi da piogge intense e di breve durata dette scrosci. L'Arpa Veneto in questo caso ha fornito anche i dati riguardanti gli scrosci che vengono riassunti nei parametri a e n riportati in seguito.

Tab. 5.4 Parametri curva possibilità pluviometrica della stazione di Monte Summano (fonte Arpav)

	Tr25 [anni]	Tr50 [anni]
a [mm/h ⁿ]	68.97	77.61
n	0.560	0.574

6 Criteri per il dimensionamento del sistema di drenaggio

6.1 Tempi di ritorno da adottare

Il concetto di rischio idraulico è quantificato dal tempo di ritorno T_r , definito come l'inverso della frequenza media probabile del verificarsi di un evento maggiore, ossia il periodo di tempo nel quale un certo evento è mediamente eguagliato o superato.

$$T_r = 1 / [1 - P(h \leq H)]$$

Dimensionamento e verifica idraulica di tutte le opere con tempo di ritorno come da tabella seguente:

- drenaggio della piattaforma stradale dell'asse principale (cunette, tubazioni, ecc.) $T_r=25$ anni;
- drenaggio della piattaforma stradale delle strade secondarie (cunette, tubazioni, ecc.) $T_r=10$ anni;
- fossi di guardia dell'asse principale $T_r=50$ anni;
- fossi di guardia delle strade secondarie $T_r=25$ anni;
- impianti di sollevamento $T_r=25$ anni;
- impianti in galleria $T_r=100$ anni.

6.2 Calcolo del coefficiente di deflusso

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tab. 6.1 Coefficienti di deflusso

Tipo di pavimentazione	Coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	1.00
Scarpate erbose	0.60
Superfici a verde piane	0.30
Fosso di guardia	1.00

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Il valore relativamente elevato assunto per le superfici erbose è giustificato dalla notevole pendenza delle scarpate.

Detto ϕ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori ϕ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \phi_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

6.3 Tempi di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura il tempo di corrivazione è dato da:

$$\tau_c = \tau_e + \tau_r$$

Dove: τ_e è il tempo di entrata in rete, ovvero il tempo di scorrimento nei bacini elementari di ingresso al manufatto di captazione;

τ_r è tempo di rete, ovvero il tempo di transito all'interno del collettore di raccolta, sia esso tubazione che fosso di guardia.

Per il calcolo del tempo di corrivazione e dei due elementi che lo compongono si è optato per l'utilizzo dell'espressione fornita da Mambretti e Paoletti (v. CSDU – Sistemi di fognatura Manuale di progettazione – Hoepli).

- Calcolo del tempo di accesso alla rete

L'espressione proposta fornisce il tempo di accesso in secondi, da valutarsi per i sottobacini drenanti dalle singole caditoie, tramite la seguente espressione:

$$\tau_e = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 0.5 \cdot l}{s^{0.375} \cdot (a \cdot \varphi \cdot S)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

dove:

l è la massima lunghezza del deflusso superficiale del sottobacino [m];

s è la pendenza media del sottobacino [m/m];

S è la superficie del sottobacino [ha];

φ è il coefficiente di afflusso del sottobacino;

a ed n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, con a espresso in mm/hⁿ.

- Calcolo del tempo di rete

Il tempo di rete risulta essere stimabile con la seguente formula:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{1.5 \cdot v_{ri}}$$

con:

L_i lunghezza dell' i -esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame [m];

v_{ri} velocità di moto uniforme della corrente transitante nella i -esima tubazione con altezza pari al diametro interno della stessa (moto a sezione piena).

6.4 Calcolo delle portate di progetto

Gli eventi di pioggia più onerosi dal punto di vista della portata prodotta sono risultati essere quelli di durata inferiore all'ora (scrosci).

Il metodo razionale fornisce la seguente formula per il calcolo del coefficiente udometrico:

$$u = \frac{\phi \cdot h}{\tau}$$

dove:

- ϕ è il coefficiente di deflusso;
- h è l'altezza di precipitazione;
- τ è la durata della precipitazione.

La precedente relazione può essere riscritta anche come:

$$u = \phi \cdot a \cdot t^{n-1}$$

dove:

- ϕ è il coefficiente di deflusso;
- a, n sono i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- τ è la durata della precipitazione;

e nella quale:

$$j = a \cdot t^{n-1}$$

è l'intensità di precipitazione.

Determinato il coefficiente di deflusso u , la portata Q sarà pari a :

$$Q = u \cdot S$$

in cui S è la superficie scolante.

Per il dimensionamento dei collettori basta impostare nelle relazioni, la condizione:

$$\tau = \tau_c$$

ovvero che la durata della precipitazione sia pari al tempo di corrivazione, condizione che,

sulla base del metodo razionale adottato, consente di massimizzare il valore della portata di deflusso per un evento meteorico di assegnato tempo di ritorno.

Alla portata idrologica così determinata si è aggiunta in testa ad ogni collettore un portata pari a 40 l/s che tiene conto del contributo di un possibile sversamento accidentale.

Poiché il tracciato di progetto si estende in tratti caratterizzati da zone prettamente montane e quindi maggiormente soggette a possibili nevicate, il sistema di smaltimento soggetto della presente relazione è stato volontariamente sovradimensionato per poter drenare un eventuale contributo aggiuntivo in termini di portata dovuto allo scioglimento della neve stessa nonostante solitamente tale contributo è trascurabile rispetto al contributo dovuto ad un evento critico creato dalle precipitazioni. Pertanto l'utilizzo di coefficienti di deflusso elevati (1 per le pavimentazioni e 0,6 per el scarpate, contro rispettivamente 0.9 e 0.4), i bassi gradi di riempimento delle condotte (70% al massimo) e la portata aggiuntiva di 40 l/s per gli sversamenti accidentali, fanno sì che il sistema di drenaggio nasconda al suo interno degli ampi margini di sicurezza in grado di assorbire l'eventuale contributo derivante dallo scioglimento della neve.

6.5 Dimensionamento della canaletta grigliata

Le acque defluenti dalla piattaforma stradale vengono raccolte lateralmente da una canaletta in PE-HD con copertura grigliata disposta parallelamente all'asse autostradale. La canaletta è interrotta, a prefissata distanza, da un pozzetto sifonato che cattura la portata fluente per avviarla alla sottostante tubazione in PEAD mediante uno scarico di collegamento realizzato con tubazione in PVC.

L'elemento prefabbricato costituente la canaletta ha forma rettangolare mentre il pozzetto è caratterizzato da uno scarico laterale con tubo PVC ϕ 200 mm.

Per la verifica idraulica delle canalette è necessario determinare la portata massima defluente dalla superficie stradale in caso di pioggia; il fenomeno di deflusso è retto dall'accoppiamento delle equazioni di continuità e delle equazioni del moto, che compongono un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali, noto come equazioni di De Saint Venant.

In letteratura esistono diverse formule, alcune delle quali di derivazione sperimentale, che forniscono la soluzione esatta delle equazioni con alcune semplificazioni ("teoria dell'onda cinematica"), per una superficie scolante interessata da pioggia netta di intensità costante

nel tempo e nello spazio, partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissione nella sezione iniziale.

Tali formule hanno come incognita l'altezza y del velo liquido in corrispondenza del ciglio stradale; una delle più note è quella proposta in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory:

$$y = 0.0474 \cdot \sqrt{L \cdot j} \cdot I^{0.2}$$

Essendo:

- y l'altezza del velo liquido in mm;
- j l'intensità di precipitazione in mm/h riferita alla durata di pochi minuti (5-6 min);
- L la lunghezza del percorso dell'acqua;
- I la pendenza della strada lungo la linea di corrente.

La pendenza I e la lunghezza L del percorso della corrente sono legate alla geometria della sede stradale, in particolare alla sua larghezza e alla sua pendenza longitudinale e trasversale.

Nel caso in esame la livelletta stradale risulta mediamente piuttosto modesta (0,2% – 0,8%) con alcuni tratti addirittura sub-orizzontali e solo pochi tratti con pendenze longitudinali superiori all'1%, mentre la pendenza trasversale risulta nei tratti rettilinei pari a 2,5%.

Nel caso specifico il calcolo dell'altezza massima del velo liquido risulta di scarso interesse in quanto è previsto il rifacimento della pavimentazione stradale con asfalto drenante in grado di contenere entro valori di sicurezza tale altezza.

In ogni caso, adottando i valori di a ed n della curva di possibilità climatica con tempo di ritorno $T=25$ anni, e ipotizzando una durata dello scroscio pari a 2-3 minuti, si ottiene una intensità di precipitazione j ; essendo inoltre la larghezza della carreggiata pari a b , con pendenza trasversale i_t e assumendo una pendenza longitudinale i_l , risulta un'altezza massima del velo liquido (in assenza teorica di asfalto drenante) pari a y_{max} .

La portata specifica per unità di lunghezza è pari a:

$$q_o = \Phi \cdot j \cdot b$$

Da cui risulta (considerando un coefficiente di afflusso $\Phi = 1,0$) una portata specifica q_o [l/s/m].

La capacità di assorbimento della griglia di copertura, che dipende dalla tipologia della griglia e dalla sua larghezza effettiva, viene preso dal manuale tecnico delle griglie impiegate; se tale valore risulta superiore alla portata specifica in ingresso la griglia è in grado di intercettare l'acqua in arrivo.

La canaletta si comporta, da un punto di vista idraulico, come un canale collettore di portate distribuite lungo il suo percorso con portata entrante costante per unità di lunghezza; poiché l'immissione è normale alla direzione del moto (quindi l'energia posseduta è di fatto dissipata all'atto della consegna alla canaletta), l'energia necessaria al moto deve essere acquistata con un sovrizzo del pelo libero a monte.

La soluzione del problema si ottiene con l'applicazione del teorema della quantità di moto in forma

globale alla massa compresa tra la sezione di monte (m) e quella di valle (v) distanti L; è possibile in questo modo ottenere l'altezza di monte y_m quando sia nota l'altezza di valle y_v .

Tale relazione si semplifica notevolmente nel caso della canaletta in oggetto in quanto nella sezione di valle la corrente defluisce con altezza critica y_c verso il pozzetto sifonato; si ha quindi, indicando con b la larghezza del canale rettangolare:

$$y_v = y_c = \left[\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{q_o \cdot L}{b} \right)^2 \right]^{1/3}$$

L'altezza di monte, con l'ipotesi, a favore di sicurezza, di pendenza longitudinale nulla $i = 0$, risulta

semplicemente pari a:

$$y_m = \sqrt{3} \cdot y_c$$

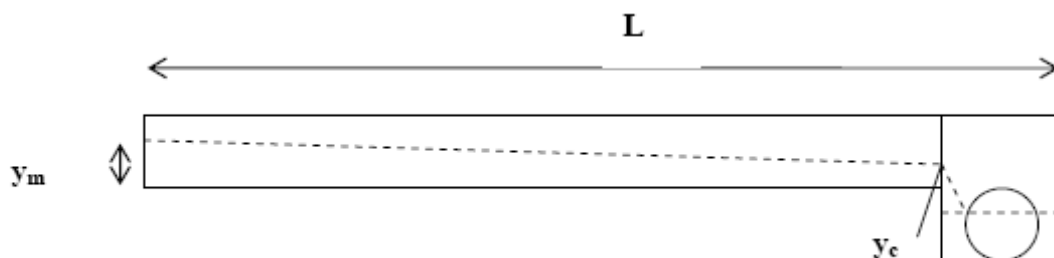
Volendo tenere in considerazione anche le perdite continue J lungo il tratto di lunghezza L si ha, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler, con $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$:

$$J = 0.85 \cdot \frac{g}{K_s^2 \cdot y_c^{1/3}}$$

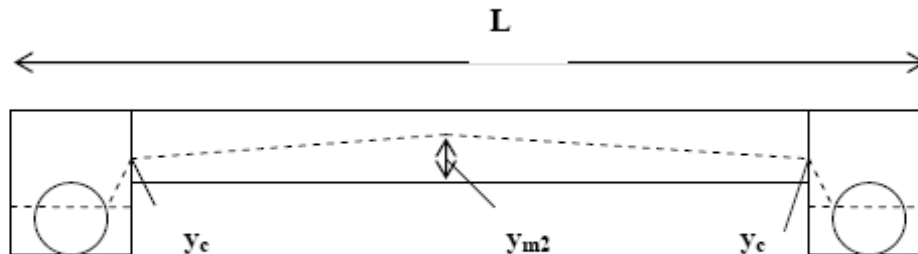
Da cui le perdite di carico Δh sullo sviluppo totale L risultano:

$$\Delta h = L \cdot J$$

Tutte le considerazioni precedenti sono valide per uno schema della canaletta con un solo scarico all'estremità, come sinteticamente illustrato nello schema seguente:



In realtà la canaletta ha due scarichi alle estremità con interasse pari a L, come di seguito indicato:



In questo caso, si può dimostrare che $y_{m2} = 0,63 y_m$.

Nota quindi la portata specifica q_0 , la larghezza della canaletta b , e imponendo una altezza massima del tirante idrico y_{m2} pari all'altezza interna della canaletta, si ottiene l'interasse L per lo scarico delle camerette che solitamente in via cautelativa si pone l'interasse per i pozzetti sifonati pari a $15 m$.

Bisogna infine verificare che lo scarico dei pozzetti sifonati, costituito da una tubazione PVC $\phi 200$ mm sia in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua dopo l'uscita dal pozzetto avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera e può essere correttamente assimilato al moto in un pluviale.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,35$$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,60$$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari a circa 20 cm (15 cm di altezza utile della canaletta + circa 4 cm dovuti alla particolare geometria del pozzetto sifonato), si ha che la capacità di smaltimento Q della tubazione PVC $\phi 200$ mm, nelle condizioni peggiori di funzionamento, risulta pari a Q ; se esso risulta superiore alla portata massima da smaltire $Q_{max} = q_0 L$ allora lo scarico risulta verificato.

6.6 Dimensionamento delle caditoie

Il dimensionamento della caditoia riguarda la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito per il caso più sfavorevole, che è quello di una caditoia sola nella sezione, come avviene per le sezioni in curva.

Il problema relativo al calcolo della lunghezza "L" da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata "Q10" è stato affrontato nell'ipotesi di moto gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa sia posata con aperture ortogonali al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza "l" con un carico "y", l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \times l^2 \times y^2} = \text{cost.}$$

dalla quale, posto $q = Q / l$ e sapendo che:

$$q = y \times \sqrt{2g \times (H - y)}$$

si deduce l'espressione che consente di determinare, per $y = 0$, la lunghezza "L" da assegnare alla grata:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times C \times p} \times \left[\sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 3 \times \sqrt{\frac{y_0}{H} \times \left(1 - \frac{y_0}{H}\right)} \right]$$

in cui:

H energia specifica sulla grata;

y_0 battente idrico nella sezione iniziale di ingresso alla grata;

C coeff. di contrazione (assunto pari a 0,50);

p frazione efficace dell'area della griglia, rapporto tra la superficie totale delle fessure e la superficie complessiva della grata.

La lunghezza H da assegnare alla caditoia, o più precisamente alla grata della caditoia, si determina sulla base della larghezza della caditoia l, del carico sulla caditoia γ_0 e della frazione p efficace dell'area della griglia.

E' possibile calcolare anche "l'efficienza frontale" della caditoia come rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}}$$

dove b è la larghezza della cunetta.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però necessario che sia soddisfatta la condizione

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

dove v è la velocità di deflusso nella carreggiata, calcolata come precedentemente con la formula di Gauckler-Strickler.

Il rendimento della caditoia, pari al rapporto tra la portata frontale effettivamente captata e quella in arrivo è pertanto massimo e pari ad 1.

All'efficienza frontale, va sommata "l'efficienza laterale", che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come

$$E_1 = Q_2/Q = 1 - E_0 = 1$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1 = 1$ l/s.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}}$$

dove J è la pendenza trasversale della carreggiata.

La portata totale captata dalla caditoia è allora pari alla somma del contributo frontale e di quello laterale.

6.7 Verifica delle condotte

La verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- Q è la portata;
- A è la sezione liquida;
- K_s è il coefficiente di Strickler;
- R_H è il raggio idraulico;
- i è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed una pendenza longitudinale i , si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è $K_s=85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, che il valore per le tubazioni in PEAD usurate. La verifica consisterà nel rispettare le condizioni dettate dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 11633 del 07/01/1974 contenente le istruzioni per la progettazione delle reti fognarie:

- $A_{rid} / A_c < 0,70$ il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,70; si è considerato un valore così basso in quanto tali condotte con il tempo e durante gli eventi di minore intensità possono essere soggette a fenomeni di deposito di inerti.
- $0,60 < v_{eff} < 5,00 \text{ m/s}$ relazione valida per le fognature bianche e miste.

6.8 Fossi di guardia

E' prevista la realizzazione di due fossi di guardia posizionati ai lati della carreggiata, a ridosso dell'unghia del rilevato o della trincea. I fossi di guardia devono avere una capacità tale da contenere la totalità delle acque che defluiscono sia dalla piattaforma stradale che dalle scarpate e dai terreni limitrofi. Nel caso dei tratti in rilevato i fossi devono essere dimensionati pure per poter contenere le portate di seconda pioggia e convogliarle ai corpi idrici recettori. La superficie scolante nei fossi è data dalla larghezza della piattaforma stradale, dalle scarpate e dai terreni limitrofi scolanti verso il fosso, quando la piattaforma si trova in rilevato, e solo dai terreni limitrofi quando la piattaforma si trova in trincea.

Per il dimensionamento del fosso si ipotizza di essere nel caso in rilevato con altezza dal piano campagna della sede stradale di 10 m (oltre la quale è plausibile pensare l'asse viario sia in viadotto) e si assume che nei fossi scolino i deflussi provenienti da un fascia di terreno di larghezza pari a 10 m, con coefficiente di deflusso 0.30.

Ipotizziamo altresì di essere in un tratto in rettilo e di considerare pertanto lo scolo all'interno del fosso della sola semicarreggiata presente dalla parte del fosso stesso; essendo questa una superficie impermeabile il coefficiente di deflusso assunto è pari a 1.

L'altezza di pioggia con tempo di ritorno pari a 50 anni, assunto un tempo di corrivazione $t_c = 5$ minuti, si valuta pari a h_{50} .

Il volume meteorico che i fossi di guardia dovranno invasare per ogni chilometro di strada è pari a:

$$V_F = h_{50} \cdot (10 \cdot 1.5 \cdot 0.6 + 2.5 \cdot 0.6 + 10 \cdot 0.3 + 12.5 \cdot 1) \cdot 1000 [m^3 / km]$$

La sezione del singolo fosso di guardia dovrà quindi avere un'area minima di:

$$A_{MIN} = V_F / 1000 [m^2]$$

Con questi valori si può procedere a determinare la sezione del fosso corretta.

6.9 Dimensionamento delle cunette

Il dimensionamento che occorre effettuare per determinare il passo degli scarichi per le sezioni in rilevato deve prima passare del calcolo di quanta portata si riesce a trasportare sul ciglio della piattaforma senza rischiare che vi sia invasione della sede stradale da parte della linea d'acqua. Il calcolo idraulico delle cunette si può svolgere utilizzando le formule di moto uniforme con riferimento alla portata Q che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due punti di captazione della portata.

La portata massima Q_c transitante nella cunetta potrà essere calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, assumendo:

$A = b^2 j / 2 :$	area liquida nella cunetta
$R_h = b j / 2$	raggio idraulico
$i =$	pendenza longitudinale media della strada
$Q = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A$	portata transitabile a moto uniforme secondo Gauckler - Strickler

dove "b" è la larghezza della cunetta e "j" la sua pendenza trasversale, come mostrato nella figura sottostante.

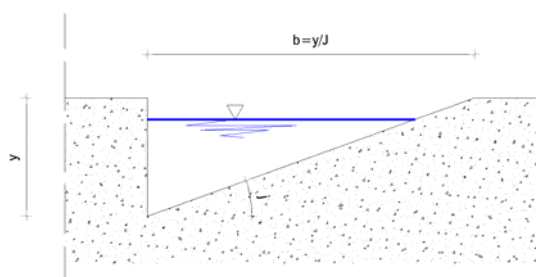


Fig. 6.1 Cunetta

La portata "Qc" calcolata in questo modo dovrà essere maggiore o uguale alla portata "Q(T=25anni)" che defluisce dalla carreggiata.

Ipotizzando l'interasse tra gli scarichi di primo tentativo si ottiene la portata idrologica massima che permette di stabilire se la portata riesce a transitare nella cunetta senza invadere la piattaforma.

Bisogna infine verificare che lo scarico, costituito da un pluviale di diametro $D=150$ mm sia in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua dopo l'uscita dalla sede stradale avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,35$$
$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,60$$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari al massimo livello trattenuto nella cunetta, si può determinare la capacità di smaltimento Q della tubazione di scarico, che se superiore alla massima portata da smaltire verifica lo scarico stesso.

6.10 Embrici

Le acque di seconda pioggia vengono scaricate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro costituite dai classici embrici stradali. Si assume che tali embrici siano posizionati ad un interasse di 15 m in corrispondenza dei pozzetti grigliati per la raccolta della portata di prima pioggia; in questo modo, la portata massima che l'embrice dovrà essere in grado di evacuare è Q (T=25anni) [l/s]. In caso di particolari esigenze geometriche, gli embrici potranno essere posizionati ad una mutua distanza inferiore a 15 m; in questo caso, evidentemente, la portata che li investirà sarà minore.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

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

con "Cq" coefficiente di portata pari a 0.35, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice. L'embrice risulta essere verificato quando la portata massima che l'embrice è in grado di evacuare supera la portata sfiorata.

6.11 Scarichi degli impalcati

Si ipotizza di utilizzare dei pluviali di diametro $D=150$ mm posizionati a passo costante pari a 15 m l'uno dall'altro. Si deve ora verificare che siano in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua dopo l'uscita dalla sede stradale avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,35$$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

con $C_q=0,60$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h , si ottiene la capacità di smaltimento Q della tubazione di scarico nelle condizioni peggiori di funzionamento; se essa risulta essere superiore alla massima portata idrologica da smaltire, $Q(T=10\text{anni})$, lo scarico risulta verificato.

6.12 Dimensionamento degli impianti di sollevamento

Il motore elettrico, con cui è equipaggiata ogni pompa dell'impianto di sollevamento, durante l'avviamento può essere caratterizzato da una coppia non molto grande e da un assorbimento di corrente notevolmente elevato. È quindi necessario, per assicurare una lunga durata dei motori elettrici, che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento ed il successivo, essendo il servizio da svolgere intermittente. Ciò da modo agli avvolgimenti di dissipare il calore prodotto dalla corrente di spunto. Il risultato si ottiene, oltre che con determinati accorgimenti costruttivi per le pompe, dimensionando opportunamente la capacità delle vasche di raccolta.

Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza. Nelle stazioni equipaggiate con più pompe sono possibili due sequenze di attacco-stacco delle pompe: una sequenza, chiamata "sequenza 1", prevede l'attacco di ogni pompa quando il livello dell'acqua raggiunga nella vasca una prefissata quota e il suo stacco quando il livello scenda fino a quello per il quale è previsto l'avviamento della pompa che opera al livello inferiore; l'altra, definita "sequenza 2", prevede ancora l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta. Le due sequenze di funzionamento sono rappresentate graficamente nella figura sottostante.

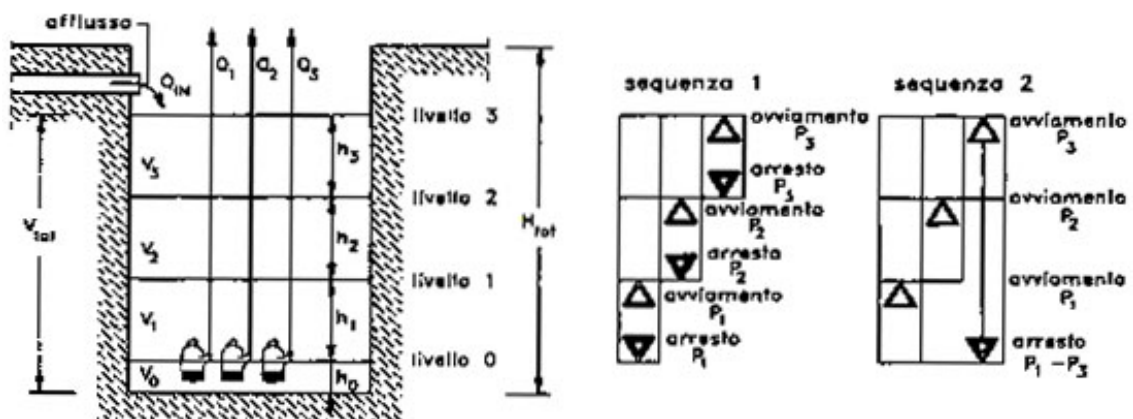


Figura - Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

Per il progetto degli impianti di sollevamento da provvedere nella vasca di accumulo si è scelta la sequenza 2, la quale consente di assegnare il minor volume alla vasca.

Per non appesantire al di là del necessario la trattazione, ci si limita a riportare le relazioni che consentono di fissare i volumi nel caso di un impianto con un numero di qualsivoglia pompe uguali, che è la condizione che si verifica nella maggioranza delle applicazioni.

Nella figura sottostante sono riportati, in maniera adimensionale, i volumi richiesti con la sequenza 1 e 2 per un numero di pompe uguali variabile da 1 a 5 . Nell'asse delle ordinate è riportato il valore del rapporto :

$$\sum_{i=1}^k V_i / V_1$$

dove:

$$V_1 = Tc_1 \cdot \frac{Q_1}{4}$$

è il volume d'invaso afferente alla prima pompa che attacca, con Tc1 e Q1 pari rispettivamente al tempo di ciclo ed alla portata sollevata dalla stessa pompa. Vi è invece il volume di invaso afferente alla i-esima pompa. Una volta definito il numero di pompe che si intendono installare, ed utilizzando l'abaco della figura sottostante, il calcolo del volume da assegnare al locale pompe è immediato.

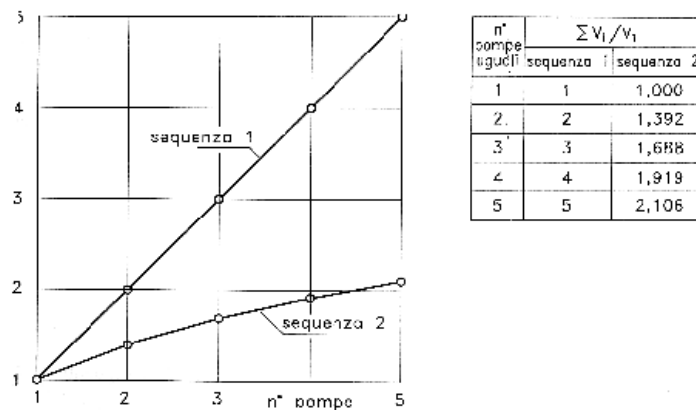


Figura – Abaco per l'assegnazione dei volumi utili utilizzando la sequenza di funzionamento 1 o 2 nel caso di pompe tutte uguali (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

Infatti tale volume sarà pari a:

$$V_{TOT} = \frac{\sum V_i}{V_1} \cdot V_1$$

dove il valore di $\sum_{i=1}^k V_i / V_1$

si legge dall'abaco sopra riportato, a seconda della sequenza di funzionamento scelta.

Stabilita la massima portata che affluisce alla vasca di raccolta, e che da questa deve quindi essere allontanata per sollevamento, è da stabilire tra quante pompe sia opportuno dividere la portata stessa. A parità di portata sollevata, fra due possibili impianti, quello con il maggior numero di pompe risulta generalmente più costoso, col vantaggio, però, di avere una mandata più regolare e di poter corrispondere al fabbisogno in maniera più puntuale. Gli impianti devono inoltre essere provvisti di almeno una pompa di riserva con caratteristiche pari alla pompa che solleva la maggiore portata.

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

E' noto che la prevalenza "ΔH" è definita dalla somma di due termini:

$$\Delta H = \Delta H_{geo} + \Delta H_f$$

dove: ΔH_{geo} è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

ΔH_f sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate

Il dislivello geodetico è dato dalla geometria del problema. Le perdite di carico si possono invece calcolare con le seguenti relazioni.

Per le perdite di carico continue si può usare una delle numerose formule presenti in letteratura, ad esempio la formula di Colebrook :

$$\Delta H_{fC} = J \cdot L = (\beta_c \cdot Q^2 \cdot D^{-5}) \cdot L$$

dove :

- L = lunghezza totale della tubazione
bC = valore della scabrezza della tubazione secondo Colebrook (da opportune tabelle)
Q = portata sollevata dalla pompa
D = diametro della tubazione

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

$$\Delta H_{fl} = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

K : coefficiente numerico di perdita di carico (da Tabella 2.V)

v : velocità nella condotta

Tabella – Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente K

Installazione	Coefficiente K
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30

6.13 Vasche di accumulo acque di prima pioggia

Criteri generali di dimensionamento

Il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, definita la pioggia di progetto, è stato condotto, per ciascun tratto in cui è stato suddiviso l'asse autostradale, facendo riferimento al tempo di corrivazione del bacino, cioè al tempo che intercorre tra l'istante in cui la pioggia cade nel punto idraulicamente più lontano e l'istante in cui la stessa transita attraverso la sezione di chiusura del bacino. Tale parametro può essere definito mediante la relazione:

$$t_c = t_e + t_r$$

in cui: t_e = tempo di entrata, cioè il tempo necessario all'acqua di pioggia per raggiungere il punto di captazione più vicino (caditoia) a partire dal punto di caduta più lontano;

t_r = tempo di scorrimento lungo i rami costituenti il percorso canalizzato (chiuso) più lungo del bacino.

essendo la velocità nei collettori di progetto definita secondo la citata relazione di Chezy.

Per quanto riguarda i valori da assegnare al parametro " t_e ", in mancanza di dati più precisi, si è fatto riferimento ai dati di letteratura, assegnando a " t_e " un valore pari a 5 minuti. Il volume da assegnare alle singole vasche di accumulo delle acque di prima pioggia è stato quindi determinato sulla base del tempo di corrivazione così definito, secondo la relazione di carattere generale:

$$Vol = \frac{h}{t_p} \times (t_e + t_r) \times A$$

in cui: h = altezza di precipitazione di progetto (5 mm)

t_p = durata della pioggia di progetto.

A = area scolante bacino

Dimensionamento vasche di accumulo

Definiti come sopra descritto i criteri generali di dimensionamento delle vasche di prima pioggia, è stato possibile definire i volumi da assegnare a ciascuna di esse, tenuto conto dell'estensione del bacino scolante e dello sviluppo dei collettori stradali di drenaggio. Le vasche sono state dimensionate in modo da assicurare la raccolta e l'accumulo di tutte le acque di prima pioggia cadute sul bacino afferente, con sfioro, invece, direttamente nel fosso di guardia delle acque di "seconda pioggia", cioè quelle che cadono ad avvenuto riempimento della vasca stessa.

Le vasche, di tipo prefabbricato, monolitiche, con dimensioni da 25, 50, 75, 100, 125 o 150 mc, realizzate in calcestruzzo armato, con soletta carrabile per carichi pesanti, sono disposte all'interno delle piazzole di sosta presenti lungo l'autostrada. Nella sezione immediatamente a monte delle vasche stesse è prevista la realizzazione del dispositivo di by-pass che consente di avviare direttamente al fosso di guardia le acque di seconda pioggia, una volta riempite le vasche di accumulo. Il controllo del livello ed in particolare la chiusura del collettore in ingresso è assicurato da un dispositivo a galleggiante che, alla chiusura, attiva un orologio a quadro. Lo svuotamento delle vasche è previsto a gravità, attraverso una tubazione con presa galleggiante chiusa da una elettrovalvola di intercettazione, la cui apertura è asservita ad un segnale di consenso proveniente dall'orologio a quadro. In questo modo si assicura uno svuotamento regolare, in un tempo compreso tra le 2 ore e le 8 ore circa, in funzione del volume utile d'invaso, con una portata media di scarico pari a ~ 5 l/sec per vasca, il tutto con un ritardo prestabilito rispetto al momento in cui la vasca si è riempita.

Le vasche sono state dimensionate per invasare la prima pioggia che può essere considerata come i 5 mm caduti nei primi 15 min di precipitazione. Indicativamente esse sono state posizionate ogni 800 metri.

Per la determinazione del volume di ciascuna vasca, si è valutata la superficie scolante ad essa relativa e moltiplicata per l'altezza di prima pioggia che, come descritto in precedenza, può essere assimilata a 5mm. Il volume così determinato è il minimo da garantire a ciascun sistema di vasche.

In seguito vengono riportati i volumi da invasare in ciascun sistema; laddove la sezione stradale permette di sdoppiare le vasche al di sotto di entrambi i cigli stradali i volumi sono stati equamente divisi.

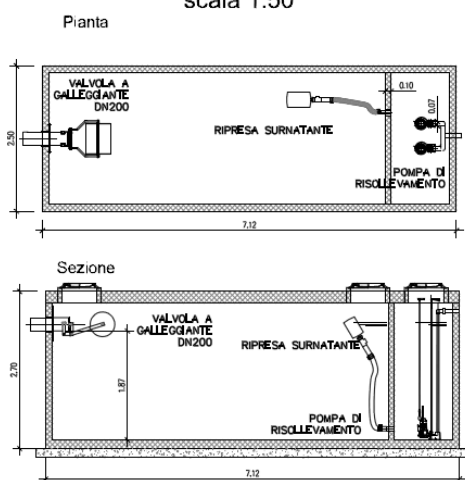
AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Vasca prima pioggia	Posizione	Progressiva iniziale	Progressiva finale	Lunghezza competenza	Numero vasche	A 1piogg	Volume 1piogg	Q 1a pioggia
	-	-	-	m	-	m ^q	mc	l/s
1_N/1_S	0	0	800	800	2	14380	71.9	79.9
2_N/2_S	800	800	1650	850	2	14285	71.4	79.4
3_N/3_S	1650	1650	2800	1150	2	19303	96.5	107.2
4_N/4_S	4600	3850	4550	700	2	9350	46.8	51.9
5_N/5_S	5050	4550	6250	1700	2	21250	106.3	118.1
6_N/6_S	6250	6250	6950	700	2	9725	48.6	54.0
7_N/7_S	6950	6950	7400	450	2	7189	35.9	39.9
8_S	8650	8650	9100	450	1	14378	71.9	79.9
9_S	9800	9800	10100	300	1	9585	47.9	53.3
10_N/10_S	12250	12250	12450	200	2	2500	12.5	13.9
11_N/11_S	14350	14000	14700	700	2	9998	50.0	55.5
12_N/12_S	18250	18250	18750	500	2	6973	34.9	38.7
13_N/13_S	18750	18750	19300	550	2	7771	38.9	43.2
14_N/14_S	19900	19500	21100	1600	2	22396	112.0	124.4
15_N/15_S	23000	23000	23300	300	2	4200	21.0	23.3
16_N/16_S	39050	38350	39050	700	2	9500	47.5	52.8
SV_1	5750	-	-	-	1	19972	99.9	111.0
SV_2	18600	-	-	-	1	13050	65.3	72.5
SV_3	39050	-	-	-	1	18852	94.3	104.7

Nella tabella riportata in seguito sono indicate le vasche utilizzate e i volumi disponibili in ciascun impianto. La vasca denominata "1" è quella caratterizzata da un volume utile interno pari a 25 mc mentre la vasca "2" ha un volume utile pari a 50 mc.

NUMERO IMPIANTO	PROGRESSIVA	TIPO VASCHE	VOLUME DISPONIBILE (mc)
1_NORD / 1_SUD	0+000	1+2	75
2_NORD / 2_SUD	0+650	1+2	75
3_NORD / 3_SUD	1+650	2+2	100
4_NORD / 4_SUD	4+600	2	50
5_NORD / 5_SUD	5+050	1+2+2	125
6_NORD / 6_SUD	6+100	2	50
7_NORD / 7_SUD	6+950	2	50
8_SUD	8+650	1+2	75
9_SUD	9+800	2	50
10_NORD / 10_SUD	12+275	1	25
11_NORD / 11_SUD	14+350	2	50
12_NORD / 12_SUD	18+350	2	50
13_NORD / 13_SUD	18+700	2	50
14_NORD / 14_SUD	19+900	1+2+2	125
15_NORD / 15_SUD	22+950	1	25
16_NORD / 16_SUD	39+050	2	50
SVINCOLO_1	5+800	2+2	100
SVINCOLO_2	18+600	1+2	75
SVINCOLO_3	39+050	2+2	100

VASCA DI PRIMA PIOGGIA TIPO 1 (25 mc)
scala 1:50



VASCA DI PRIMA PIOGGIA TIPO 2 (50 mc)
scala 1:50

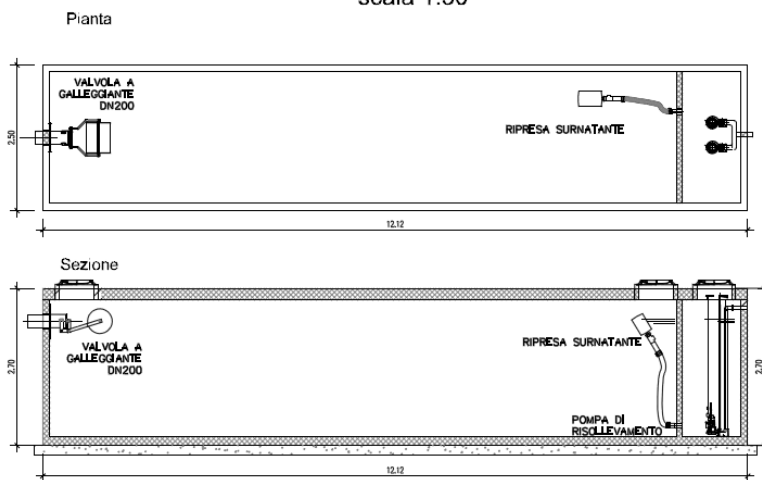


Fig. 6.2 Tipologico vasche di prima pioggia

Nella tabella sottostante evidenzia, per ciascun sistema di vasche di prima pioggia, il corrispondente impianto di trattamento nel quale recapiterà la portata trattata.

<i>Impianto di trattamento</i>	<i>Vasca prima pioggia</i>
A_NORD/A_SUD	1_N/1_S
A_NORD/A_SUD	2_N/2_S
A_NORD/A_SUD	3_N/3_S
B_NORD/B_SUD	4_N/4_S
B_NORD/B_SUD	5_N/5_S
B_NORD/B_SUD	6_N/6_S
B_NORD/B_SUD	SVINCOLO 1
C	7_N/7_S
C	8_S
C	9_S
C	10_N/10_S
D	11_N/11_S
E_NORD/E_SUD	12_N/12_S
E_NORD/E_SUD	13_N/13_S
E_NORD/E_SUD	14_N/14_S
E_NORD/E_SUD	15_N/15_S
E_NORD/E_SUD	SVINCOLO 2
F_NORD/f_SUD	16_N/16_S
F_SUD	SVINCOLO 3

Collettori di scarico vasche di prima pioggia

Vengono in seguito riportati i criteri generali per il dimensionamento:

- Condotte a gravità

Per quanto riguarda il dimensionamento delle condotte a gravità che collegano le vasche di accumulo delle acque di prima pioggia e l'impianto di fitodepurazione terminale (*collettori di scarico*), si è fatto uso della nota relazione di Chezy:

$$V = C \times \sqrt{R_H \times i_f}$$

in cui: C = coeff. di scabrezza;
R_H = raggio idraulico della condotta;
i_f = pendenza di fondo della condotta.

La scabrezza da assegnare alle condotte è stata stimata con la relazione di Gaukler-Strickler:

$$C = K_s \times R_H^{(1/6)}$$

- Impianti di sollevamento e condotte in pressione

Per i calcoli idraulici di dimensionamento dei collettori funzionanti in pressione, si è partiti dall'ipotesi di moto in regime permanente, stimando le perdite di carico continue, funzione delle caratteristiche geometriche dei collettori stessi (diametro e lunghezza) e delle portate fluenti, mediante la nota formula di Darcy-Weisbach:

$$i = \frac{f}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

dove: f = coeff. di scabrezza;
D = diametro della condotta;
V = velocità
i = perdite di carico

Il valore del coeff. di scabrezza "f" in condizioni di esercizio correnti è stato calcolato utilizzando la relazione di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2,00 \times \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{e/D}{3,71} \right)$$

dove: Re = numero di Reynolds (funzione della velocità e della viscosità cinematica del fluido);

e = scabrezza assoluta della condotta, assunta pari a 0,10 mm, in considerazione dell'impiego di tubazioni in materiale plastico (PEad PN 10).

Le perdite di carico localizzate in corrispondenza di brusche variazioni di sezione, curve, apparecchiature di intercettazione (saracinesche ecc.) e ritegno sono state definite invece mediante la relazione:

$$\Delta H_c = \xi \times \frac{v^2}{2g}$$

dove: ΔH_c = perdita di carico localizzata;

v = velocità nella condotta di mandata;

ξ = coefficiente di perdita di carico localizzata

I valori di " ξ ", per le diverse singolarità idrauliche considerate (imbocco, sbocco, curva a 90°, saracinesca, valvola di ritegno ecc.) sono stati determinati sulla base dei dati correnti di letteratura.

Per il dimensionamento di ciascun impianto di progetto, sono state quindi acquisite le seguenti caratteristiche funzionali:

- *dislivello geodetico minimo (riferito alla quota terreno)*
- *dislivello geodetico massimo (riferito alla quota terreno)*
- *diametro esterno (D_e) e spessore della condotta premente*
- *sviluppo della condotta premente*

Definito così il dislivello geodetico da superare, la prevalenza manometrica totale delle elettropompe è stata determinata mediante la relazione:

$$H = \Delta Z + (i \times L) + \sum \Delta H_c = \Delta Z + \Delta H_{tot}$$

essendo: ΔZ = dislivello geodetico massimo;

ΔH_{tot} = perdite di carico totali (continue e localizzate) per le diverse portate sollevate

La scelta delle elettropompe sommergibili è stata dettata, oltre che dal valore della portata da sollevare, dall'esigenza di prevedere macchine di grande affidabilità e caratterizzate da giranti ad ampio passaggio libero.

Il dimensionamento del pozzo di alloggiamento delle elettropompe sommergibili è stato infine basato imponendo un numero massimo di avvii / ora (per ciascuna pompa) pari a 8 (otto). In queste ipotesi il volume utile *minimo* da assegnare a ciascuna pompa, all'interno del pozzo di sollevamento, è stato calcolato mediante la formula:

$$V_u = \frac{Q_p \times T_c}{4}$$

dove: V_u = volume utile del pozzo;
 T_c = tempo di ciclo (intervallo di tempo tra due soste della pompa);
 Q_p = portata sollevata dalla pompa.

Nota la geometria del pozzo di sollevamento, la profondità da assegnare allo stesso è stata definita dalla relazione:

$$H_u = \frac{V_u}{(B \times L)}$$

dove: H_u = profondità (altezza utile) del pozzo;
 V_u = volume utile del pozzo;
 B = larghezza del pozzo;
 L = lunghezza del pozzo.

Dimensionamento collettori di scarico ed impianti di sollevamento

A valle del sistema di raccolta ed accumulo delle acque di prima pioggia è prevista la realizzazione della sezione di trasferimento e trattamento delle acque accumulate. Da ogni vasca ha origine una condotta in PVC, di piccolo diametro (\varnothing 250 – 315 mm), che assicura lo svuotamento delle vasche di accumulo stesse in 48 ore ca., rispettando così i tempi prescritti dalla normativa di riferimento in merito laddove prevede che il trattamento delle acque di prima pioggia *“deve attuarsi per eventi meteorici che si succedono a distanza, l'uno dall'altro, non inferiore a 48 ore”*. Il funzionamento del suddetto collettore è di tipo misto, a volte a gravità ed a volte con sollevamento meccanico, in funzione dell'altimetria del corpo autostradale e degli attraversamenti presenti; in particolare, il superamento di numerosi attraversamenti idraulici e stradali è previsto attraverso l'inserimento di sollevamenti meccanici, parte *“di linea”* e parte con condotta di mandata in pressione, costituiti da un manufatto di tipo prefabbricato, in calcestruzzo armato.

Le elettropompe previste sono del tipo con girante a canali; la scelta è stata dettata, oltre che dal valore della portata massima da sollevare, dall'esigenza di prevedere macchine di elevata affidabilità, con buoni valori del rendimento totale e caratterizzate da giranti ad ampio passaggio libero.

Per quanto riguarda invece le dimensioni interne nette da assegnare alle vasche di alloggiamento delle elettropompe, si è stabilito che il "*tempo di ciclo*", cioè l'intervallo di tempo che intercorre tra due successivi avviamenti delle pompe, sia pari a 450 sec, corrispondente a 8 avvii/ora. Si prevede inoltre di utilizzare pozzi di pompaggio aventi dimensioni interne nette di m 1,50 x 1,50.

Stazione di sollevamento semplici come quelle di progetto devono avere un sistema di controllo il più semplice possibile, per assicurare un'elevata affidabilità di esercizio. Gli impianti previsti saranno pertanto controllati mediante un set di galleggianti, con soglie di allarme e di intervento, per il comando delle sequenze di avvio e arresto delle pompe. Le pompe sono state progettate per un numero massimo di 8 avvii / ora, valore del tutto accettabile per pompe sommergibili da fognatura.

Un cambio regolare automatico tra le pompe sarà assicurato da un dispositivo di funzionamento alternato. Il quadro di comando in BT, predisposto per il telecontrollo, è previsto in corrispondenza del punto di allaccio della rete elettrica, alloggiato entro un armadio stradale in PRFV. Saranno predisposti contatti galvanicamente puliti alla morsettiera del quadro, per il telecontrollo dei seguenti segnali:

- *guasto pompa.*
- *massimo livello nel pozzo della stazione di sollevamento.*

7 **Ciclo di trattamento**

I cicli di trattamento sono costituiti da un impianto di sollevamento iniziale che consente alla portata meteorica da trattare di accedere alla successiva disabbatura e disoleazione. Al termine di questa prima fase comune a tutti gli impianti si possono trovare due differenti trattamenti. La prima, ossia quella utilizzata in maniera più frequente, prevede la realizzazione di un bacino di fitodepurazione suddiviso a sua volta in un bacino a “lemna” e in uno a “canneto”. Qualora non vi sia la possibilità di realizzare un bacino di fitodepurazione la laminazione avverrà all’interno di vasche in calcestruzzo e il trattamento di affinamento eseguito in un’apposita vasca con filtri a carboni attivi.

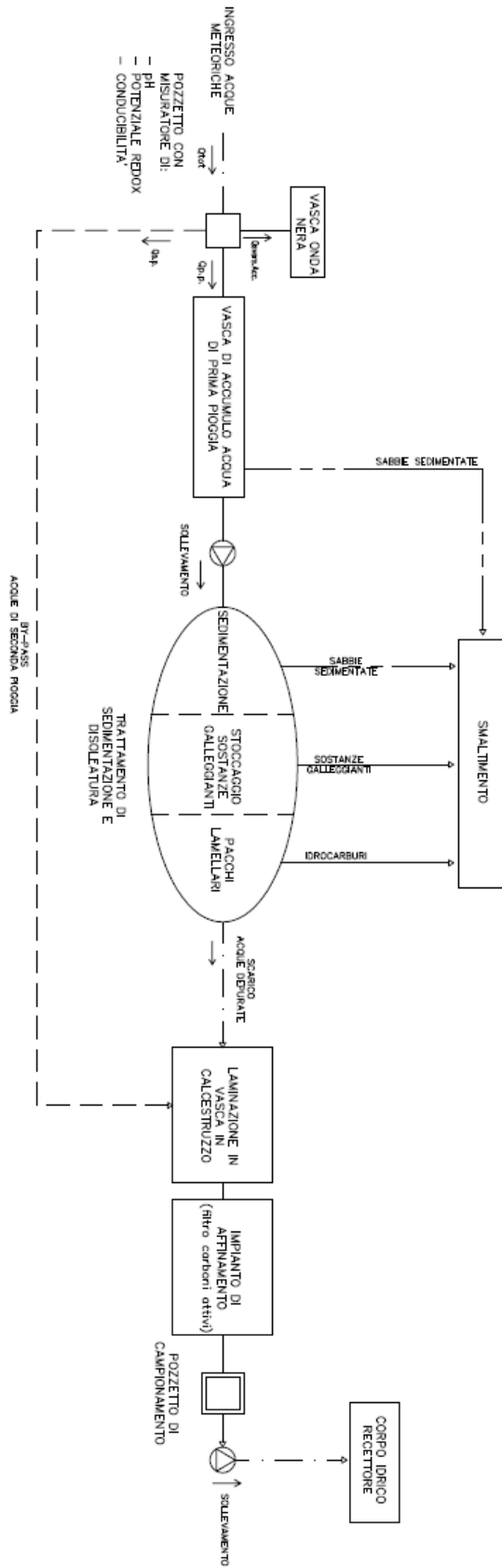
NOME IMPIANTO	PROGRESSIVA	TIPO DI TRATTAMENTO
A_NORD / A_SUD	0+000	bacino di fitodepurazione
B_NORD / B_SUD	5+500	bacino di fitodepurazione
C	7+050	vasca in cls con filtro carboni attivi
D	14+350	bacino di fitodepurazione
E_NORD / E_SUD	18+550	bacino di fitodepurazione
F_NORD	39+050	bacino di fitodepurazione
F_NORD	39+050	vasca in cls con filtro carboni attivi
F_SUD	39+050	vasca in cls con filtro carboni attivi

L’impianto di trattamento B_SUD, poiché ricade all’interno di una zona di esondazione del Torrente Astico (valutata considerando un evento caratterizzato da una portata con tempo di ritorno pari a 200 anni), sarà adeguatamente arginato.

Per quanto riguarda l’impianto F_NORD poiché non sarà possibile eseguire tutta la laminazione all’interno dell’area interclusa nello svincolo, parte di essa verrà effettuata all’interno di una vasca di laminazione in calcestruzzo.

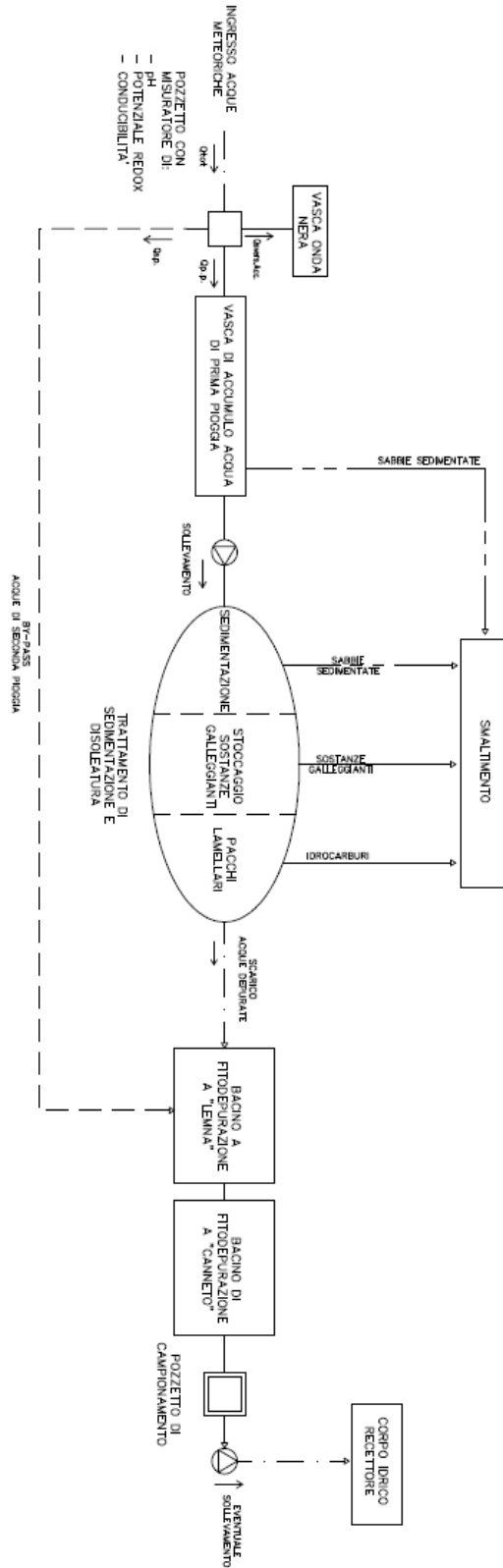
In seguito vengono riportati i diagrammi di flusso delle due tipologie di impianti di trattamento previsti in questa progettazione.

Impianto di trattamento con laminazione in vasca in calcestruzzo e filtro a carboni attivi



Impianto di trattamento con bacino di fitodepurazione

7.1



Pozzetto di by pass e di controllo sversamenti accidentali

L'acqua raccolta dalla piattaforma stradale viene convogliata verso un pozzetto che funge sia da by-pass che da controllo per gli sversamenti accidentali. La funzione di by pass è garantita da un sistema sfiorante che permette all'acqua di seconda pioggia di essere indirizzata direttamente verso il bacino di fitodepurazione, mentre a quella di prima pioggia di essere invasata all'interno delle vasche.

Il sistema di controllo sversamento accidentale proveniente da dilavamento di piattaforme stradali è costituito dal seguente comparto:

- Vasca di deviazione del flusso in ingresso all'accumulo sversamenti accidentali

Ogni impianto è costituito da una vasca di forma parallelepipedica monoblocco con carrabilità pesante dotata di :

- Strumentazione per la misura on-line della conducibilità delle acque da inviare al trattamento
- Strumentazione per la misura on-line del pH delle acque da inviare al trattamento
- Strumentazione per la misura on-line del potenziale redox delle acque da inviare al trattamento
- Paratoia automatizzata

Tale apparecchiatura consentirà, in maniera completamente automatica e on-line, ovvero in continuo, di rilevare le caratteristiche principali delle acque da inviare al trattamento. Se tali acque presentassero caratteristiche tali da rientrare entro limiti utilizzati per la progettazione dell'impianto di trattamento, verrebbero automaticamente caricate all'impianto per gravità; qualora tali caratteristiche fossero fuori tali da limiti, "acque fuori specifica", eventualità dovuta ad eventi accidentali quali sversamenti, ecc, verrebbero automaticamente deviate, a mezzo di installazione di paratoia di intercettazione munita di attuatore elettrico, al comparto di stoccaggio temporaneo "vasca onda nera" per la loro successiva caratterizzazione e smaltimento.

Per deviare i flussi anomali alla vasca onda nera si ricorre all'installazione di una paratoia di intercettazione munita di attuatore di comando elettrico. La paratoia sarà realizzata con telaio costruito con profilati acciaio elettrosaldati, scudo in lamiera di acciaio con nervature di rinforzo elettrosaldate. Il comando della paratoia avverrà in maniera completamente automatica, attraverso un attuatore posto su apposita mensola in acciaio al carbonio. Tale soluzione permette eventualmente di estendere in futuro il controllo e la gestione degli

interventi a distanza. È prevista in ogni modo la possibilità di intervenire anche manualmente, attraverso apposito pulsante di emergenza, sulla apertura o chiusura della paratoia di intercettazione e/o di intervenire manualmente attraverso volantino di emergenza installato direttamente sull'attuatore elettrico della paratoia.

7.2 Sollevamento iniziale

In testa all'impianto è prevista la costruzione di un impianto di rilancio, in grado di sollevare le acque da trattare ad una quota idonea a consentire il successivo deflusso a gravità lungo le diverse sezioni di trattamento.

Il recapito della condotta di mandata dell'impianto di sollevamento iniziale è costituito dal dissabbiatore/disoleatore; ciò consente di realizzare il medesimo manufatto in gran parte fuori terra, evitando così anche i problemi di stabilità di quest'ultimo, legati alle sottospinte della falda freatica presente che, come risulta dalle indagini geologiche effettuate, si pone ad una quota di ~ 1,50 – 2,00 m dal p.c.

Il dimensionamento dell'impianto si sviluppa secondo quanto già esposto nel paragrafo relativo alle condotte di scarico in pressione, facendo riferimento alla citata relazione di Darcy-Weisbach:

$$i = \frac{f}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

dove: f = coeff. di scabrezza;
D = diametro della condotta;
V = velocità
i = perdite di carico

e calcolando il coeff. di scabrezza "f" in condizioni di esercizio correnti con la relazione di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2,00 \times \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{e/D}{3,71} \right)$$

ed adottando ancora un valore della scabrezza assoluta della condotta "e" pari a 0,10 mm (tubazioni in materiale plastico PEAD - PN 10). Definito infine il dislivello geodetico da superare, la prevalenza manometrica totale delle elettropompe è stata determinata mediante la relazione:

$$H = \Delta Z + (i \times L) + \sum \Delta H_c = \Delta Z + \Delta H_{tot}$$

essendo: ΔZ = dislivello geodetico massimo;

ΔH_{tot} = perdite di carico totali (continue e localizzate) per le diverse portate sollevate

L'impianto sarà equipaggiato da n° 1+1 elettropompe centrifughe sommergibili (una in esercizio ed una di riserva), con funzionamento alternato e con sequenze di avvio/arresto comandate da interruttori a galleggiante.

Il dimensionamento del pozzo di alloggiamento delle elettropompe sommergibili è stato ancora basato imponendo un numero massimo di avvii / ora (per ciascuna pompa) pari a 8 (otto), determinando così il volume utile *minimo* mediante la formula:

$$V_u = \frac{Q_p \times T_c}{4}$$

dove: V_u = volume utile del pozzo;

T_c = tempo di ciclo (intervallo di tempo tra due soste della pompa);

Q_p = portata sollevata dalla pompa.

Definita la geometria del pozzo di sollevamento, in calcestruzzo armato, di tipo prefabbricato, monolitico, la profondità da assegnare allo stesso è stata definita dalla relazione:

$$H_u = \frac{V_u}{(B \times L)}$$

dove: H_u = profondità (altezza utile) del pozzo;

V_u = volume utile del pozzo;

B = larghezza del pozzo;

L = lunghezza del pozzo.

Al valore strettamente indispensabile al funzionamento delle pompe, determinato con la relazione citata, è stata aggiunta l'altezza minima di ricoprimento della girante della pompa (~0,30 m) ed un franco di 0,20 m rispetto allo scorrimento del collettore in ingresso.

7.3 Trattamento di disabbatura e disoleatura

Il trattamento di disabbatura e disoleatura è stato dimensionato in maniera tale da garantire una efficace separazione tra sabbie, che devono sedimentare e sostanze grasse che devono invece flottare per essere separate attraverso un dispositivo raschiatore di superficie. Il manufatto è previsto in calcestruzzo armato, realizzato in opera, a sezione rettangolare, con una zona centrale di aerata ed una zona laterale di calma. L'impianto dovrà essere realizzato in elementi prefabbricati con calcestruzzo auto compattante qualità minima C50/60 B6 XA2T resistente alle sostanze chimiche senza fabbisogno di trattamenti tipo resina epossidica o altro. Il calcestruzzo dovrà inoltre essere ad altissima resistenza ai solfati per resistere alle acque aggressive e ad alto contenuto salino.

Il volume teorico minimo da assegnare alla vasca è stato determinato facendo riferimento ad tempo di ritenzione idraulica (*H.R.T.*) di almeno 5 minuti sulla portata massima di progetto, valore leggermente superiore a quello strettamente necessario per l'abbattimento delle sabbie in sospensione, ma che consente di attuare anche una parziale pre-aerazione, utile soprattutto in vista dell'eventuale successivo trattamento di fitodepurazione.

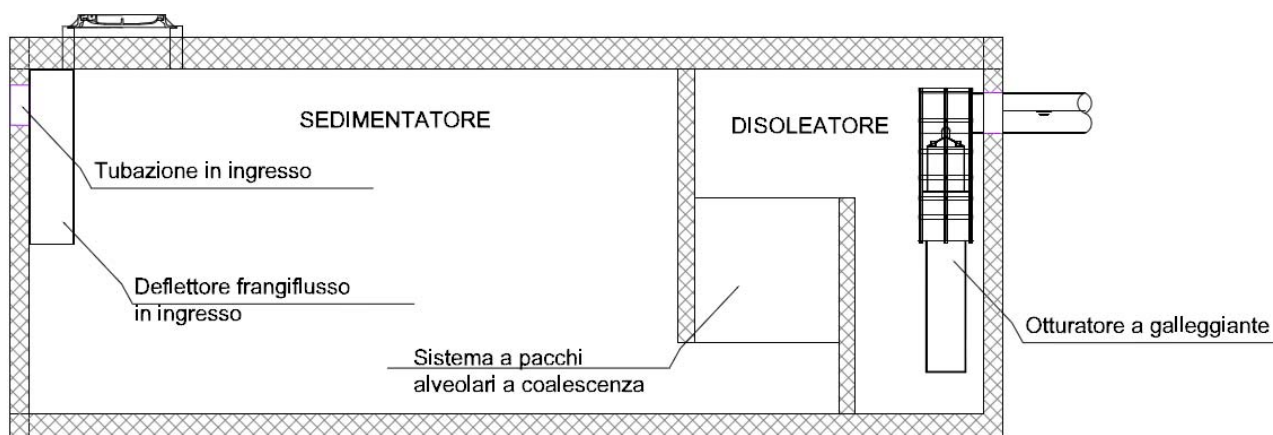


Fig. 7.1 Tipologico vasca di sedimentazione e disoleazione

7.4 Trattamenti successivi

Filtro a carboni attivi

L'acqua dopo aver subito i processi per l'abbattimento dei solidi sedimentabili e dei solidi sospesi è diretta nel settore di filtrazione per il trattamento completo; l'acqua passa attraverso i filtri e viene raccolta nelle tubazioni in uscita.

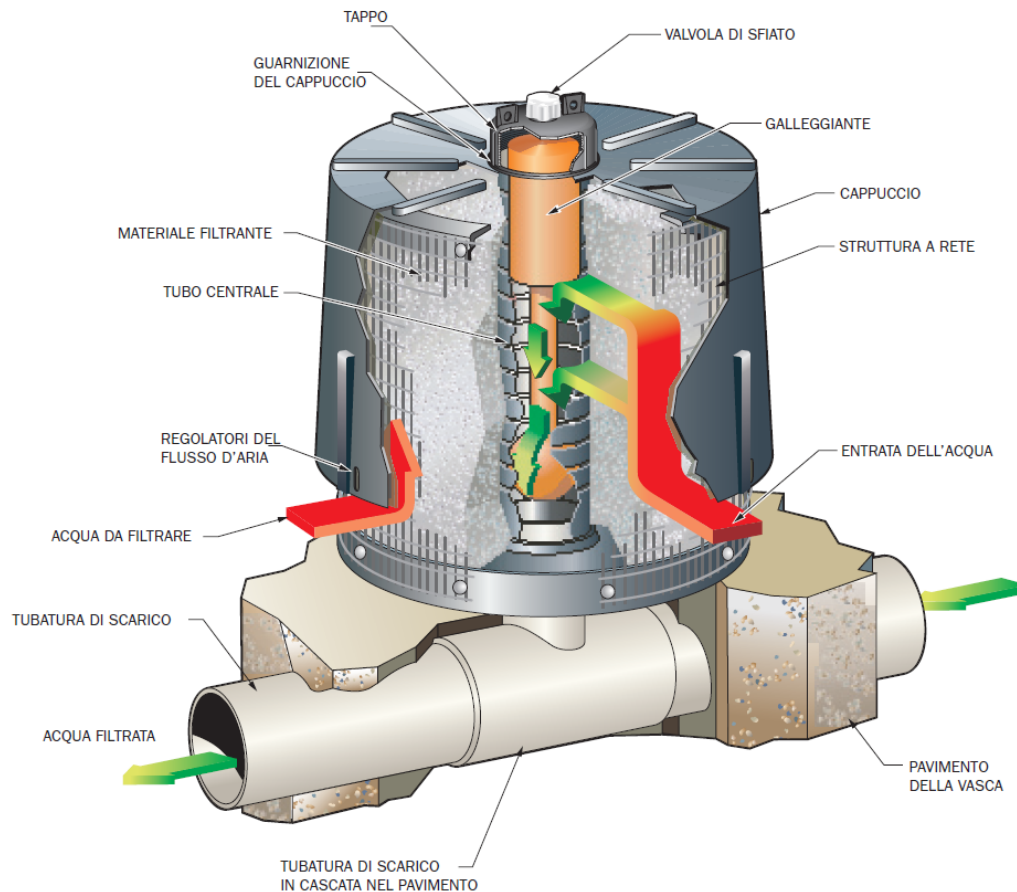


Fig. 7.2 Schema del filtro a carboni attivi

Durante l'evento di pioggia l'acqua viene filtrata radialmente attraverso la cartuccia e ne riempie il tubo centrale dove è posto il galleggiante di chiusura dello scarico; all'aumentare del livello d'acqua l'aria contenuta nel filtro viene man mano espulsa attraverso un'apposita valvola presente sulla sommità della cartuccia. Quando il tubo centrale è riempito il galleggiante si porta in posizione di apertura permettendo all'acqua trattata di essere scaricata dal fondo della cartuccia nel sistema di raccolta. L'uscita dell'acqua filtrata fa sì che l'aria entri nella cartuccia, quindi la valvola si chiude e inizia un effetto sifone che trascina via l'acqua inquinata dall'intera superficie e volume del filtro. In tal modo è l'intera cartuccia che

filtra l'acqua durante l'evento meteorico, a prescindere dal livello dell'acqua presente nel comparto di filtraggio. Questo processo continua fin che il livello dell'acqua scende al di sotto dei regolatori di sfiato, quindi l'effetto sifone cessa e l'aria viene velocemente sospinta tra la parte interna dell'involucro della cartuccia e la parte esterna del filtro. Ciò crea una forte turbolenza tra le due superfici, con il conseguente rilascio dei sedimenti accumulati che vanno a depositarsi sul fondo dell'alloggiamento.

Vengono in seguito riportate le percentuali di abbattimento dei principali inquinanti che mostrano l'efficienza dei filtri.

Tab. 7.1 Percentuali di abbattimento degli inquinanti

	Range abbattimento
COD	87.5%
BOD	75.9%
Azoto totale	37.3%
Fosforo totale	57.1%
Solidi Sospesi	96.8%
Idrocarburi totali	84.4%
Ferro	94.3%
Zinco	85.3%
Piombo	64.3%

Bacino "Lemna"

Il sezione a "Lemna" è costituita da un bacino della profondità di ~ 2,00 m e circondata da un piccolo rilevato in argilla / argilla-limosa compattata, sporgente di 1,00 m ca. ed immerso per ~ 0,50÷1,00 m al di sotto del fondo del bacino. La funzione è quella di interrompere qualsiasi comunicazione sui piani orizzontali con le falde freatiche superficiali presenti o con lenti di sabbia che potrebbero caricarsi d'acqua in occasione di forti e perduranti precipitazioni.

Le pareti del bacino, per consentire il mantenimento di valori di scarpa relativamente elevati (superiori ad 1:1) sono realizzate con il procedimento di "terra armata", con interposizione di una geogriglia di rinforzo. Non si è ritenuto invece necessario ricorrere all'impiego di membrane impermeabili, saldate, in materiale plastico, quali quelle normalmente messe in opera per il fondo delle discariche, in quanto è ormai assodato e pacifico che il fondo di un bacino "Lemna" si impermeabilizza naturalmente dopo breve tempo di attività.

La cella è dimensionata in modo da garantire l'abbattimento della gran parte degli inquinanti (nutrienti e tossici).

Il bacino Lemna si presenta come uno specchio d'acqua di forma allungata, fittamente ricoperto di "lenticchia d'acqua" (la *lemna*). Lo strato vegetale superficiale è talmente fitto e denso che l'acqua non si vede. La profondità media adottata è di ~ 2,00 m; l'acqua transita nel bacino molto lentamente e le perdite di carico tra l'ingresso e l'uscita sono generalmente modestissime.

A completamento del suo ciclo vitale, la *lemna* sedimenta nel fondo ove fermenta e rilascia i nutrienti inorganici (in particolare azoto e fosforo) che aveva assorbito in fase di crescita, ma anche la sostanza organica che aveva sintetizzato (sintesi clorofilliana). Vengono lasciati anche i metalli essenziali e, in particolare, solfo in condizioni ridotte (l'ambiente del fondo è anaerobico), che facilmente reagisce coi metalli in soluzione per dare luogo a solfuri insolubili che si depositano nel fondo attribuendogli un caratteristico colore nerastro. Anche la frazione del materiale organico depositato che subisce umificazione partecipa alla cattura ed al sequestro dei metalli in soluzione, con processi fisici (adsorbimento) e chimici (formazione di complessi e chelati insolubili molto stabili).

Ai fini della depurazione, la *lemna* svolge una molteplicità di ruoli:

- è un "produttore primario" di sostanza organica necessaria a sostenere (dopo fermentazione) i processi biologici di denitrificazione;
- è un utilizzatore (quindi consumatore) di nutrienti, in particolare azoto e fosforo, che possono essere rimossi raccogliendo ed allontanando periodicamente la *lemna*;
- ossigena, tramite l'apparato radicale, lo strato più superficiale dell'acqua, favorendo così sia la bio-ossidazione che la bio-nitrificazione dei composti inquinanti;

- *consente la formazione di uno strato anossico tra gli strati anaerobici più profondi e lo strato ossico superficiale, atto a favorire la bio-denitrificazione dei nitrati e dei nitriti eventualmente presenti. La biodenitrificazione è anche favorita dal fatto che le sostanze organiche in soluzione che diffondono dal fondo (ove si creano per fermentazione) incontrano lo strato anossico prima di quello ossico (in superficie), così che la competizione nei confronti del substrato organico tra bio-denitrificazione e bio-ossidazione non ha modo di svilupparsi nello strato anossico (similitudine con i trattamenti terziari di depurazione con predenitrificazione).*
- *Impedisce il passaggio della luce solare al di sotto della superficie dell'acqua, quindi si oppone alla crescita di alghe che potrebbero intasare i successivi stadi di subinfiltrazione.*

Altri fattori importanti dovuti alla colonizzazione superficiale con la lemna sono:

- *l'impermeabilizzazione del fondo e delle pareti del bacino, da parte del materiale organico sedimentato ed umificato;*
- *l'opposizione alla sopravvivenza delle larve di zanzare, in seguito a completo e fitto ricoprimento della superficie dell'acqua;*
- *la capacità di ridurre (rispetto al caso di superficie libera) la temperatura dell'acqua nei periodi più caldi, quando un eccessivo riscaldamento può accelerare i fenomeni di fermentazione nel fondo fino a provocare la liberazione di solfuri in quantità tale da superare la capacità di ossidazione dello strato superficiale. Il conseguente fenomeno di emissione di odori nauseabondi può essere contrastato provvedendo ad una periodica raccolta della lemna, finalizzata a regolare il flusso di materiale putrescibile verso il fondo.*

L'elevata profondità dei bacini lemna consente inoltre di avere elevati tempi di permanenza dell'acqua in fitodepurazione, consentendo in particolare un forte abbattimento dei SS presenti;

L'ubicazione del bacino Lemna, all'interno delle aree destinate alla fitodepurazione, è mostrata nella tavola allegata al progetto, dove sono riportate anche le stradine di accesso per la manutenzione. Il bacino Lemna è collegato al bacino a sub-infiltrazione attraverso un filtro a ghiaia che consente all'acqua di affluire ed alimentare così il canneto stesso.

Il tempo di ritenzione idraulica (H.R.T.) adottato è compreso tra 0,20 e 0,35 giorni; la velocità media di deflusso nel bacino risulta invece compresa tra 0,005 e 0,003 m/s.

I bacini Lemna negli impianti di fitodepurazione consentono l'abbattimento delle seguenti sostanze:

- **Abbattimento dell'azoto ammoniacale**

Il liquame in ingresso contiene generalmente concentrazioni molto modeste di ammoniaca, quindi la modesta capacità dell'apparato radicale della Lemna di ossigenare l'acqua non dovrebbe comportare effetti negativi. E' possibile e molto agevole tarare la capacità nitrificante del bacino sostituendo il "giacinto d'acqua" alla Lemna, eventualmente compartimentando in "settori" il bacino stesso. In fase di avviamento si coltiverà il giacinto d'acqua in almeno uno dei settori, così da avere sempre disponibile l'essenza. Il giacinto d'acqua ha purtroppo il difetto di essere attivo in un arco di tempo (su base annua) notevolmente inferiore alla Lemna, quindi non si può sempre far conto sulla sua attività. L'abbattimento di ammoniaca previsto nel bacino Lemna è di almeno il 60% (*Bonomo, 1995*) del carico nei periodi di massimo carico.

- **Abbattimento dei fosfati**

Il liquame in ingresso ha un contenuto di fosfati sempre piuttosto modesto, l'abbattimento previsto nel bacino Lemna è di circa il 28%.

- **Abbattimento dei COD**

L'abbattimento dei COD avviene principalmente tramite la sedimentazione del materiale sospeso e tramite la chiariflocculazione delle sospensioni colloidali.

- **Abbattimento dei nitrati e nitriti:**

Il liquame entra nel bacino Lemna con difetto di substrato organico facilmente biodegradabile rispetto alle necessità stechiometriche per l'abbattimento dei nitrati. Nessun problema nasce, invece, sul versante delle condizioni ambientali: stato di anossia.

Alla richiesta di substrato organico si fa fronte tramite la fermentazione della Lemna che sedimenta a ciclo vitale concluso, quindi è lecito prevedere un abbattimento dell'azoto ossidato superiore al 60%. L'unico problema potrebbe nascere in occasione di temperature particolarmente rigide, per l'effetto combinato della diminuzione della velocità di bio-nitrificazione e di fermentazione del deposito organico di fondo. Non sono comunque prevedibili concentrazioni allarmanti di nitrati in uscita. Da aprile ad ottobre l'abbattimento può aumentare coltivando il giacinto d'acqua in alcuni settori, conseguendo così possibili rese di abbattimento fino a circa 0,56 gr/mq x d.

- **Abbattimento dei metalli**

Il bacino lemna è molto efficiente anche nell'abbattimento dei metalli, grazie alla conformazione del bacino, alla sua notevole profondità ed agli elevati tempi di ritenzione idraulica.

Bacino di sub-infiltrazione a flusso orizzontale

La seconda cella del trattamento di fitodepurazione (bacino a sub-infiltrazione – “canneto”) viene circondata da un arginello in argilla compattata simile a quella indicata per il bacino a lemna e con funzioni e ruoli analoghi.

Il fondo del bacino a flusso sub-superficiale è leggermente degradante verso il centro e si trova ad una quota compresa tra 0,80 m e 1,20 m dalla sommità del rilevato arginale perimetrale. La superficie occupata è suddivisa in due parti, una prima, collegata direttamente con il bacino lemna attraverso il filtro a ghiaia con profondità media di 0,80 m c. ed una seconda con profondità di poco inferiore e mediamente pari a 0,60 m. quest'ultima è collegata attraverso uno sfioro di troppo pieno con il fosso di guardia del rilavato autostradale.

Sull'intera superficie è steso uno strato di ghiaia lavata omogenea, sottesa da uno strato di 10- 15 cm di sabbia fine (eventualmente recuperata in situ in seguito all'esecuzione degli scavi), per uno spessore complessivo finale di 0,80 m o 0,60 m.

Durante lo scorticamento del terreno, necessario per preparare il letto di ghiaia, si avrà modo di verificare l'assenza di eventuali lenti di sabbia e di intervenire di conseguenza, rimuovendo la sabbia e sigillando il fondo con argilla compattata, così da garantire continuità spaziale di uno strato impermeabile argilloso.

La ghiaia nello stadio a sub-infiltrazione a scorrimento orizzontale viene conservata costantemente sommersa, quindi l'argilla del fondo è sempre espansa e bagnata, il che evita la formazione di crepe che potrebbero consentire percolamenti verso le falde superficiali. L'acqua che alimenta il bacino di sub-infiltrazione è comunque già in uno stato migliore di quello riscontrato nella falda freatica eventualmente presente.

Lo stadio di sub-infiltrazione è dimensionato per avere un bilancio tra l'acqua in ingresso e quella che persa per evapotraspirazione, per cui non si dovrebbe verificare lo scarico di acqua depurata in uscita dal bacino; tuttavia, considerato che, soprattutto durante la stagione invernale, le cinetiche biochimiche risultano notevolmente rallentate, è previsto

che, in corrispondenza del punto idraulicamente più lontano dalla sezione di alimentazione del bacino, sia disposta una condotta di "troppo pieno" in grado di far affluire al fosso di guardia l'acqua eventualmente in eccesso.

Considerato una porosità media del mezzo poroso saturo (ghiaia mista a sabbia) del 35 % ca. ed una conducibilità idraulica di 5.000 m/giorno, nota la sezione trasversale del bacino, è stato possibile calcolare il gradiente idraulico medio attraverso la relazione:

$$S = \frac{Q}{(K \times AT)}$$

dove: Q = portata trattata;
AT = area (trasversale) attraversata dal flusso idraulico;
K = conducibilità idraulica.

Il tempo di ritenzione idraulico medio (H.R.T.), tenuto conto della porosità del mezzo poroso saturo e quindi del volume utile, risulta compreso tra un minimo di 3,6 giorni (fitodepurazione 1) giorni ed un massimo di 4,35 giorni (fitodepurazione 3) giorni.

Per quanto riguarda la stima dell'abbattimento delle sostanze inquinanti in soluzione e che quindi non sono state rimosse per sedimentazione o adsorbimento, si è fatto riferimento ai dati di letteratura di seguito riportati.

- *Apporto minimo di ossigeno = 4,5 - 9,0 O₂ / mq x d (Brix, 1994)*
- *Azoto ammoniacale nitrificabile = 0,5 - 1,9 g N/d (Tanner 1994)*
- *Apporto di C organico da parte delle radici = 0,7 - 1,5 g/mq x d (Radtke, 1985)*
- *Denitrificazione = variabile (diminuisce drasticamente a T < 5 C°); il solo apporto di C organico da parte delle radici consente di abbattere circa 0,3 - 0,7 gr N/mq x d (Radtke 1995).*

Tenendo conto di tutte le fonti di carbonio organico, il dato più probabile per l'abbattimento di azoto ossidato può essere assunto cautelativamente pari a 2,23 mg N/l (Piatzer 1996).

La letteratura scientifica non è invece ancora in grado di dare indicazioni attendibili cui fare riferimento per prevedere l'abbattimento di fosforo. Si può comunque far conto sul fosforo rimosso dalle canne per sintesi biologica, cui si aggiunge quello rimosso per adsorbimento e cattura da parte dei "medium".

Settorizzazione del bacino a sub-infiltrazione

Per poter controllare al meglio il flusso di alimentazione ed evitare eventuali cortocircuitazioni dello stesso, si può eventualmente, in fase di realizzazione del bacino, prevedere una la settorizzazione attraverso la realizzazione di arginelli in materiale impermeabile (argilla o altro materiale reperito in loco), di piccolo spessore (30 - 40 cm) realizzati in fase di messa in opera del letto di sabbia, sviluppati lungo la dimensione maggiore del bacino stesso.

La settorizzazione consente eventualmente di coltivare in superficie canne di tipo diverso (*phragmites*, *typha*, *scirpus*) allo scopo di verificarne sperimentalmente l'effetto. Gli arginelli dei "settori" emergendo di circa 20 cm sulla superficie del letto di ghiaia rappresentano siti preferenziali per la nidificazione ed argini di contenimento per eventuali fenomeni di scorrimento superficiale che dovessero verificarsi accidentalmente.

Il bacino verrà fatto colonizzare da macrofite le cui radici siano in grado di trasferire ossigeno al di sotto della superficie di impregnazione totale con acqua. La *phragmites* è una canna autoctona molto resistente ed infestante, in grado di eliminare altre essenze competendo con esse, quindi ha anche il pregio di non richiedere particolare manutenzione. Si opta quindi per questo tipo di canna, pur non escludendo la possibilità di effettuare qualche sperimentazione con altre essenze, anche per il fatto che essa non rappresenta un cibo appetito dalle nutrie (che potrebbero perforare gli argini con i loro nidi) e non dà luogo ad un ambiente adatto alla proliferazione di ratti.

7.5 Dimensionamento dei volumi di laminazione

In questo sottocapitolo vengono riportati i calcoli che hanno consentito il dimensionamento dei dieci impianti di trattamento distribuiti lungo il tracciato autostradale. I bacini di laminazione, come verrà descritto nel capitolo successivo, assumono anche un importante ruolo essendo opere atte a garantire l'invarianza idraulica del territorio.

L'area scolante sottesa da ciascun impianto di trattamento è stata determinata valutando la geometria stradale sia in merito a larghezze di carreggiata che a pendenze longitudinali e trasversali. Si è altresì considerato il contributo proveniente da ciascun impianto di prima pioggia.

Il volume che ciascun impianto deve invasare è ricavato dalla differenza tra la portata in ingresso al sistema (ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica cinquantennale) e quella in uscita pari a 20 l/s/ha.

Poiché in Veneto non vi è un riferimento normativo quantitativo circa le portate avviate scaricate si è pensato di assumere il limite normativo indicato nel PTA di altre regioni (quali la Lombardia) che è pari a 20 l/s/ha. Tale valore è tipico di terreni agricoli e quindi da considerarsi cautelativo nel caso di terreni montani come quello relativo alla presente progettazione.

Impianto	A scolante eq mq	Volume totale da laminare mc	Q scaricata l/s	N impianti	Volume per ciascun impianto mc
A	80700	9283.61	161	2	4641.81
B	107772	12397.94	216	2	6198.97
C	40600	4670.57	81	1	2335.28
D	19100	2197.24	38	1	1098.62
E	94500	10871.15	189	2	5435.57
F	38152	4388.95	76	2	2194.48

Di seguito vengono riportati i calcoli ottenuti per il dimensionamento, in termini di volumi di laminazione, di ciascun impianto. Come già descritto in precedenza la laminazione avverrà per tutti gli impianti in bacini di fitodepurazione, ad eccezione dell'impianto C, F_SUD e parte dell'impianto F_NORD per i quali sono previste vasche di laminazione in calcestruzzo.

BACINO DI LAMINAZIONE

ID: A

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 80700 m² superficie equivalente

Portata in uscita

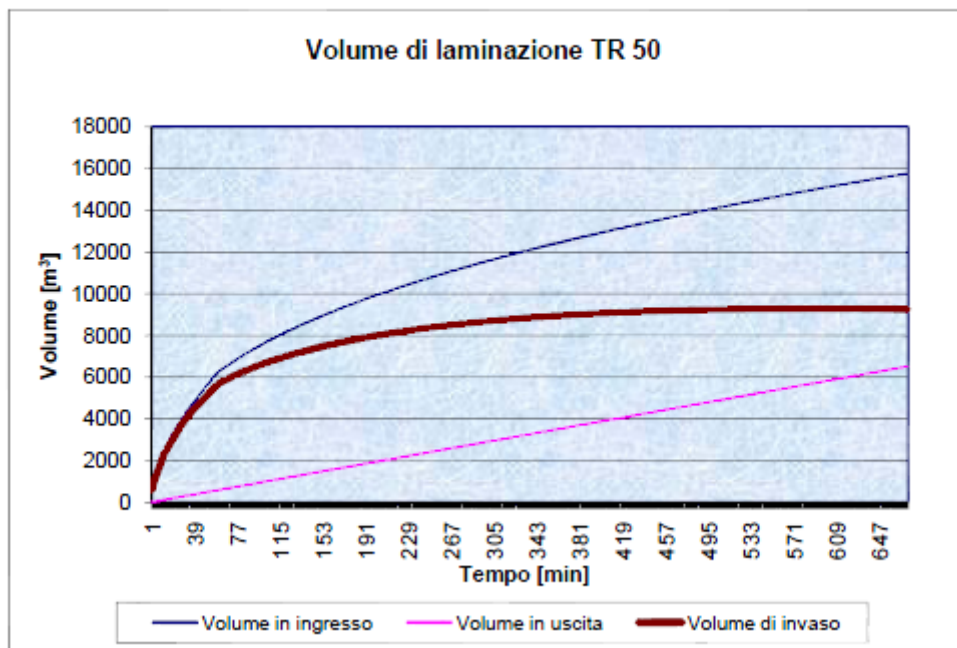
Qu = 161 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 9284 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



BACINO DI LAMINAZIONE

ID: B

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 107772 m² superficie equivalente

Portata in uscita

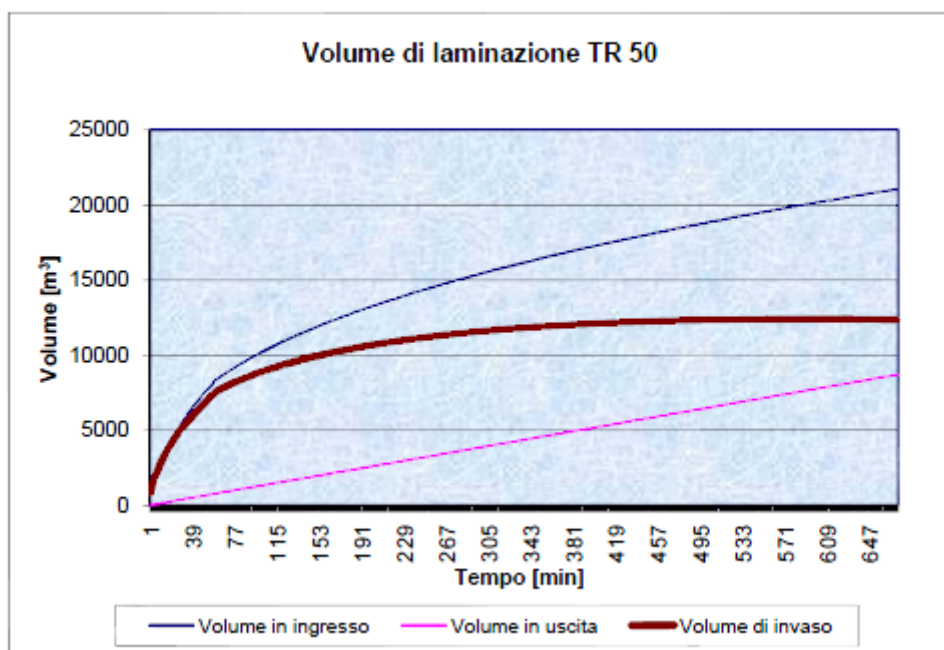
Qu = 216 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 12398 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



BACINO DI LAMINAZIONE

ID: C

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 40600 m² superficie equivalente

Portata in uscita

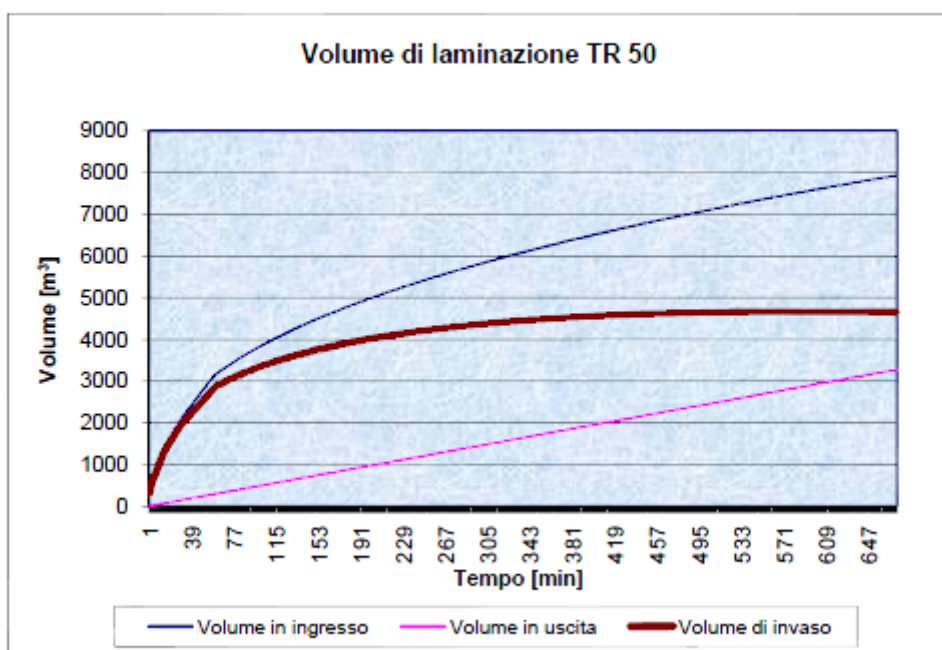
Qu = 81 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 4671 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



BACINO DI LAMINAZIONE

ID: D

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 19100 m² superficie equivalente

Portata in uscita

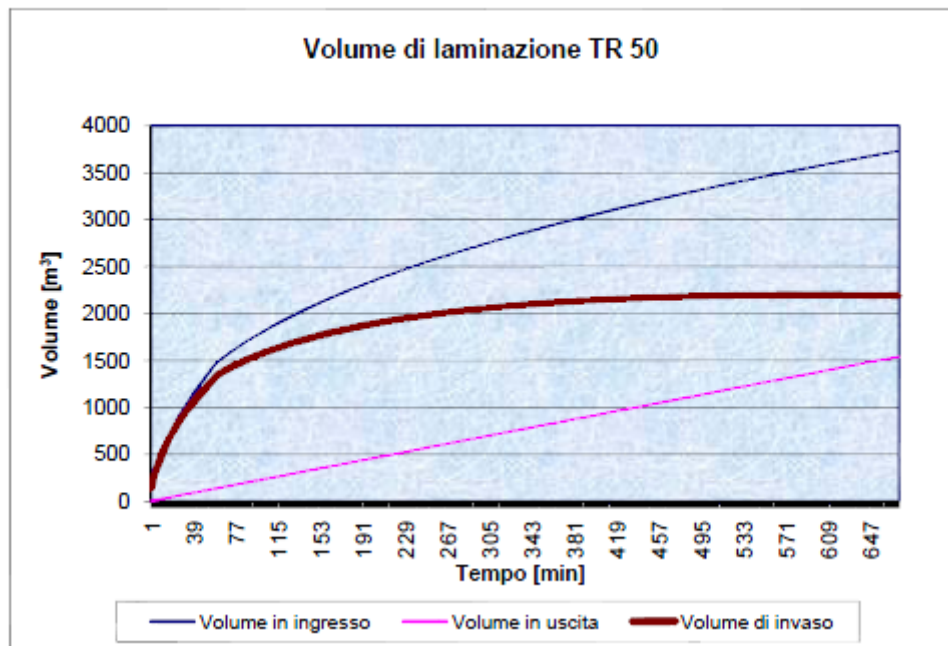
Qu = 38 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 2197 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



BACINO DI LAMINAZIONE

ID: E

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 94500 m² superficie equivalente

Portata in uscita

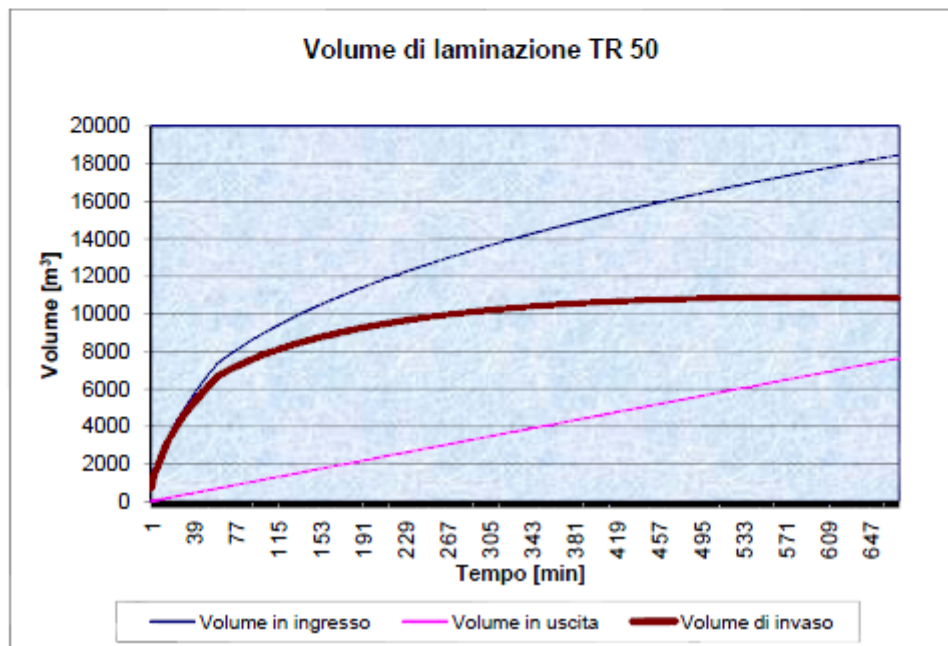
Qu = 189 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 10871 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



BACINO DI LAMINAZIONE

ID: F

DATI

Curva di possibilità climatica - tempo di ritorno pari a 50 anni

Tempo di ritorno	a	n
TR 10 t<1h	77.611	0.574
TR 10 t>1h	77.611	0.382

Bacino scolante

S eq = 38152 m² superficie equivalente

Portata in uscita

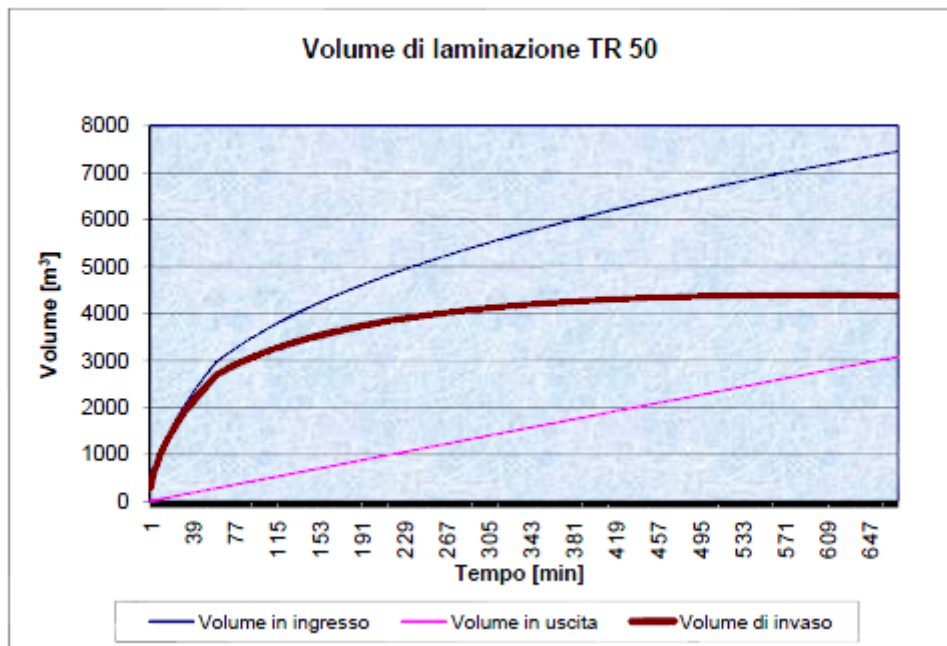
Qu = 76 l/s

La portata specifica in uscita è pari a 20 l/s ha

RISULTATI

V = 4389 m³ volume di laminazione

vc = 1150 m³/ha volume specifico



I bacini di fitodepurazione a Lemna e quelli di fitodepurazione a sub-infiltrazione avranno al loro interno un volume lasciato libero per la sola laminazione delle piene. Tale laminazione avviene solo per eventi critici e pertanto risolvibile in un paio di giorni, non creando così particolare stress alla vegetazione.

La funzione di laminazione è quindi separata da quella di fitodepurazione e quindi non è limitata da quest'ultima e non le è di ostacolo. Pertanto non vi sono all'interno dei bacini degli elementi che possano ostacolare il deflusso durante la laminazione e quindi ridurre la portata in uscita di 20 l/s ha.

I franchi previsti nei bacini consentono di assorbire la probabilità che l'impianto di prima pioggia scarichi durante l'evento critico di progetto (normalmente si evita che questo accada ritardando la partenza dello scarico), oltre alle perdite di volume dovute dalla piante o eventuali depressioni, garantendo comunque adeguati livelli di sicurezza del sistema.

8 INVARIANZA IDRAULICA DEL TERRITORIO

8.1 Premessa

La realizzazione dell'opera stradale in progetto comporta l'impermeabilizzazione di superfici agricole e montane mettendo in evidenza diverse problematiche connesse con lo smaltimento delle acque meteoriche; in particolare si possono avere conseguenze idraulico-quantitative, date dall'insufficienza dei corsi d'acqua ricettori e delle reti di fognatura esistenti.

Il ciclo naturale delle acque subisce, a seguito della costruzione dell'opera stradale, due tipi di alterazioni di tipo idraulico-quantitativo riconducibili ad:

- una modifica del regime idrologico locale dovuto ad una minore infiltrazione delle acque piovane nel sottosuolo;
- la maggiore impermeabilizzazione aumenta le velocità dei deflussi superficiali e quindi riduce i tempi di corrivazione dei bacini con il conseguente aumento delle portate consegnate ai ricettori;

Queste conseguenze possono essere controllate inserendo nei sistemi di raccolta dei volumi di invaso che abbiano la funzione di laminare i picchi di portata in modo da ottenere un rilascio controllato delle portate in uscita verso i recettori.

Il presente progetto si prefigge perciò di garantire l'invarianza idraulica del territorio, essa è definita come "la trasformazione di un area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dalla stessa".

Nel caso specifico dell'opera stradale in progetto l'incremento di portata dovuto alla nuova impermeabilizzazione viene assorbito dal sistema di drenaggio attraverso l'invaso in bacini di laminazione opportunamente collocati e nei fossi di guardia, essi infatti hanno una sezione idraulica dimensionata non per la funzione di drenaggio delle portate bensì per la loro funzione di invaso delle acque.

L'invarianza idraulica sarà garantita per tutto il futuro nastro stradale sia dell'asse principale sia delle viabilità secondarie.

8.2 Stima delle precipitazioni efficaci

Per precipitazione efficace s'intende la frazione della precipitazione complessiva, non trattenuta dal terreno e dalla vegetazione, che partecipa alla formazione del deflusso superficiale. Il rapporto fra precipitazione efficace e precipitazione lorda prende il nome di coefficiente di afflusso.

Il valore della precipitazione efficace dipende principalmente da tre fattori:

- *il grado di saturazione del terreno superficiale al momento del verificarsi dell'evento meteorico*: maggiore è il grado di saturazione, legato ad eventi meteorici precedenti, minore è la capacità del terreno di assorbire altra acqua e di conseguenza maggiore è la frazione del volume d'acqua precipitato che va ad alimentare il deflusso superficiale;
- *la permeabilità delle litologie superficiali*: ovviamente una maggiore permeabilità dei terreni superficiali favorisce l'infiltrazione dell'acqua meteorica, comportando una conseguente diminuzione del deflusso superficiale;
- *l'uso del suolo*: la destinazione del suolo influisce notevolmente sul volume del deflusso superficiale: una fitta copertura vegetale, per esempio, tende a diminuirlo, un'intensa urbanizzazione, diminuendo la permeabilità superficiale del terreno, tende viceversa ad aumentarlo.

I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	1.00
Scarpate erbose	0.60
Superfici a verde piane	0.30
Fosso di guardia	1.00

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Il valore relativamente elevato assunto per le superfici erbose è giustificato dalla notevole pendenza delle scarpate.

Detto ϕ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori ϕ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

8.3 *Determinazione della portata in uscita dal sistema*

Prima di procedere con lo studio idrologico dell'area in esame nella sua sistemazione finale a termine dei lavori di allargamento della strada esistente, si vuole determinare la capacità di deflusso dell'area che incide sulla rete di scolo locale.

Al fine di determinare la capacità di deflusso dell'area che incide sulla rete di scolo locale si va a definire la situazione all'istante zero, determinando in una seconda fase le reali variazioni delle grandezze idrologiche a seguito del cambiamento d'uso del territorio.

Per la determinazione della portata in uscita dalla sezione di chiusura dell'ipotetico bacino imbrifero, non si sono effettuate valutazioni idrologiche particolari, ma si è partiti dal presupposto di scaricare nel recettore finale una portata pari a quella che arriverebbe nelle condizioni indisturbate del territorio. Il valore della portata specifica assunto è pari a 20 l/s ha. Tale valore in alcuni casi di riqualificazione di arterie stradali esistenti è molto cautelativo in quanto è tipico di terreni agricoli, quindi cautelativo nel caso di terreni montani come quello in relativo alla presente progettazione.

Caso per caso si valuterà la possibilità o di aumentare tale valore tramite l'utilizzo di sistemi di infiltrazione o di ridurli qualora non vi siano dei corpi recettori di adeguate dimensioni.

8.4 Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena

L'incremento idrico dovuto alle opere stradali è di notevole entità, quindi saranno necessarie misure compensative per non alterare l'attuale equilibrio idraulico che regimenta i flussi alla rete idrica superficiale.

Le misure compensative che si intendono adottare per mantenere invariato l'equilibrio idraulico dell'area consistono sostanzialmente nella realizzazione di bacini di laminazione e di fossi di guardia del volume tale che permettano l'accumulo temporaneo degli eccessi meteorici con progressivo rilascio controllato nella rete idrica superficiale.

Determinazione del volume del bacino di laminazione

Il dimensionamento degli invasi sarà effettuato con il metodo delle sole piogge che risulta essere il più cautelativo tra i metodi che si possono trovare in letteratura.

Il volume di laminazione sarà determinato dalla differenza tra il volume in ingresso e quello in uscita, integrando rispetto il tempo la portata in ingresso e quella in uscita ai bacini nel seguente modo:

- volume in ingresso al bacino di laminazione:

$$V_i(t) = \sum_{t=0}^{t_f} Q_i(t) \cdot dt [m^3]$$

- volume in uscita al bacino di laminazione:

$$V_u(t) = \sum_{t=0}^{t_f} Q_u(t) \cdot dt [m^3]$$

Il volume complessivo necessario per la laminazione sarà perciò dato dal valore massimo della seguente differenza variabile nel tempo:

$$\Delta V = V_i(t) - V_u(t) [m^3]$$

Il volume così determinato non sarà aumentato per tenere conto che tale metodo si basa su ipotesi semplificative e considera eventi di progetto isolati, in quanto per la conformazione dei bacini e del sistema di raccolta delle acque meteoriche si hanno comunque dei margini notevoli:

- il tempo di ritorno dell'evento di progetto è elevato e varia da 50 a 100 in funzione che ci si trovi in rilevato o in trincea profonda;
- non si considera il contributo dei sistemi di dispersione lungo la trincea autostradale;
- il franco di sicurezza rispetto al piano viario o ai territori limitrofi varia da 1 m a 2 m rispettivamente per i casi in rilevato e per i casi in trincea profonda, che tradotto in termini di aumento di volume lo si può stimare variabile caso per caso dal 30 al 50%.

9 Opere connesse e viabilità secondaria

9.1 Criteri dimensionamento della vasca di accumulo nei sottopassi

La vasca di accumulo viene posizionata nel punto più depresso. Le acque meteoriche accumulate all'interno della vasca verranno opportunamente sollevate ed inviate ai canali recettori. In questo caso non è previsto un impianto di trattamento

Il tempo di ritorno che è stato assunto per il dimensionamento degli impianti di sollevamento è pari in tutti i casi a 25 anni.

La vasca viene dimensionata in modo da garantire la piena transitabilità del tratto stradale nei 120 minuti successivi ad una eventuale avaria del sistema di sollevamento acque.

9.2 Criteri di dimensionamento degli impianti di sollevamento

Il motore elettrico, con cui è equipaggiata ogni pompa dell'impianto di sollevamento, durante l'avviamento può essere caratterizzato da una coppia non molto grande e da un assorbimento di corrente notevolmente elevato. È quindi necessario, per assicurare una lunga durata dei motori elettrici, che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento ed il successivo, essendo il servizio da svolgere intermittente. Ciò da modo agli avvolgimenti di dissipare il calore prodotto dalla corrente di spunto. Il risultato si ottiene, oltre che con determinati accorgimenti costruttivi per le pompe, dimensionando opportunamente la capacità delle vasche di raccolta.

Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza. Nelle stazioni equipaggiate con più pompe sono possibili due sequenze di attacco-stacco delle pompe: una sequenza, chiamata "sequenza 1", prevede l'attacco di ogni pompa quando il livello dell'acqua raggiunga nella vasca una prefissata quota e il suo stacco quando il livello scenda fino a quello per il quale è previsto l'avviamento della pompa che opera al livello inferiore; l'altra, definita "sequenza 2", prevede ancora l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta. Le due sequenze di funzionamento sono rappresentate graficamente nella figura sottostante.

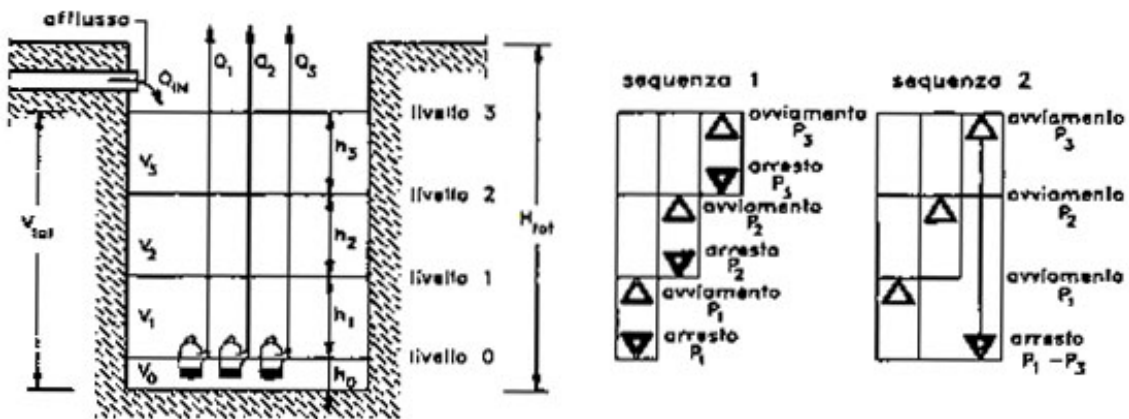


Figura - Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

Per il progetto degli impianti di sollevamento da provvedere nella vasca di accumulo si è scelta la sequenza 2, la quale consente di assegnare il minor volume alla vasca.

Per non appesantire al di là del necessario la trattazione, ci si limita a riportare le relazioni che consentono di fissare i volumi nel caso di un impianto con un numero di qualsivoglia pompe uguali, che è la condizione che si verifica nella maggioranza delle applicazioni.

Nella figura sottostante sono riportati, in maniera adimensionale, i volumi richiesti con la sequenza 1 e 2 per un numero di pompe uguali variabile da 1 a 5 . Nell'asse delle ordinate è riportato il valore del rapporto :

$$\sum_{i=1}^k V_i / V_1$$

dove:

$$V_1 = Tc_1 \cdot \frac{Q_1}{4}$$

è il volume d'invaso afferente alla prima pompa che attacca, con Tc1 e Q1 pari rispettivamente al tempo di ciclo ed alla portata sollevata dalla stessa pompa. Vi è invece il volume di invaso afferente alla i-esima pompa. Una volta definito il numero di pompe che si intendono installare, ed utilizzando l'abaco della figura sottostante, il calcolo del volume da assegnare al locale pompe è immediato.

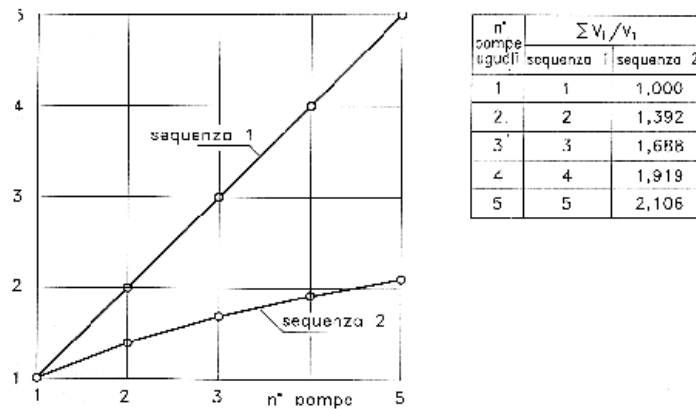


Figura – Abaco per l'assegnazione dei volumi utili utilizzando la sequenza di funzionamento 1 o 2 nel caso di pompe tutte uguali (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione)

Infatti tale volume sarà pari a:

$$V_{TOT} = \frac{\sum V_i}{V_1} \cdot V_1$$

dove il valore di $\sum_{i=1}^k V_i/V_1$

si legge dall'abaco sopra riportato, a seconda della sequenza di funzionamento scelta.

Stabilita la massima portata che affluisce alla vasca di raccolta, e che da questa deve quindi essere allontanata per sollevamento, è da stabilire tra quante pompe sia opportuno dividere la portata stessa. A parità di portata sollevata, fra due possibili impianti, quello con il maggior numero di pompe risulta generalmente più costoso, col vantaggio, però, di avere una mandata più regolare e di poter corrispondere al fabbisogno in maniera più puntuale. Gli impianti devono inoltre essere provvisti di almeno una pompa di riserva con caratteristiche pari alla pompa che solleva la maggiore portata.

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

E' noto che la prevalenza "DH" è definita dalla somma di due termini:

$$DH = DH_{geo} + DH_f$$

dove: DH_{geo} è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

DH_f sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate

Il dislivello geodetico è dato dalla geometria del problema. Le perdite di carico si possono invece calcolare con le seguenti relazioni.

Per le perdite di carico continue si può usare una delle numerose formule presenti in letteratura, ad esempio la formula di Colebrook :

$$DH_{jc} = J \cdot L = (\beta_c \cdot Q^2 \cdot D^{-5}) \cdot L$$

dove :

L = lunghezza totale della tubazione

β_c = valore della scabrezza della tubazione secondo Colebrook (da opportune tabelle)

Q = portata sollevata dalla pompa

D = diametro della tubazione

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

$$DH_{fL} = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

K : coefficiente numerico di perdita di carico (da Tabella 2.V)

v : velocità nella condotta

Tabella – Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente K

Installazione	Coefficiente K
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30