



**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA DELLA
MOBILITA' RIGUARDANTE LA A4 (TRATTO VENEZIA - TRIESTE)
ED IL RACCORDO VILLESSE - GORIZIA**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri
n° 3702 del 05 settembre 2008 e s.m.i.

VIA LAZZARETTO VECCHIO, 26 - 34123 TRIESTE
Tel 040 3189542 - 0432 925542 - Fax 040 3189545 commissario@autovie.it

AUTOSTRADA A4

**PIANO PER LA SICUREZZA AUTOSTRADALE
REALIZZAZIONE DI DUE AREE DI SOSTA PER MEZZI PESANTI**

AREE DI SOSTA FRATTA NORD - FRATTA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

(Decreto Comm. Delegato n°231 del 22 marzo 2013)

SISTEMAZIONE IDRAULICA

Relazione tecnica

TEMATICA

M

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

05.00.0.0

REV.	DATA	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3					
2					
1					
0	11.01.2014	PRIMA EMISSIONE	VCP	VCP	EP

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Stefano DI SANTOLO



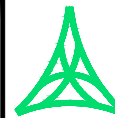
PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

SISTEMAZIONE IDRAULICA:

dott. ing. Valentina CANCIAN PUTTON



SUPPORTO TECNICO OPERATIVO LOGISTICO



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34143 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
A4 VENEZIA - TRIESTE
A23 PALMANOVA - UDINE
A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

IL CAPO PROGETTO:
dott.ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE AREA REALIZZAZIONE AUTOVIE VENETE
dott.ing. Renzo PAVAN Dott.ing. Renzo PAVAN
Iscritto all'Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Udine al n. 1179

COMMISSARIO DELEGATO
PER L'EMERGENZA
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
dott.ing. Enrico RAZZINI



NOME FILE:
1313M0500000.pdf

DATA PROGETTO:
11.01.2014

21A072

13

13

0

CODICE MASTRO

ANNO N.PROGETTO REVISIONE



INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	ELABORAZIONE DEI DATI PLUVIOMETRICI.....	5
2.1	Premessa	5
2.2	Determinazione valori a ed n.....	7
3	SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIAZZALE	10
3.1	Canale a fessura	10
3.1.1	Verifica della capacità portante della fessura	12
3.1.2	Verifica della capacità portante della canaletta	13
3.2	Pozzetti in PEMD grigliati e tubazioni in PEAD	17
3.3	Zona di ricovero dei mezzi danneggiati	20
4	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO	21
4.1	Premessa	21
4.2	Metodo dell'invaso.....	22
4.3	Verifica della rete.....	25
4.3.1	Area di Sosta di Fratta Nord.....	27
4.3.2	Area di Sosta di Fratta Sud	29
5	LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE	30
5.1	Premessa	30
5.2	Calcolo dei volumi di laminazione	31
6	SISTEMA DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	34
6.1	Caratterizzazione delle acque meteoriche	34
6.2	Stazione di sollevamento	36
6.3	Impianto di trattamento.....	41
7	RACCOLTA E DEPURAZIONE DELLE ACQUE NERE.....	45
7.1	Determinazione del numero di abitanti equivalenti.....	45



7.2	Sistema di raccolta e depurazione	48
8	RETE IDROGRAFICA.....	51
9	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	56
10	BIBLIOGRAFIA.....	59



1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra le opere di sistemazione idraulica relative al progetto per la realizzazione di due aree di sosta per mezzi pesanti in adiacenza alle aree di servizio di Fratta Nord e Fratta Sud lungo il tratto Venezia-Trieste dell'autostrada A4.

La realizzazione delle suddette aree, con estensioni che variano dall'ettaro ai tre ettari circa, comporta la modifica della permeabilità delle superfici interessate, dovuta alla trasformazione della loro destinazione d'uso da prevalentemente agricola a stradale (quindi pavimentata e pressoché impermeabile); a tale modifica delle caratteristiche del territorio potrebbe conseguire, se non correttamente valutata, una variazione dell'assetto idraulico per la diminuzione del tempo di corrivazione e della capacità di invaso del sistema.

Inoltre, il flusso dei mezzi pesanti può comportare un incremento degli elementi inquinanti comunemente riscontrati lungo gli assi stradali.

La sempre crescente attenzione alle problematiche inerenti la salvaguardia del territorio dall'inquinamento, dimostrata dalle norme contenute nel Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "*Norme in materia ambientale*" (pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* n. 88 del 14 aprile 2006 - Supplemento Ordinario n. 96) e dalle successive integrazioni contenute nel Decreto Legislativo 16 gennaio 2008, n. 4 "*Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale*" (pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* n. 24 del 29 gennaio 2008 - Supplemento Ordinario n. 24), comporta la necessità di dimensionare il sistema di gestione delle acque di dilavamento tenendo in particolare considerazione sia gli aspetti qualitativi che quelli quantitativi delle acque restituite.

In accordo con questa intenzione, la progettazione della sistemazione idraulica dei piazzali si è indirizzata verso un sistema di gestione costituito da cinque elementi fondamentali:

- il sistema di collettamento delle portate, costituito da canalette a fessura e pozzetti grigliati, collegati da una rete di tubazioni in PEAD in grado di raccogliere tutte le acque di dilavamento dei piazzali (Capitoli 3 e 4);
- la zona di ricovero per i mezzi danneggiati, munita di vasche prefabbricate per lo stoccaggio di liquidi inquinati di varia natura e pericolosità o in concentrazioni elevate (Paragrafo 3.3);
- il canale di laminazione delle portate, costituito da un bacino con il fondo impermeabilizzato, in grado di contenere un volume d'acqua che varia tra i 610 ed i 910 m³ per ettaro di superficie drenata: tale valore discende dal bilancio tra il volume d'acqua che entra nel bacino, derivante da eventi piovosi con tempo di ritorno di 30 anni, ed il volume d'acqua restituito ai corpi idrici superficiali, calcolato considerando un coefficiente idrometrico, concordato con il consorzio di bonifica competente per territorio, variabile tra i 10 ed i 35 l/s per ettaro di



superficie al fine di garantire il principio dell'invarianza idraulica; il volume teorico che deriva da questo bilancio è stato incrementato del 20% per tener conto del volume non utilizzabile per la presenza di piante, per innescare il pompaggio, ecc.; inoltre il canale è progettato con un adeguato franco di sicurezza e una tubazione per lo scarico di troppo pieno al fine di evitare la tracimazione (Capitolo 5);

- l'impianto di pompaggio delle acque laminate (preceduto da grigliatura), tale da garantire che la portata restituita alla rete idrografica superficiale rispetti i limiti quantitativi indicati dal consorzio di bonifica e quindi sia assicurata la compatibilità idraulica dell'intervento, in grado di sollevare le acque fino alla quota imposta dal recettore (Paragrafo 6.2);
- l'impianto di trattamento delle acque, costituito da una vasca di sedimentazione munita di pacchi lamellari per la disoleazione, in grado di trattare portate fino a 100 l/s e di restituirle nel rispetto dei limiti qualitativi imposti dalla Tabella 3 dell'Allegato 5 al D.Lgs. 152/2006 (Capitolo 6).

Per una lettura di dettaglio della progettazione delle opere di raccolta e trattamento idraulico delle acque dei piazzali si vedano gli elaborati M.01 ÷ M.03.

Per quanto riguarda il sistema di raccolta e depurazione delle acque nere (Capitolo 7), per l'area di sosta di Fratta Nord le portate provenienti dalle postazioni di scarico camper confluiranno provvisoriamente in una vasca Imhoff interrata in modo da effettuare il trattamento delle acque nere prima della dispersione nel terreno e, successivamente alla realizzazione del nuovo fabbricato servizi (in cui sono previsti i bagni, un punto di ristoro e una lavanderia self service e le cui opere sono escluse dal presente appalto), in un impianto di depurazione previsto a valle dei pozzetti di raccolta delle acque nere e saponose provenienti dal fabbricato; per l'area di sosta di Fratta Sud le portate provenienti dalle postazioni di scarico camper subiranno un trattamento biologico a flusso discontinuo del tipo SBR (Sequencing Batch Reactor) prima del recapito nel recettore superficiale (Capitolo 7).

Gli elementi costituenti la rete di raccolta e di depurazione delle acque nere sono rappresentati negli elaborati M.04.

Per quanto riguarda la sistemazione della rete idrografica interferita dagli interventi, le soluzioni progettuali adottate tengono conto, per quanto possibile, degli interventi previsti nell'ambito del progetto di ampliamento dell'autostrada A4 con la realizzazione della terza corsia, la cui realizzazione è prevista successivamente alla conclusione delle lavorazioni di cui al presente appalto, garantendo la funzionalità della rete nel periodo transitorio.



2 ELABORAZIONE DEI DATI PLUVIOMETRICI

2.1 Premessa

Per lo studio e la quantificazione dei fenomeni pluviometrici, è stata scelta una stazione pluviografica con periodo di osservazione superiore a 30 anni situata in prossimità delle aree di sosta oggetto del presente progetto.

Sono stati elaborati, quindi, i dati pluviometrici relativi alla stazione di Portogruaro (VE) che si trova a circa 4 km dalle aree di Fratta Nord e Sud, per la quale sono disponibili le osservazioni delle massime precipitazioni annue relative agli scrosci, e cioè ad eventi di durata pari a 15, 30 e 45 minuti, e relative alle piogge orarie, con durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

A partire dalle osservazioni disponibili, tramite appropriate elaborazioni, è possibile estendere il campo delle previsioni oltre il periodo di osservazione.

L'elaborazione statistica di Gumbel consente di mettere in relazione l'altezza h della precipitazione con la durata τ dell'evento piovoso, in funzione di un determinato tempo di ritorno T_R durante il quale un particolare evento è mediamente uguagliato o superato, ottenendo la cosiddetta *curva di possibilità pluviometrica*, avente espressione generale:

$$h = a \cdot \tau^n; \quad (1)$$

in cui la grandezza a è espressa in mm/ore ^{n} se h è in mm e τ in ore ed è funzione di T_R , mentre n non ha dimensione.

Secondo la distribuzione doppio esponenziale di Gumbel, la probabilità di non superamento di un determinato evento h^* può essere espressa nella forma:

$$P(h \leq h^*) = e^{-e^{-y}}, \quad (2)$$

in cui la variabile ridotta y viene considerata linearmente dipendente dalla grandezza h secondo la:

$$y = c \cdot (h - u). \quad (3)$$

La probabilità di superamento viene quindi legata al concetto del tempo di ritorno, potendo scrivere:

$$P(h \geq h^*) = 1 - e^{-e^{-y}} = \frac{1}{T_R}, \quad (4)$$

dalla quale si ottiene il legame tra l'altezza di precipitazione e il tempo di ritorno:

$$\begin{cases} y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right) \\ y = c \cdot (h - u) \end{cases} \quad (5)$$

La stima dei parametri c ed u può essere eseguita sfruttando il metodo dei minimi quadrati, secondo il quale il periodo di ritorno viene definito direttamente a partire dal



numero di osservazioni N disponibili. Una volta che i dati sono stati ordinati in senso decrescente, per ciascuna durata di pioggia, e ad ognuno di essi è stato attribuito un numero progressivo i , si può stabilire tale legame:

$$T_{R,i} = \frac{N+1}{i}. \quad (6)$$

Esplicitando rispetto ad h la (5), si ottiene:

$$h_{c,i}(c,u) = \frac{y_i}{c} + u = \frac{1}{c} \left[-\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T_{R,i}} \right) \right) \right] + u, \quad (7)$$

da cui, per trovare c ed u , devono essere minimizzati gli scarti quadratici tra i valori così calcolati (indicati con il pedice c) e quelli rilevati, e cioè:

$$\sum_{i=1}^N (h_i - h_{c,i}(c,u))^2 = \sum_{i=1}^N \left(h_i^2 + \left(\frac{y_i}{c} + u \right)^2 - 2h_i \left(\frac{y_i}{c} + u \right) \right) = \min, \quad (8)$$

che corrisponde a scrivere:

$$\begin{cases} \frac{\partial(8)}{\partial c} = 0 \\ \frac{\partial(8)}{\partial u} = 0 \end{cases}. \quad (9)$$

La risoluzione della (9) porta alle seguenti espressioni:

$$\begin{cases} \frac{1}{c} = \frac{S_h}{S_y} = \alpha \\ u = M - \frac{S_h}{S_y} \cdot Y \end{cases}, \quad (10)$$

in cui:

- $M = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N h_i$ è la media dei valori osservati;
- $Y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i$ è la media delle variabili ridotte;
- $S_h = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (h_i - M)^2}$ è la deviazione standard dei valori osservati;
- $S_y = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - Y)^2}$ è la deviazione standard delle variabili ridotte;
- la quantità $M - \frac{S_h}{S_y} \cdot Y$ viene anche detta *moda* perché rappresenta il

valore con la massima frequenza probabile.

Pertanto, una volta fissato il periodo di ritorno, si può scrivere, per ciascuna durata di pioggia t_p considerata:

$$h(T_R, t_p) = \alpha \cdot y(T_R, t_p) + moda. \quad (11)$$



Rappresentando nel piano bilogaritmico i valori di h ottenuti dalla relazione (11) (lungo le ordinate) per ciascun tempo di pioggia considerato (lungo le ascisse), si può individuare, tramite un'operazione di regressione lineare, la retta interpolatrice dei punti, la quale avrà la forma:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \cdot \ln(\tau), \quad (12)$$

dalla quale si ricavano facilmente i valori a ed n della curva di possibilità pluviometrica (1).

Le rette così ottenute al variare del T_R dovranno risultare tutte parallele tra loro, e cioè tutte con il medesimo esponente n , ammettendo delle piccole differenze dovute alla natura sperimentale dei dati osservati. Infatti, se le rette relative a due tempi di ritorno differenti si intersecassero, si manifesterebbe la situazione assurda per cui per determinate durate di pioggia l'altezza di precipitazione sarebbe maggiore per eventi con maggiore probabilità di realizzarsi.

Nei paragrafi seguenti vengono riportati i risultati ottenuti dall'elaborazione statistica secondo la distribuzione di Gumbel delle massime precipitazioni annue per la serie di eventi di durata pari a 15, 30 e 45 minuti (scrosci) e per la serie di 1, 3, 6, 12 e 24 ore (piogge orarie).

Per il dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio, si considerano degli eventi di pioggia di durata confrontabile con il tempo di corrivazione della rete, dell'ordine delle decine di minuti, e pertanto ci si riferisce all'analisi statistica degli scrosci (si osservi che la misurazione delle altezze di pioggia relative agli scrosci sono affette da maggior incertezza, essendo riportati negli annali gli eventi definiti di "notevole intensità", senza che necessariamente coincidano con i massimi annuali).

Per quanto riguarda il dimensionamento dei volumi da assegnare ai canali di laminazione della portata meteorica, si sfruttano le piogge orarie che forniscono valori in favore di sicurezza.

Le curve di possibilità pluviometrica sono state estrapolate per tempi di ritorno pari a 5, 10, 20, 30 e 50 anni.

2.2 Determinazione valori a ed n

Considerando le piogge rilevate dal 1956 al 1995, per ogni durata oraria il numero minimo di osservazioni è pari a 38, mentre è pari a 30 per gli scrosci.

Applicando l'elaborazione statistica di Gumbel si sono ottenuti i risultati mostrati in Figura 2 e riportati in Tabella 2 per le piogge orarie, in Figura 1 ed in Tabella 1 per le piogge di durata inferiore all'ora.



Periodo di ritorno T_R (anni)	a (mm/ore ⁿ)	n
5	44,525	0,362
10	50,529	0,362
20	56,293	0,362
30	59,610	0,362
50	63,759	0,362

Tabella 1: valori di a ed n al variare del periodo di ritorno per gli scrosci a Portogruaro.

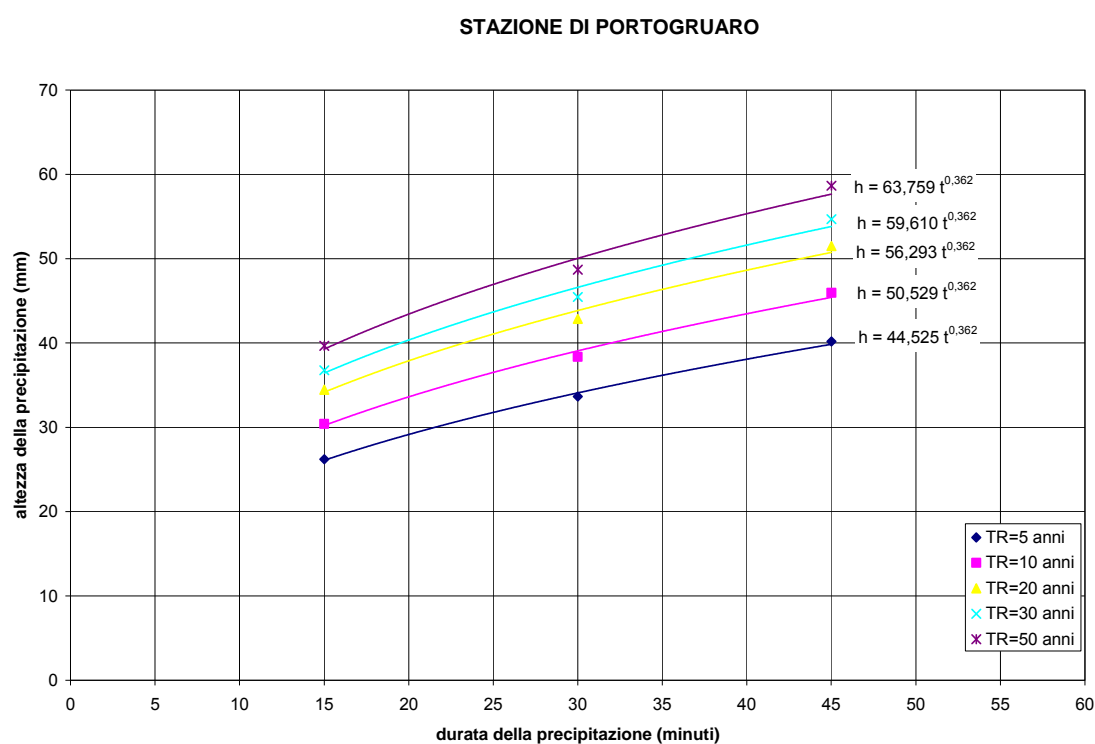


Figura 1: equazioni di possibilità pluviometrica per eventi di durata inferiore all'ora a Portogruaro.

Periodo di ritorno T_R (anni)	a (mm/ore ⁿ)	n
5	42,466	0,345
10	48,969	0,345
20	55,201	0,345
30	58,784	0,345
50	63,262	0,345

Tabella 2: valori di a ed n al variare del periodo di ritorno per eventi di durata oraria a Portogruaro.

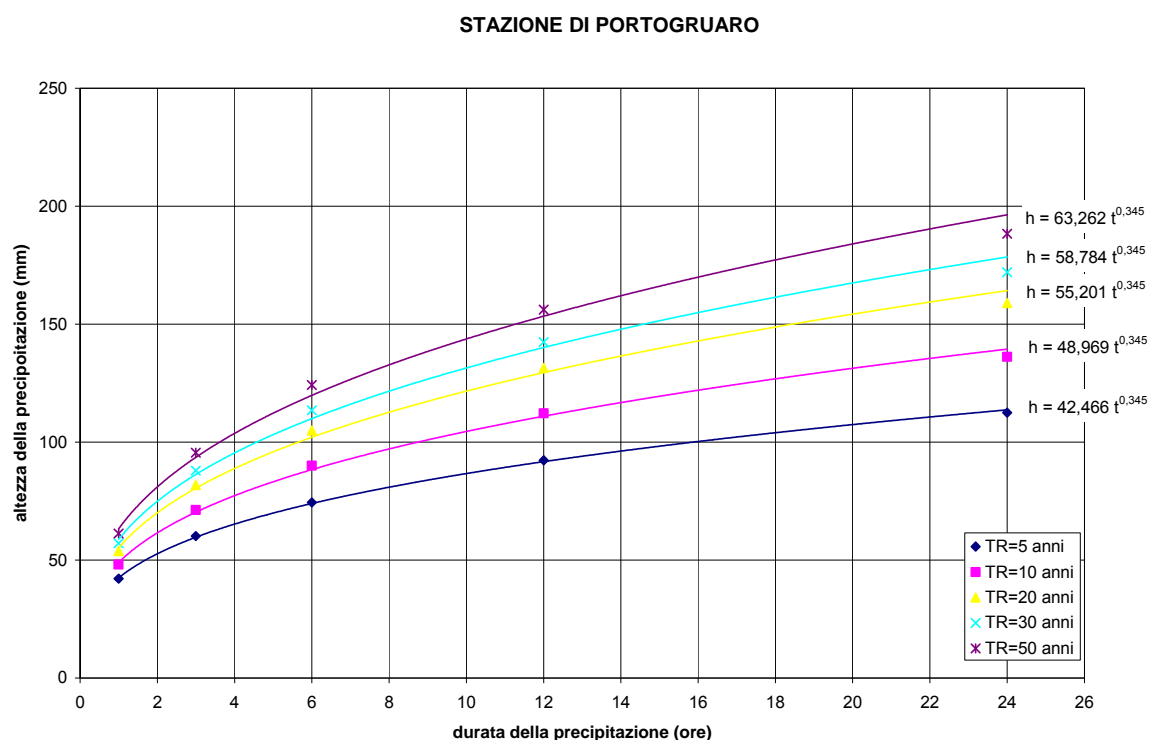


Figura 2: equazioni di possibilità pluviometrica per eventi di durata oraria a Portogruaro.

Questi valori sono stati sottoposti al vaglio del Consorzio di Bonifica Pianura Veneta tra Livenza e Tagliamento, Ente gestore della rete idrica del territorio in cui si trovano le due aree di servizio di Fratta, il quale ha riferito che *“rilevazioni non ufficiali condotte dal Consorzio negli anni più recenti indicano un aumento tendenziale dei valori di intensità di pioggia rispetto a quelli ricavabili dalle equazioni riportate (...), valutabile approssimativamente dell'ordine del 20% - 30%. L'osservazione rilevata in sede locale trova peraltro conferma in comunicazioni esposte in sede ufficiale dall'ARPAV e da altri organismi scientifici operanti nel campo meteorologico. Di tali valutazioni si ritiene opportuno debba essere tenuto conto in via cautelativa nello svolgimento dei calcoli per il dimensionamento delle opere idrauliche”*.

Per tenere conto di tale considerazione, nel calcolo dei volumi da assegnare alle aree di laminazione (di cui si tratterà nel Capitolo 5) è stato utilizzato un coefficiente amplificativo pari ad 1,2.

Il Consorzio ha inoltre fornito i parametri delle curve di possibilità pluviometrica corrispondenti ad eventi di pioggia orari ottenuti dall'elaborazione dei dati relativi alla stazione di Portogruaro rilevati nel periodo 1920 – 1986; tali parametri confermano i valori riportati in Tabella 2.



3 SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIAZZALE

I piazzali oggetto della progettazione presentano caratteristiche geometriche differenti, ma il sistema di raccolta delle acque meteoriche adottato è omogeneo.

In particolare, la rete principale di drenaggio è costituita da tubazioni in PEAD SN 8 kN/m² che convogliano verso il canale di laminazione (si veda il Capitolo 5) le acque del piazzale raccolte tramite l'utilizzo di caditoie a griglia in ghisa sferoidale poste su pozzetti in PEMD.

Nelle porzioni di piazzale in cui la pendenza longitudinale è nulla, per favorire la raccolta delle acque, considerata anche l'elevata ampiezza delle falde, si dispone un sistema di raccolta lineare, costituito da un canale a fessura. Ciò al fine di evitare la posa ad interasse molto ridotto di pozzetti grigliati ed il possibile verificarsi di ristagno di acqua.

Le acque raccolte dalle canaletta vengono poi inviate alla rete di drenaggio.

Nelle zone di ricovero dei mezzi danneggiati, caratterizzate da pavimentazione in calcestruzzo, si prevede la posa di una vasca prefabbricata, a valle della quale viene posta una saracinesca, per consentire lo stoccaggio di particolari sostanze nei casi in cui avvengano degli sversamenti eccezionali.

Nei paragrafi seguenti viene fornita una spiegazione dettagliata delle scelte progettuali adottate per lo smaltimento delle acque di pioggia.

3.1 Canale a fessura

Nelle porzioni dei piazzali in cui la linea di compluvio è posta in piano, data la larghezza delle falde, mediamente dell'ordine dei 28 m, si è deciso di adottare un sistema di raccolta lineare, costituito da un canale autoportante in calcestruzzo armato prefabbricato munito di fessura di 4 cm. Il calcestruzzo adottato deve presentare un'elevata resistenza ai solfati ed agli oli che potrebbero essere dilavati dalla superficie dei piazzali. Le dimensioni caratteristiche delle due tipologie di canalette adottate sono riportate nella Figura 3 e nella Figura 4, e, più nel dettaglio, nell'elaborato M.04.01.0.0.

Per consentire una più agevole manutenzione ed una più efficace pulizia della canaletta, considerato il fatto che le scarse velocità di scorrimento, dovute alla pendenza longitudinale di posa nulla, potrebbero causare deposito di materiale al fondo, si prevede di posizionare, ad un interasse minimo di 20 m, dei pozzetti prefabbricati in cemento armato ad alta resistenza muniti di chiusino grigliato in ghisa di classe D400, in modo tale da favorire anche la ventilazione. Viene disposto un pozzetto anche in corrispondenza dei punti in cui le acque raccolte dal canale a fessura vengono inviate nella rete di drenaggio.

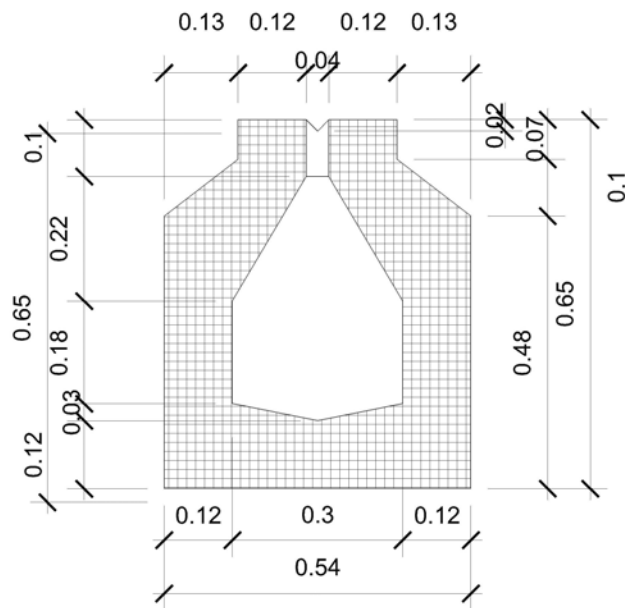


Figura 3: dimensioni caratteristiche del canale a fessura tipo "A".

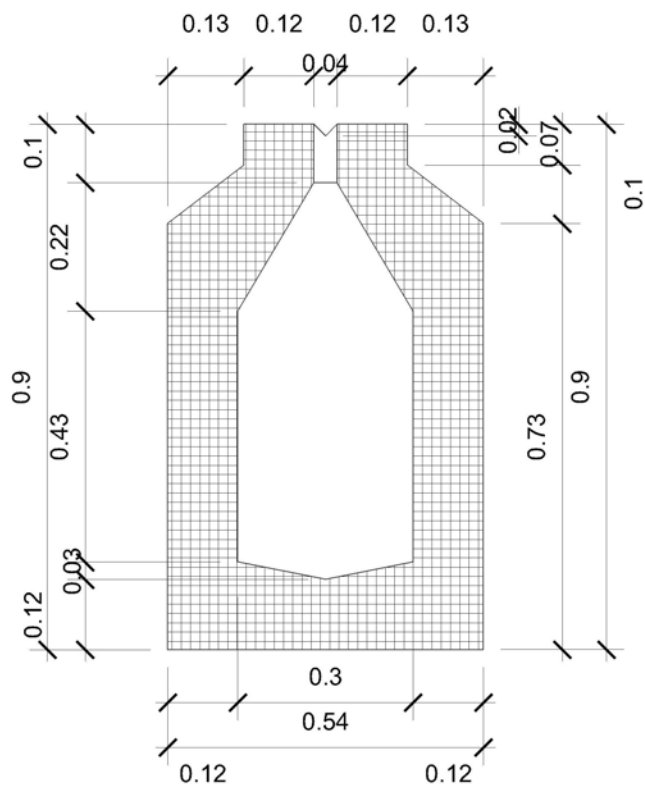


Figura 4: dimensioni caratteristiche del canale a fessura tipo "B".



3.1.1 Verifica della capacità portante della fessura

La verifica della capacità portante della fessura può essere effettuata determinando il carico idraulico minimo che deve instaurarsi sulla fessura stessa, note le sue dimensioni.

Generalmente la caditoie a fessura si comportano come sfioratori a stramazzo fino carichi di circa 6 cm, mentre per carichi maggiori a 12 cm il comportamento prevalente è del tipo luce a battente, dipendente dalla dimensione della fessura.

Nel primo caso, la portata specifica q per metro di lunghezza può essere calcolata come:

$$q = C_q \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^3}, \quad (13)$$

in cui il coefficiente di portata C_q può essere assunto pari a 0,385.

Nel secondo caso, invece, detta a la larghezza della fessura, la portata specifica assume la seguente espressione, dove C_q può porsi pari a 0,80:

$$q = C_q \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}. \quad (14)$$

Dall'applicazione di tali espressioni, si può ricavare la scala delle portate relativa ad un metro di caditoia a fessura, riportata nella Figura 5.

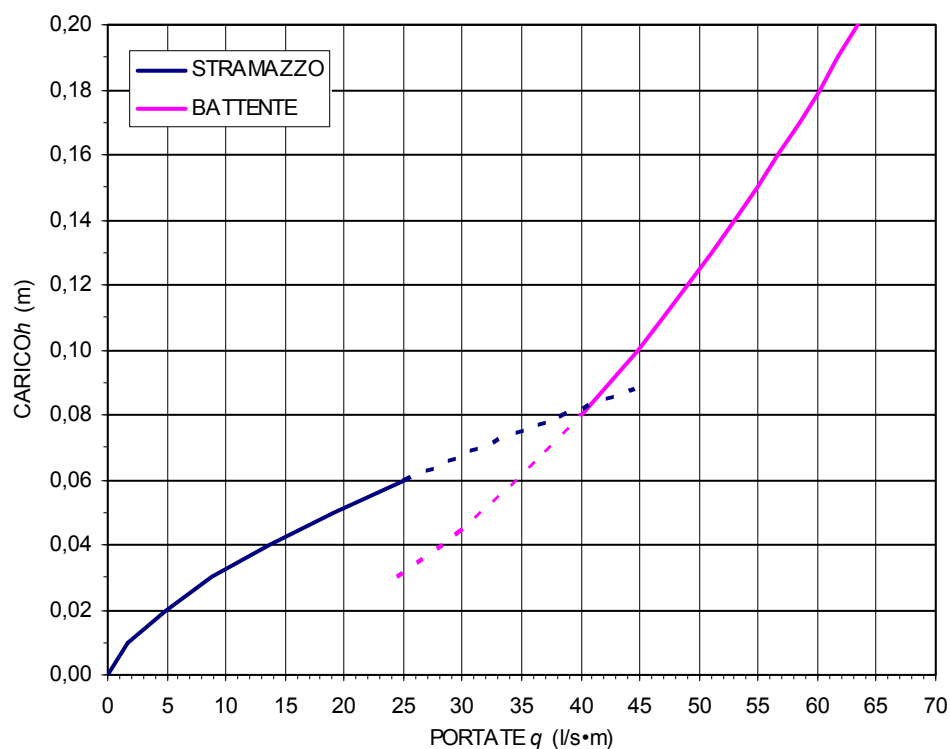


Figura 5: scala delle portate specifiche di una caditoia a fessura.



Per valutare quale sia il battente minimo per il corretto funzionamento della fessura, tali portate sono da confrontare con la portata da smaltire, che può essere calcolata considerando la velocità di moto uniforme di un velo di 5 mm di acqua che scorre lungo una falda del piazzale, larga un metro, di lunghezza L ed avente pendenza pari al 2,0% (massima pendenza trasversale dei piazzali):

$$v = K_S \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}. \quad (15)$$

Considerando che il coefficiente di Gauckler – Strickler K_S della pavimentazione possa essere assunto pari a $50 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$, la velocità v assume il valore di $0,2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$.

Dividendo la lunghezza della falda L per tale velocità v , si può determinare il tempo τ impiegato a percorrerla, e da questo, sfruttando la curva di possibilità pluviometrica, l'altezza della precipitazione $h(\tau) = a \cdot \tau^n$. Applicando l'ipotesi propria del metodo cinematico, si assume che la portata massima si verifichi per un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione τ , e che possa quindi essere calcolata come:

$$q_{\max} = \frac{\varphi \cdot L \cdot h(\tau)}{\tau}, \quad (16)$$

in cui φ è il coefficiente di deflusso, che è stato assunto pari a 0,9, mentre L è la lunghezza della falda di riferimento. Confrontando il valore assunto da q_{\max} con i valori riportati nel grafico di Figura 5, si ricava il carico minimo che consente lo smaltimento delle acque attraverso la fessura. Considerando la curva di possibilità pluviometrica relativa a Gonars per un tempo di ritorno di 10 anni, si ottiene che la portata massima da smaltire per un metro di canaletta è di circa $3 \text{ l/s} \cdot \text{m}$, a cui corrisponde un carico idraulico di 1,5 cm.

3.1.2 Verifica della capacità portante della canaletta

La verifica della capacità di portata del canale a fessura è stata effettuata su una configurazione costituita da una canaletta posta in piano, di lunghezza complessiva pari a 70 m, suddivisa in 7 tronchi da 10 m. Ogni tronco si riferisce ad una superficie drenata di 300 m^2 , pertanto, considerando un coefficiente udometrico di $460 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ (coefficiente che risulta in linea con quelli ricavati dalla verifica dell'intera rete di drenaggio, si veda il Paragrafo 4.3), ad ogni tronco compete una portata di circa 14 l/s , che si somma a quella derivante dai tronchi precedenti.

Tale verifica risulta cautelativa, in quanto nelle reti di drenaggio dei piazzali la canaletta presenta una lunghezza massima di 55 m prima di scaricare nel pozzetto di collegamento alla rete di tubazioni in PEAD.



Il calcolo è stato svolto con il supporto del software *HEC-RAS River Analysis System*, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers.

Tale programma consente l'integrazione del profilo idraulico monodimensionale di un canale a moto permanente gradualmente vario. La definizione del profilo avviene tramite la risoluzione con metodi iterativi dell'equazione dell'energia tra due sezioni successive.

L'equazione dell'energia può essere così scritta:

$$z_2 + y_2 + \frac{a_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} = z_1 + y_1 + \frac{a_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} + \Delta E, \quad (17)$$

in cui i simboli rappresentano le seguenti quantità, riscontrabili anche nella Figura 6:

- z_1 e z_2 sono le quote di fondo del canale;
- y_1 e y_2 sono i tiranti in corrispondenza delle sezioni considerate;
- v_1 e v_2 sono le velocità medie (portata totale/area efficace);
- a_1 e a_2 sono dei coefficienti moltiplicativi della velocità;
- ΔE rappresenta le perdite di carico continue e localizzate, valutabili come

$$\Delta E = J \cdot L + C \cdot \left| \frac{a_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} - \frac{a_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} \right|, \text{ in cui } L \text{ è la lunghezza e } J \text{ la cadente dei carichi}$$

totali (legata al coefficiente di scabrezza), mentre C è un coefficiente che tiene conto della perdita di energia dovuta all'espansione o alla contrazione dell'alveo tra due sezioni.

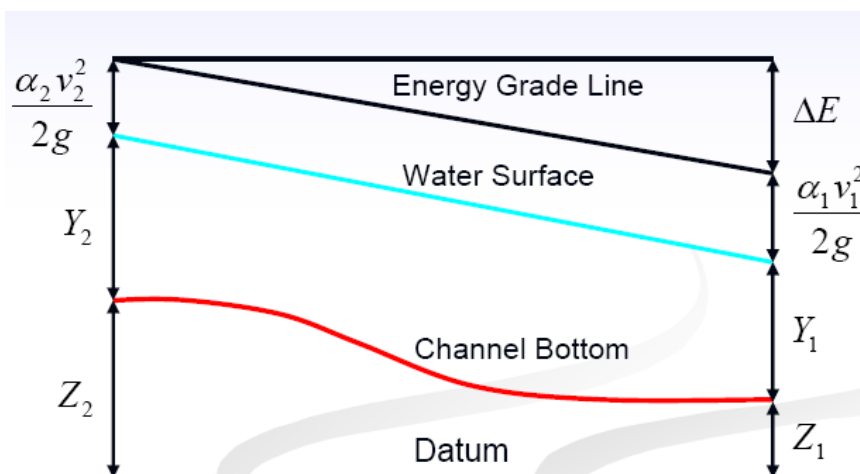


Figura 6: rappresentazione dei termini dell'equazione del bilancio dell'energia.

Per quanto riguarda il coefficiente di scabrezza, esso è stato assunto pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ secondo Gauckler-Strickler, equivalente al valore $0,0125 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$ secondo Manning.

Il calcolo è stato svolto assumendo che la corrente sia lenta, fissando le portate di ciascun tronco ed imponendo la condizione di moto uniforme al termine del canale.



I risultati ottenuti, che dimostrano l'adeguatezza delle dimensioni della canaletta per le portate di progetto, sono riportati nella Tabella 3 e rappresentati nelle Figure alle pagine 16 e 17.

River Sta	Length Chnl (m)	Q Total (m ³ /s)	Hydr Depth (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top W Act Chan (m)	Hydr Radius (m)	Froude Chl
8	10,0	0,014	0,869	0,560	0,076	0,561	0,0000	0,089	0,158	0,181	0,113	0,038
7	10,0	0,028	0,858	0,559	0,111	0,560	0,0001	0,178	0,157	0,183	0,113	0,077
6	10,0	0,042	0,836	0,555	0,140	0,559	0,0002	0,268	0,157	0,187	0,113	0,116
5	10,0	0,056	0,801	0,549	0,168	0,556	0,0004	0,360	0,156	0,194	0,113	0,157
4	10,0	0,070	0,753	0,541	0,192	0,551	0,0006	0,455	0,154	0,204	0,114	0,200
3	10,0	0,084	0,691	0,528	0,216	0,544	0,0009	0,555	0,151	0,219	0,114	0,247
2	10,0	0,098	0,615	0,511	0,235	0,534	0,0012	0,665	0,147	0,239	0,115	0,302
1		0,098	0,563	0,497	0,235	0,521	0,0013	0,681	0,144	0,256	0,115	0,290

Tabella 3: risultati dell'integrazione dell'equazione dell'energia: nella 1^a colonna è riportato il numero della sezione di riferimento, nella 2^a la lunghezza del tronco, nella 3^a la portata, nella 4^a il rapporto tra l'area attiva e la larghezza del pelo libero, nella 5^a l'altezza del pelo libero ricavata dall'equazione dell'energia, nella 6^a l'altezza critica, nella 7^a la linea dell'energia, nell'8^a la sua pendenza, nella 9^a la velocità, nella 10^a l'area efficace idraulicamente attiva, nell'11^a la larghezza del pelo libero, nella 12^a il raggio idraulico e nella 13^a il numero di Froude.

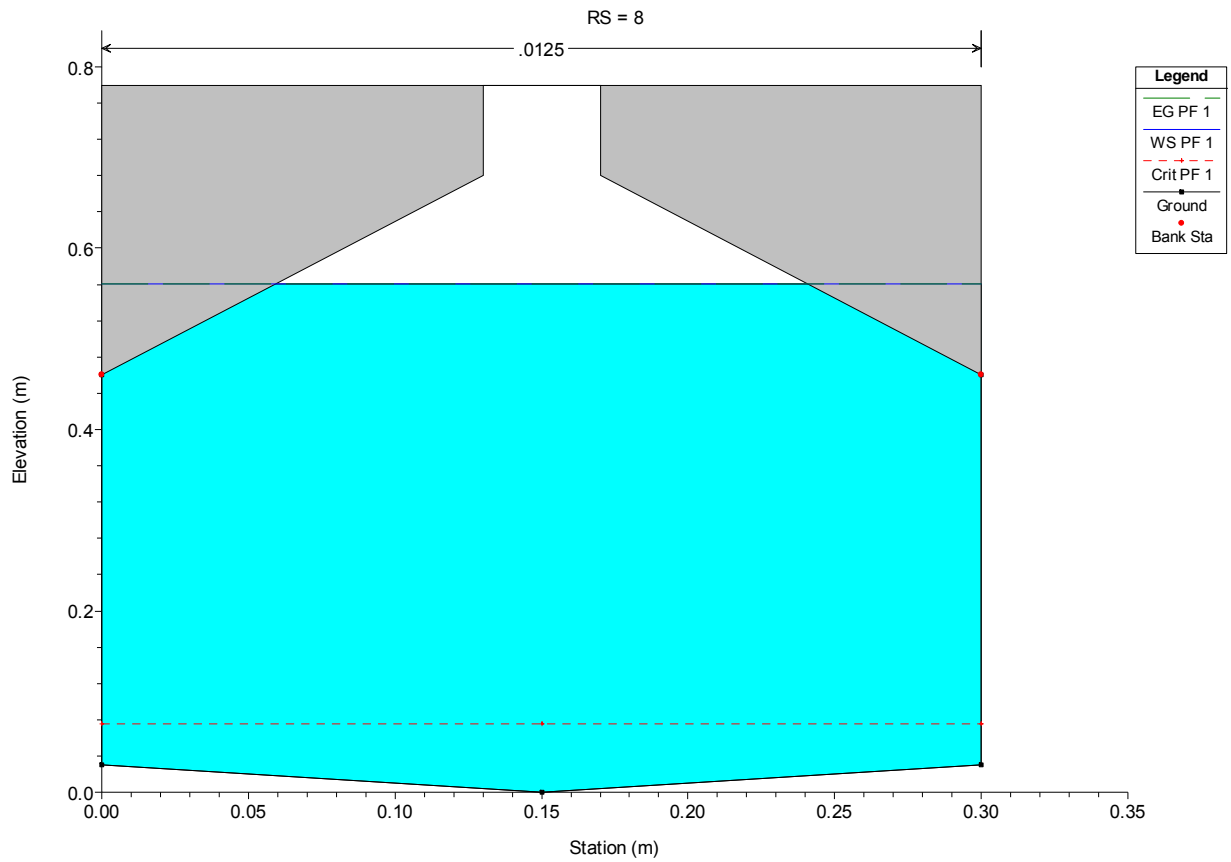


Figura 7: sezione trasversale n. 8, posta a monte della canaletta.

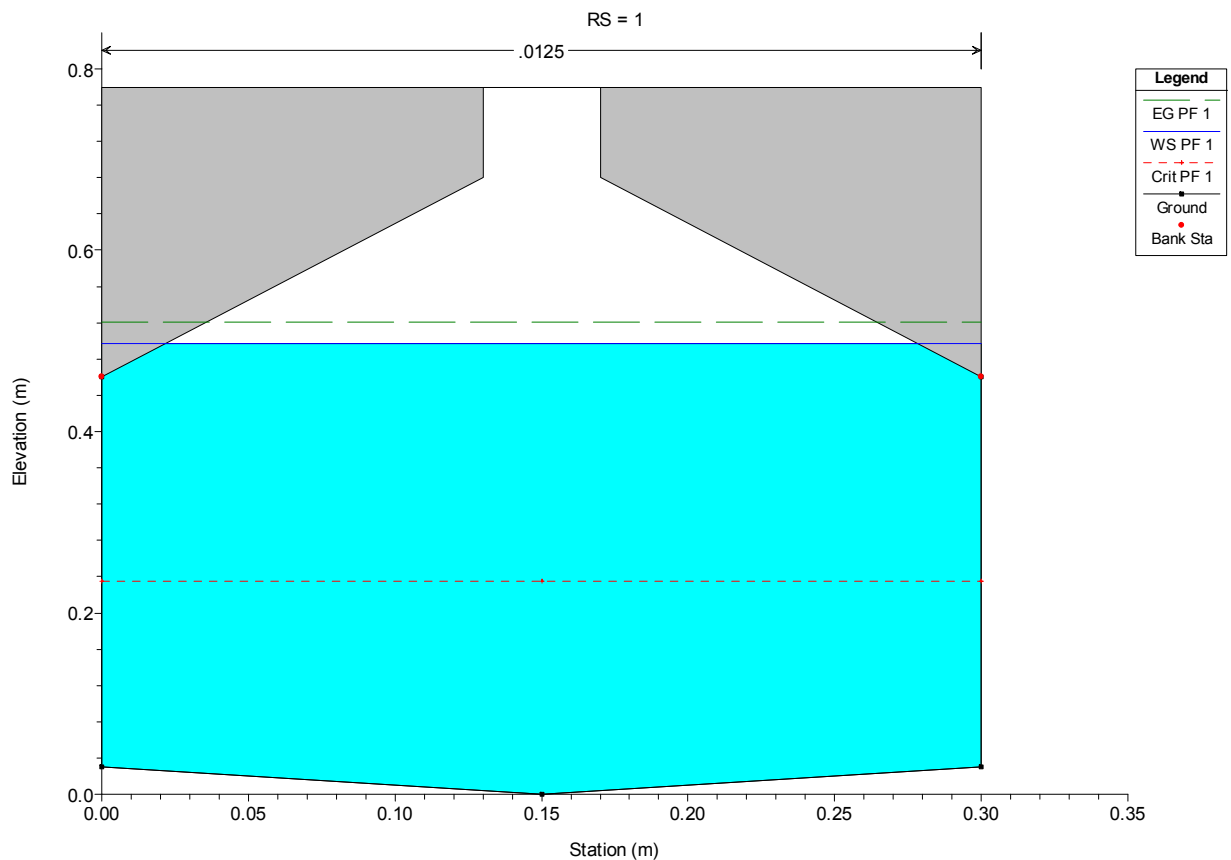


Figura 8: sezione trasversale n. 1, posta a valle della canaletta.

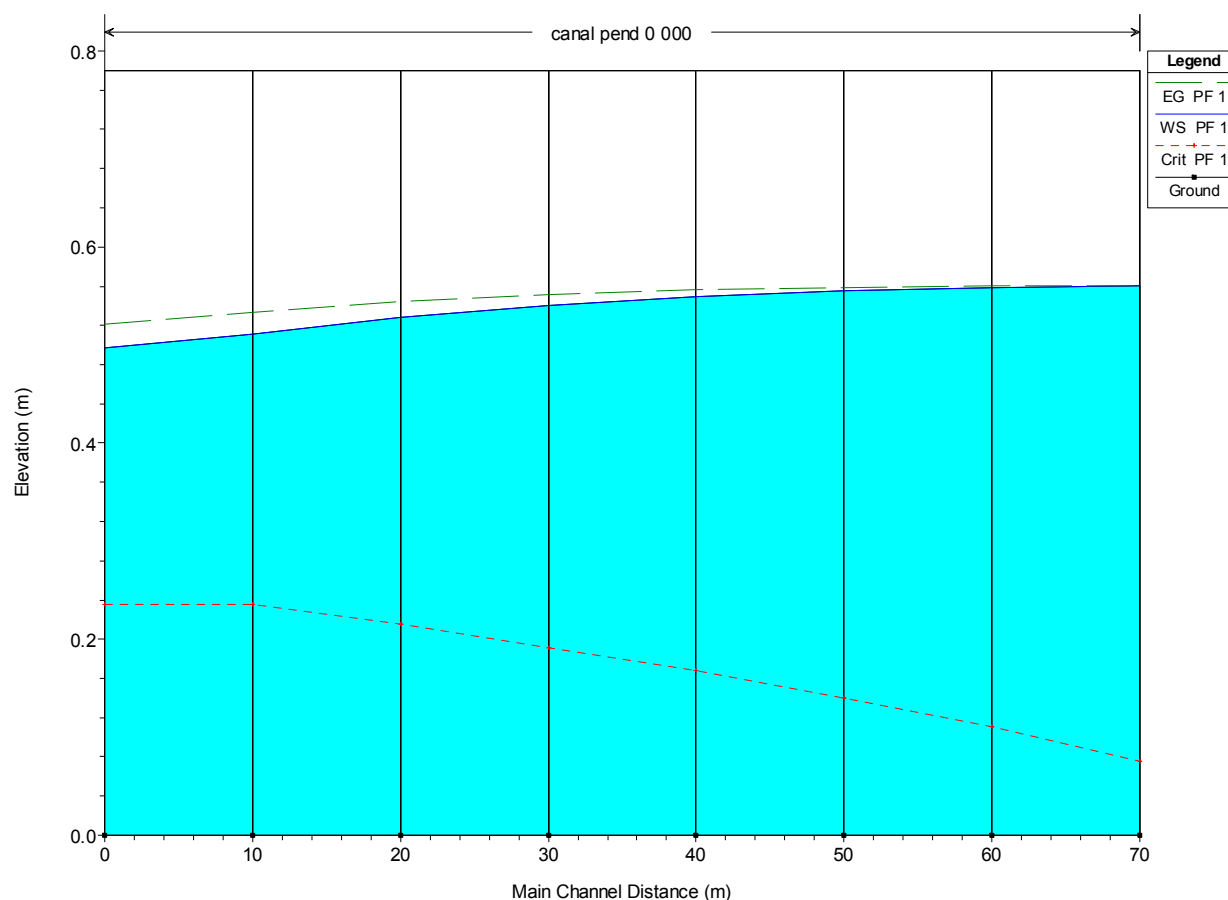


Figura 9: profilo idraulico: la sezione 8 di monte è posta a destra, in corrispondenza della progressiva a 70 m.

3.2 Pozzetti in PEMD grigliati e tubazioni in PEAD

Dove non viene posta la canaletta a fessura, la raccolta delle acque avviene tramite griglie in ghisa sferoidale, di classe di carico non inferiore alla D400, aventi sezione circolare con diametro pari a 600 mm, poste su pozzetti in polietilene a media densità (PEMD). L'interasse tra le caditoie viene fissato in relazione all'andamento altimetrico della superficie scolante ed in modo tale che ciascuna caditoia si a servizio di aree comprese tra i 100 ed i 400 m².

La capacità di smaltimento di una griglia può essere calcolata, in analogia con quanto fatto nel paragrafo precedente, considerando che nel caso di funzionamento a stramazzo la relazione che lega il carico idraulico alla portata è:

$$Q = C_q \cdot P \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} , \quad (18)$$

mentre nel caso di funzionamento a luce sotto battente è:

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} , \quad (19)$$



in cui P è il perimetro idraulicamente attivo, che per griglia circolare di diametro pari a 0,6 m è di circa 1,85 m, A è l'area delle luci libere della caditoia, che può essere assunta pari a $0,1 \text{ m}^2$, h è il carico idraulico e C_q assume il valore 0,385 nel primo caso, 0,67 nel secondo.

Riportando graficamente l'andamento di Q al variare di h , si ottiene la scala delle portate mostrata in Figura 10.

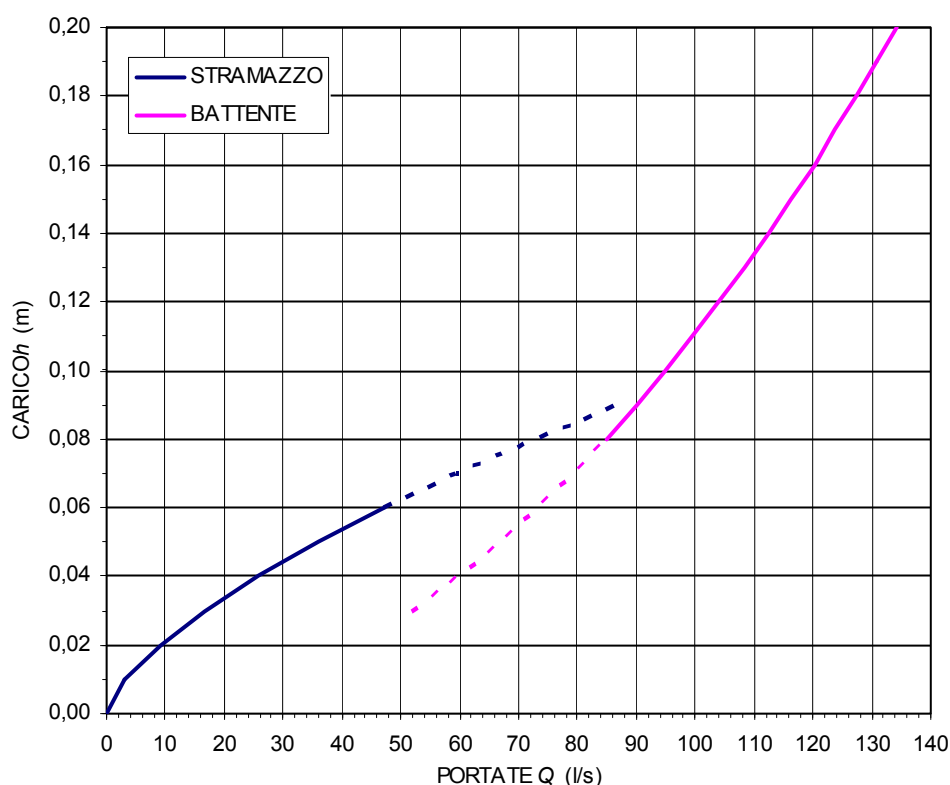


Figura 10: scala delle portate di una caditoia a griglia.

Se si considerano un coefficiente udometrico di 460 l/s·ha (valore che può essere verificato nei risultati esposti nel Paragrafo 4.3) ed un'area di 400 m^2 afferente ad una singola caditoia, situazione del tutto cautelativa, la portata da smaltire risulta essere pari a 18 l/s, corrispondente ad un carico idraulico di circa 3 cm.

I pozzetti sono predisposti per consentire l'ingresso e l'uscita di tubazioni di diametro variabile a seconda del modello e presentano forma circolare con diametro di 0,8 m, come si può vedere dalla Figura 11. In particolare, i pozzetti utilizzati nel presente progetto consentono l'innesto di tubazioni con diametro fino a 315 mm, oppure fino a 400 mm o fino a 630 mm. L'invito per le tubazioni è posto in corrispondenza del fondo del pozzetto, creando un dislivello che varia tra 1 e 3 cm tra la quota di entrata e quella di uscita.

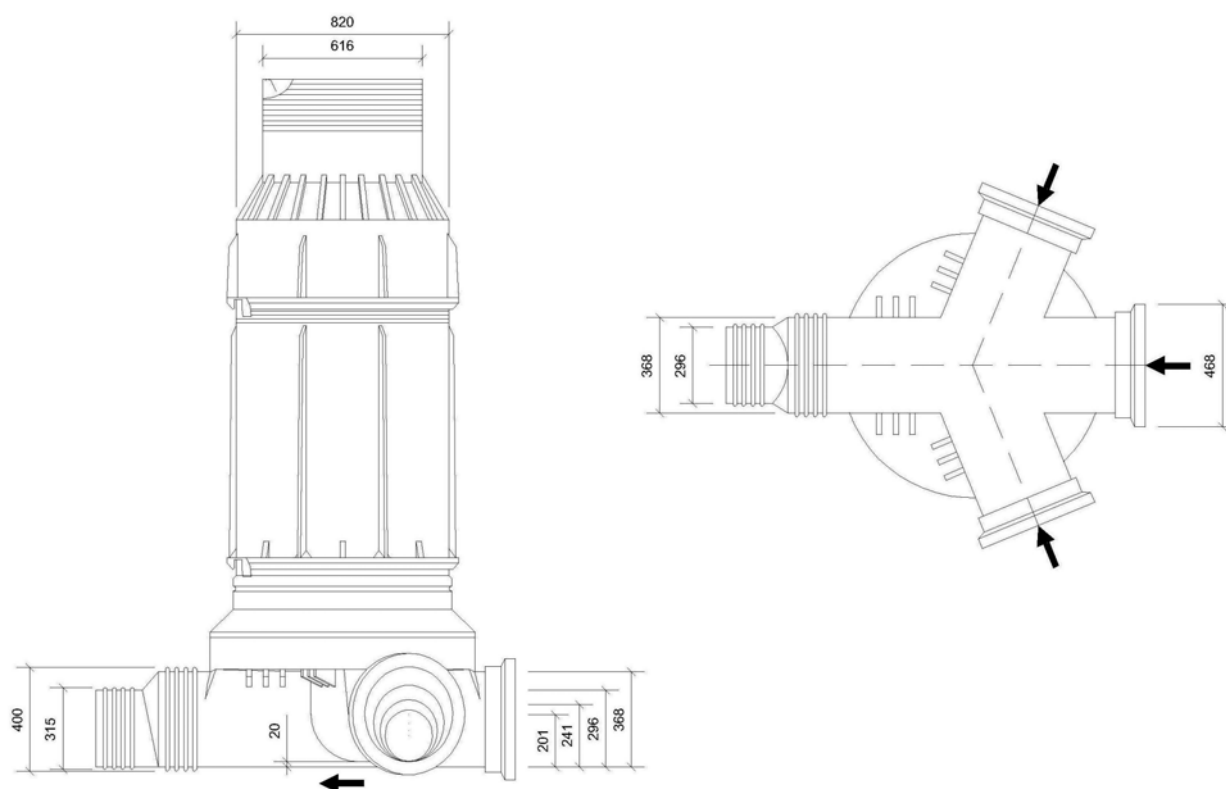


Figura 11: vista e pianta del pozzetto in PEAD a tre ingressi per tubazioni in PEAD fino a DN 400.

Le tubazioni, che collegano i vari pozzetti e che costituiscono la rete di drenaggio per l'allontanamento delle acque meteoriche, sono in PEAD a doppia parete, corrugate esternamente e lisce internamente, e presentano classe di rigidità anulare (SN) pari a 8 kN/m².

Le condotte presentano un ricoprimento minimo di circa 70 cm (legato anche alla profondità minima del pozzetto in polietilene su cui si innestano; ad esempio, nel caso di tubazioni con diametro di 315 mm, l'altezza è di 1,0 m), per assicurare una buona redistribuzione dei carichi elevati derivanti dal traffico pesante.

Per garantire la stabilità della condotta, si adotta un rinfiacco in sabbia o pietrisco nei casi in cui le tubazioni vengono posate in banchina, mentre negli altri casi, in cui le condotte sono soggette al carico diretto del flusso veicolare, vengono protette mediante lastre in calcestruzzo.

Negli elaborati grafici M.01.01÷02.0.0 viene definita la disposizione planimetrica della rete di drenaggio dei piazzali in scala 1:500, con l'indicazione della tipologia e della profondità dei pozzetti, del diametro, della lunghezza e delle quote di fondo delle tubazioni, nonché del materiale da utilizzare per il rinterro.

Per i particolari di dettaglio si veda l'elaborato M.04.01.0.0.



3.3 Zona di ricovero dei mezzi danneggiati

Nelle aree di sosta di Fratta Nord e Sud è prevista una zona dedicata al ricovero di eventuali mezzi danneggiati. In tali zone è prevista una pavimentazione impermeabile realizzata in calcestruzzo, la cui pendenza è tale da creare il punto di compluvio nella parte centrale, così da consentire la raccolta di liquidi con tipologie e concentrazioni di inquinanti differenti da quelli normalmente derivanti dal dilavamento stradale in maniera indipendente dalla rete di drenaggio del piazzale nel suo complesso. Infatti i mezzi ricoverati in tali zone potrebbero presentare delle avarie alle parti meccaniche del veicolo, con possibili perdite di oli, lubrificanti, liquidi refrigeranti, ecc., sia delle rotture al semirimorchio, con il rischio di dispersione di liquidi pericolosi di varia natura.

Per evitare la propagazione di tali possibili sversamenti, specialmente se concomitanti ad un evento meteorico, la raccolta avviene tramite una caditoia posta al centro della pavimentazione in calcestruzzo; da qui, tramite una tubazione in PEAD, le acque vengono inviate ad una cisterna monoblocco a tenuta idraulica, in cemento armato vibrato, interrata e munita di copertura con un'apertura per l'ispezione ed il prelievo. A valle della vasca prefabbricata viene posta una saracinesca, che, se lasciata aperta fa defluire i liquidi verso la rete di smaltimento delle acque del piazzale, se chiusa consente l'accumulo di un volume fino a $4\div 4,5 \text{ m}^3$ nella cisterna, evitando così che gli sversamenti accidentali vengano inviati al canale di laminazione, come avviene normalmente per le acque di dilavamento del piazzale.

La superficie destinata a zona di ricovero per i mezzi danneggiati è di circa 180 m^2 per l'area di sosta di Fratta Sud, mentre è di circa 500 m^2 per l'area di sosta di Fratta Nord: in quest'ultima area sono state previste pertanto due vasche di accumulo.

Nell'eventualità in cui lo sversamento avvenga contemporaneamente ad una precipitazione, considerando le curve di possibilità pluviometriche relative agli scrosci e ad un tempo di ritorno di 5 anni, il volume delle vasche consente di contenere, una volta chiusa la saracinesca, una precipitazione di circa 13 minuti, senza considerare il volume proprio di invaso nelle condotte.



4 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO

4.1 Premessa

L'elaborazione dei dati pluviometrici svolta al Capitolo 2 rappresenta il punto di partenza per la valutazione degli afflussi alla rete collettiva. L'assegnazione delle dimensioni alla rete di fognatura richiede, infatti, la conoscenza delle portate che affluiscono alla rete stessa dalle superfici scolanti. Le portate, le quali crescono procedendo verso valle, in dipendenza dalle caratteristiche delle superfici scolanti, sono legate all'intensità di precipitazione, la quale è definita come valore medio del rapporto tra l'altezza h della precipitazione e la sua durata τ :

$$i = \frac{h}{\tau}. \quad (20)$$

L'altezza della precipitazione è legata, come si è visto, alla sua durata attraverso l'equazione di possibilità pluviometrica, in funzione del periodo di ritorno considerato. Per il dimensionamento della rete di drenaggio si sfruttano le curve di possibilità pluviometrica relative alle piogge di durata inferiore all'ora corrispondenti ad un tempo di ritorno di 10 anni.

Per estendere la validità dell'equazione $h = a\tau^n$ ad un'area più vasta di quella posta nei dintorni della stazione di misura delle precipitazioni, si possono applicare delle modifiche ai parametri a ed n attraverso le relazioni di Puppini, le quali traggono origine dall'osservazione che l'intensità media ragguagliata di una pioggia si riduce all'aumentare dell'area S del bacino considerato.

Tali relazioni sono, per a ottenuto da τ in ore ed S in ettari ed inferiore a 1300 ha:

$$a' = a \left[1 - 0,052 \frac{S}{100} + 0,002 \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right], \quad (21)$$

$$n' = n + 0,0175 \frac{S}{100}. \quad (22)$$

Si deve ora stimare quale frazione della precipitazione venga raccolta dalla rete di collettori; si considera quindi un coefficiente di deflusso, che viene inteso come il rapporto tra il volume defluito attraverso una assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso. Con riferimento a quanto riportato nell'Allegato A alla Deliberazione della Giunta della Regione del Veneto n. 1841 del 19 giugno 2007, in cui si legge: *"I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o*



stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....)”

Nel caso in esame, si può quindi attribuire alle superfici pavimentate dei due piazzali un coefficiente di deflusso φ pari a 0,9.

Poiché si considerano dei tempi di pioggia inferiori all'ora, data anche la modesta superficie dei bacini, il coefficiente di deflusso dovrebbe essere modificato per tenere in considerazione la sua dipendenza dalla durata della precipitazione. Anziché variare φ , si può considerare, in luogo dell'esponente n , l'esponente così modificato:

$$n'' = \frac{4}{3} n . \quad (23)$$

Nella Tabella 4 vengono riportati i valori della curva di possibilità pluviometrica modificati secondo le equazioni (21), (22) e (23); per la verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche si adotteranno quindi i parametri a' ed n'' .

Area di Servizio	Superficie S (ha)	φ	a (mm/ore ⁿ)	n	a' (mm/ore ⁿ)	n'	n''
Fratta Nord	2,9452	0,9	50,529	0,362	50,452	0,363	0,483
Fratta Sud	1,3572	0,9	50,529	0,362	50,452	0,363	0,483

Tabella 4: parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica modificati in relazione all'estensione della superficie scolante e con la durata della precipitazione.

4.2 Metodo dell'invaso

Il metodo dell'invaso semplifica il problema del moto vario, supponendo la validità di alcune ipotesi. Innanzitutto viene assegnata all'equazione del moto la forma del moto uniforme; l'effetto dell'invaso viene poi simulato attraverso l'equazione dei serbatoi, in luogo della consueta equazione di continuità delle correnti unidimensionali. Infine si ipotizza una relazione lineare tra il volume V e l'area A della sezione liquida, in accordo con l'ipotesi di moto uniforme.

Si considera una superficie scolante di estensione S , attraversata da un collettore di sezione A e pendenza i . Assumendo una pioggia di durata τ , con intensità costante $j = a\tau^{n-1}$, e un coefficiente di deflusso φ , il volume che affluisce al collettore durante il tempo dt è $\varphi \cdot j \cdot S \cdot dt = p \cdot dt$, avendo posto $p = \varphi \cdot j \cdot S$. Se Q è la portata che defluisce attraverso la sezione del collettore che sottende la superficie S e dV è la variazione del volume invasato, la continuità può essere espressa nella seguente forma:



$$\begin{aligned}
 p - Q &= \frac{dV}{dt} \text{ per } t \leq \tau \\
 -Q &= \frac{dV}{dt} \text{ per } t > \tau
 \end{aligned} \tag{24}$$

La prima equazione, insieme all'equazione del moto, permette di calcolare il tempo di riempimento del collettore t_r , ossia il tempo necessario per passare da $Q = 0$ a $Q = Q_0$, dove Q_0 è la portata massima che il collettore può condurre.

Se, come di consueto, si indica con y il tirante d'acqua, con s l'ascissa, con v la velocità media, con K_s il coefficiente di Gauckler-Strickler e con R_H il raggio idraulico, l'equazione del moto è:

$$\frac{\partial y}{\partial s} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - i + \frac{v^2}{K_s^2 R_H^{\frac{4}{3}}} = 0. \tag{25}$$

In accordo con le ipotesi fatte, si assume che il fenomeno si evolva lentamente nel tempo e nello spazio, e cioè che il moto vario sia descrivibile attraverso una successione di stati di moto uniforme. I primi tre termini dell'equazione del moto risultano pertanto trascurabili rispetto agli ultimi due, e l'equazione diventa:

$$v = K_s \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}, \tag{26}$$

dalla quale si può ottenere la scala delle portate:

$$Q = Av = AK_s \left(\frac{A}{P} \right)^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \text{cost} \cdot A^\alpha, \tag{27}$$

in cui P è il perimetro bagnato e α dipende dalla forma della sezione del collettore.

Malgrado il volume d'invaso non si concentri solo nel collettore, ma sia anche diffuso sulla superficie scolante, si assume che il volume V sia direttamente proporzionale all'area A della sezione liquida, e cioè che sia $\frac{V}{V_0} = \frac{A}{A_0}$, essendo V_0 ed A_0 il massimo volume e la massima area.

Si ha quindi $\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^\alpha$, e di conseguenza:

$$V = V_0 \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^{\frac{1}{\alpha}}. \tag{28}$$

Si può quindi riscrivere la prima delle equazioni di continuità (24), ricordando che $\frac{dV}{dt} = \frac{dV}{dQ} \frac{dQ}{dt}$:



$$p - Q = \frac{V_0 Q^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}}{\alpha Q_0^{\frac{1}{\alpha}}} \frac{dQ}{dt}, \quad (29)$$

da cui si ottiene la:

$$dt = \frac{V_0}{\alpha Q_0^{\frac{1}{\alpha}}} \frac{Q^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}}{p - Q} dQ. \quad (30)$$

Per le condotte chiuse, si ammette una relazione lineare tra il volume e la portata; assumendo, quindi, $\alpha = 1$, la relazione precedente risulta notevolmente semplificata:

$$dt = \frac{V_0}{Q_0} \frac{dQ}{p - Q}. \quad (31)$$

Assumendo che l'afflusso alla rete p sia costante, essa può essere integrata a partire dalla condizione di $Q = 0$ per $t = 0$, fino alla condizione $Q = Q_0$ per $t = t_r$, potendo così calcolare il tempo di riempimento:

$$t_r = \frac{V_0}{Q_0} \ln \frac{p}{p - Q_0} = \frac{V_0}{Q_0} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}, \quad (32)$$

avendo posto $\varepsilon = \frac{p}{Q_0}$.

Per una prefissata durata di pioggia, è $\varepsilon = \frac{p}{Q_0} = \frac{\varphi S j}{Q_0} = \frac{\varphi S a \tau^{n-1}}{Q_0}$, e cioè:

$$\tau = \left(\frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{\frac{1}{n-1}}. \quad (33)$$

Imponendo la condizione $\tau = t_r$, si ottiene:

$$V_0 = \frac{Q_0}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \left(\frac{\varepsilon Q_0}{\varphi S a} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \frac{S}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \left(\frac{\varepsilon u}{\varphi a} \right)^{\frac{1}{n-1}}, \quad (34)$$

ricordando che $u = \frac{Q_0}{S}$ è il *coefficiente udometrico*.

Definendo $v_0 = \frac{V_0}{S}$, si ricava che:

$$u = \varepsilon^{\frac{1}{n}} \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^{\frac{n-1}{n}} \frac{(\varphi a)^{\frac{1}{n}}}{V_0^{\frac{1-n}{n}}}, \quad (35)$$

e da questa si può ricavare, noto n , il valore di ε corrispondente all'evento che sollecita maggiormente la rete, ponendo la condizione $\frac{du}{d\varepsilon} = 0$, la quale porta alla:



$$n = 1 + (\varepsilon + 1) \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon}. \quad (36)$$

A questo punto, ponendo:

$$K_c = \left(\frac{10 \cdot \varphi \cdot a}{\varepsilon \cdot 3,6^n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}, \quad (37)$$

valida per v_0 in $\frac{\text{m}^3}{\text{ha}}$, S in ha, a in $\frac{\text{mm}}{\text{ore}^n}$ e u in $\frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$, si ricava che:

$$u = \left(\frac{K_c}{v_0} \right)^{\frac{1-n}{n}}. \quad (38)$$

Come si può osservare dall'equazione (38), il coefficiente udometrico, e quindi le portate finali, dipende dalla stima del volume specifico v_0 , tanto che piccole variazioni del volume v_0 possono portare a notevoli variazioni di u , valutabili, a parità di K_c , in proporzione al termine $\frac{1-n}{n}$, ottenuto dalla differenziazione $\frac{du}{u} = -\frac{1-n}{n} \frac{dv_0}{v_0}$.

Per le reti di fognatura, il volume specifico d'invaso v_0 è dato dalla somma del volume v_c d'invaso contenuto nelle condotte poste a monte della sezione considerata, e conteggiabile come $v_c = \frac{AL}{S}$, e del volume specifico dei cosiddetti *piccoli invasi* v_s , ossia del volume del velo idrico sulla superficie scolante, nelle caditoie stradali, nei ristagni in avvallamenti, ecc., il quale può essere valutabile in $v_s = 40 \frac{\text{m}^3}{\text{ha}}$ (equivalente ad un velo d'acqua distribuito sulla superficie di 4 mm).

Una volta ricavato il valore $v_0 = v_c + v_s$, si calcola il coefficiente udometrico u , che diminuisce all'aumentare della superficie scolante, e quindi si ottiene la portata $Q = uS$.

4.3 Verifica della rete

Per eseguire la verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche, è stata valutata la superficie afferente a ciascun pozzetto e, di conseguenza, a ciascuna condotta. La disposizione planoaltimetrica delle condotte dipende da diversi vincoli, quali la necessità di convogliare tutte le acque verso le aree di laminazione, aventi una determinata quota di fondo e di riempimento (a tal proposito si veda il Capitolo 5), l'andamento altimetrico dei piazzali stessi, con l'esigenza di garantire un ricoprimento minimo delle tubazioni di 70 cm, la posizione delle linee di compluvio, nonché la



necessità di allontanare le acque raccolte dalle canalette a fessura poste nelle porzioni in piano.

In accordo con quanto prescritto dalla Circ. Min. LL.PP. 11633/74, secondo la quale il diametro minimo previsto per le reti di fognatura bianca è pari a 0,30 m, il collettore principale è stato dimensionato a partire dal DN315 reperibile in commercio.

Le pendenze sono state assegnate in modo tale da rispettare la quota di scarico vincolata alla quota di laminazione nelle aree di lagunaggio e per assicurare quasi ovunque una velocità di scorrimento non inferiore a 0,5 m/s, in modo tale da evitare eventuali depositi di materiale, e non superiore a 4,0 m/s, per evitare problemi di abrasione al fondo.

Una volta definite le caratteristiche di diametro, lunghezza e pendenza delle condotte, applicando il metodo dell'invaso, si ricava il grado di riempimento della sezione della tubazione, che dovrebbe avvicinarsi al 70%.

Il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Si fa osservare che se si considera la condizione di condotte non più nuove e con delle incrostazioni, il coefficiente di Gauckler-Strickler diminuisce e può essere considerato pari a $65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, comportando un incremento del grado di riempimento y/D all'interno delle tubazioni dell'ordine del 15%.

Si riportano nei paragrafi seguenti le verifiche delle condotte numerate in accordo agli elaborati grafici M.01.01÷02.0.0.



4.3.1 Area di Sosta di Fratta Nord

Con riferimento al procedimento descritto nel Paragrafo 4.2, per l'area di servizio di Fratta Nord le quantità costanti utilizzate per la verifica della rete di drenaggio assumono i seguenti valori:

- coefficiente di deflusso: $\varphi = 0,9$;
- coefficiente a della curva di possibilità pluviometrica modificato secondo la relazione di Puppini: $a' = 50,452 \text{ mm/ore}^n$;
- esponente n della curva di possibilità pluviometrica modificato secondo le relazioni del Paragrafo 4.1: $n'' = 0,483$;
- fattore ε : $\varepsilon = 1,431$;
- fattore K_c : $K_c = 17463$;
- coefficiente di Gauckler-Strickler: $K_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

In Tabella 5 vengono riportati i valori di portata e velocità all'interno delle condotte, nonché il diametro, la pendenza e la lunghezza assegnati a ciascun tratto, la superficie di riferimento, i volumi specifici invasati, il coefficiente udometrico ed il grado di riempimento ottenuto.

n° condotta	L (m)	S (m^2)	D_{est} / D_{int} (mm)	D_{int} (m)	i	y/D	A/D^2	R_H/D	v_c (m^3/ha)	v_s (m^3/ha)	v_0 (m^3/ha)	u (l/sha)	Q (l/s)	v (m/s)	y (m)
1	9	145	315/271	0,271	0,0030	0,293	0,192	0,168	8,75	40,0	48,75	541,97	7,86	0,56	0,079
2	29	282	315/271	0,271	0,0030	0,358	0,253	0,197	23,57	40,0	63,57	407,91	11,52	0,62	0,097
3	8	415	315/271	0,271	0,0030	0,453	0,346	0,234	20,91	40,0	60,91	427,01	17,69	0,70	0,123
4a	16	133	315/271	0,271	0,0030	0,264	0,165	0,153	14,58	40,0	54,58	480,17	6,36	0,53	0,071
4	12	293	315/271	0,271	0,0030	0,396	0,289	0,212	15,32	40,0	55,32	473,36	13,87	0,65	0,107
5	22	375	315/271	0,271	0,0030	0,411	0,304	0,219	25,09	40,0	65,09	397,73	14,89	0,67	0,111
6	21	874	315/271	0,271	0,0030	0,651	0,542	0,288	30,25	40,0	70,25	366,52	31,87	0,80	0,177
7	9	76	315/271	0,271	0,0030	0,208	0,118	0,125	10,26	40,0	50,26	524,48	3,97	0,46	0,056
8	22	1067	400/343	0,343	0,0030	0,480	0,372	0,243	34,55	40,0	74,55	343,96	36,68	0,84	0,165
9	7	1186	400/343	0,343	0,0020	0,579	0,471	0,273	34,35	40,0	74,35	344,91	40,88	0,74	0,199
10	7	59	315/271	0,271	0,0030	0,186	0,101	0,113	8,79	40,0	48,79	541,50	3,18	0,43	0,050
11	26	164	315/271	0,271	0,0030	0,271	0,172	0,157	23,17	40,0	63,17	410,65	6,74	0,53	0,073
12	7	114	315/271	0,271	0,0030	0,263	0,165	0,153	7,43	40,0	47,43	558,09	6,35	0,53	0,071
13	20	371	315/271	0,271	0,0030	0,411	0,304	0,219	24,58	40,0	64,58	401,07	14,89	0,67	0,111
14	7	413	315/271	0,271	0,0030	0,430	0,322	0,226	26,09	40,0	66,09	391,24	16,10	0,68	0,116
15	10	463	315/271	0,271	0,0030	0,449	0,341	0,233	28,69	40,0	68,69	375,43	17,40	0,69	0,122
16a	31	78	315/271	0,271	0,0030	0,180	0,096	0,110	27,98	40,0	67,98	379,65	2,96	0,42	0,049
16b	13	179	315/271	0,271	0,0030	0,286	0,185	0,164	22,06	40,0	62,06	418,53	7,47	0,55	0,077
16	17	293	315/271	0,271	0,0030	0,362	0,257	0,199	24,42	40,0	64,42	402,14	11,79	0,63	0,098
17	23	926	315/271	0,271	0,0030	0,667	0,556	0,291	32,22	40,0	72,22	355,84	32,92	0,81	0,181
18	23	1076	400/343	0,343	0,0040	0,439	0,332	0,229	36,07	40,0	76,07	336,61	36,20	0,93	0,150
19	28	2492	400/343	0,343	0,0050	0,709	0,595	0,297	33,88	40,0	73,88	347,26	86,50	1,24	0,243
20	17	79	315/271	0,271	0,0025	0,205	0,116	0,123	18,32	40,0	58,32	447,34	3,53	0,42	0,056
21	23	207	315/271	0,271	0,0025	0,316	0,213	0,178	24,39	40,0	64,39	402,35	8,31	0,53	0,086
22	13	294	315/271	0,271	0,0030	0,360	0,255	0,198	25,44	40,0	65,44	395,43	11,65	0,62	0,098
23	29	454	315/271	0,271	0,0030	0,432	0,325	0,227	31,73	40,0	71,73	358,46	16,28	0,68	0,117
24	4	3111	500/427	0,427	0,0030	0,636	0,527	0,285	36,89	40,0	76,89	332,76	103,43	1,08	0,271
25	18	3305	500/427	0,427	0,0030	0,661	0,551	0,290	37,33	40,0	77,33	330,71	109,40	1,09	0,282
26	25	3499	500/427	0,427	0,0030	0,663	0,553	0,291	41,24	40,0	81,24	313,70	109,93	1,09	0,283
27	54	1770	400/343	0,343	0,0060	0,621	0,513	0,282	18,41	40,0	58,41	446,61	78,85	1,31	0,213
28	15	4136	580/500	0,500	0,0040	0,690	0,578	0,295	13,12	40,0	53,12	494,35	204,11	1,41	0,345
29	12	4956	580/500	0,500	0,0040	0,782	0,659	0,304	14,94	40,0	54,94	476,85	237,28	1,44	0,391
30	54	2142	400/343	0,343	0,0060	0,720	0,606	0,299	17,96	40,0	57,96	450,30	96,67	1,36	0,247
31	9	4307	580/500	0,500	0,0040	0,724	0,609	0,299	12,11	40,0	52,11	504,56	217,24	1,43	0,362



<i>n° condotta</i>	<i>L (m)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>D_{est} / D_{int} (mm)</i>	<i>D_{int} (m)</i>	<i>i</i>	<i>y/D</i>	<i>A/D²</i>	<i>R_H/D</i>	<i>v_c (m³/ha)</i>	<i>v_s (m³/ha)</i>	<i>v₀ (m³/ha)</i>	<i>u (l/sha)</i>	<i>Q (l/s)</i>	<i>v (m/s)</i>	<i>y (m)</i>
32	12	4965	580/500	0,500	0,0040	0,782	0,659	0,304	14,49	40,0	54,49	481,04	237,28	1,44	0,391
33	54	2144	400/343	0,343	0,0060	0,720	0,606	0,299	17,94	40,0	57,94	450,44	96,67	1,36	0,247
34	9	4224	580/500	0,500	0,0040	0,711	0,597	0,298	12,29	40,0	52,29	502,76	212,19	1,42	0,356
35	12	4879	580/500	0,500	0,0040	0,769	0,648	0,303	14,63	40,0	54,63	479,77	233,11	1,44	0,385
36	54	2070	400/343	0,343	0,0060	0,699	0,586	0,296	18,00	40,0	58,00	449,96	93,08	1,35	0,240
37	9	4237	580/500	0,500	0,0040	0,716	0,602	0,298	11,99	40,0	51,99	505,85	214,15	1,42	0,358
38	12	4967	580/500	0,500	0,0040	0,791	0,666	0,304	14,25	40,0	54,25	483,30	240,06	1,44	0,396
39	19	1104	400/343	0,343	0,0025	0,670	0,559	0,292	11,32	40,0	51,32	512,89	56,71	0,86	0,230
40	20	1270	400/343	0,343	0,0025	0,655	0,545	0,289	19,95	40,0	59,95	434,32	55,00	0,86	0,225
41	13	1377	400/343	0,343	0,0025	0,658	0,548	0,290	24,49	40,0	64,49	401,68	55,33	0,86	0,226
42	14	69	315/271	0,271	0,0030	0,189	0,103	0,115	15,36	40,0	55,36	472,94	3,28	0,43	0,051
43	8	144	315/271	0,271	0,0030	0,274	0,175	0,159	14,51	40,0	54,51	480,91	6,92	0,54	0,074
44	12	244	315/271	0,271	0,0030	0,350	0,245	0,194	17,41	40,0	57,41	454,88	11,05	0,61	0,095
45	13	385	315/271	0,271	0,0030	0,442	0,335	0,230	19,33	40,0	59,33	439,16	16,93	0,69	0,120
46	13	677	315/271	0,271	0,0030	0,629	0,521	0,284	18,34	40,0	58,34	447,19	30,32	0,79	0,171
47	14	1197	400/343	0,343	0,0025	0,746	0,628	0,301	8,65	40,0	48,65	543,16	65,13	0,88	0,256
48	14	1303	400/343	0,343	0,0025	0,712	0,598	0,298	15,50	40,0	55,50	471,67	61,49	0,87	0,244
49	13	1407	400/343	0,343	0,0025	0,700	0,587	0,296	20,74	40,0	60,74	428,27	60,18	0,87	0,240
50	18	117	315/271	0,271	0,0030	0,242	0,147	0,143	16,59	40,0	56,59	462,00	5,40	0,50	0,066
51	12	238	315/271	0,271	0,0030	0,347	0,242	0,192	17,12	40,0	57,12	457,42	10,86	0,61	0,094
52	18	156	315/271	0,271	0,0030	0,283	0,183	0,163	15,47	40,0	55,47	472,01	7,33	0,55	0,077
53	12	286	315/271	0,271	0,0030	0,383	0,277	0,207	16,97	40,0	56,97	458,69	13,08	0,64	0,104

Tabella 5: verifica delle condotte della rete di smaltimento delle acque meteoriche del piazzale di Fratta Nord, di cui alla planimetria in scala 1:500 riportata nell'elaborato M.01.01.0.0.

4.3.2 Area di Sosta di Fratta Sud

Con riferimento al procedimento descritto nel Paragrafo 4.2, per l'area di servizio di Fratta Sud le quantità costanti utilizzate per la verifica della rete di drenaggio assumono i seguenti valori:

- coefficiente di deflusso: $\varphi = 0,9$;
- coefficiente a della curva di possibilità pluviometrica modificato secondo la relazione di Puppini: $a' = 50,452 \text{ mm/ore}^n$;
- esponente n della curva di possibilità pluviometrica modificato secondo le relazioni del Paragrafo 4.1: $n'' = 0,483$;
- fattore ε : $\varepsilon = 1,431$;
- fattore K_c : $K_c = 17383$;
- coefficiente di Gauckler-Strickler: $K_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

In Tabella 6 vengono riportati i valori di portata e velocità all'interno delle condotte, nonché il diametro, la pendenza e la lunghezza assegnati a ciascun tratto, la superficie di riferimento, i volumi specifici invasati, il coefficiente udometrico ed il grado di riempimento ottenuto.

n° condotta	L_{totale} (m)	$Stotale$ (m^2)	D_{est} / D_{int} (mm)	D_{int} (m)	i	y/D	A/D^2	R_H/D	v_c (m^3/ha)	v_s (m^3/ha)	v_0 (m^3/ha)	u (l/sha)	Q (l/s)	v (m/s)	y (m)
1	15	115	315/271	0,271	0,0030	0,246	0,150	0,144	14,34	40,0	54,34	482,48	5,55	0,51	0,067
2	16	315	315/271	0,271	0,0030	0,406	0,300	0,217	16,41	40,0	56,41	463,57	14,56	0,66	0,110
3	25	71	315/271	0,271	0,0030	0,177	0,094	0,108	24,23	40,0	64,23	403,42	2,86	0,42	0,048
4	8	240	315/271	0,271	0,0030	0,390	0,284	0,210	6,95	40,0	46,95	564,20	13,53	0,65	0,106
5	14	706	315/271	0,271	0,0030	0,635	0,526	0,285	19,78	40,0	59,78	435,67	30,69	0,80	0,172
6	16	160	315/271	0,271	0,0030	0,291	0,190	0,167	13,96	40,0	53,96	486,07	7,76	0,56	0,079
7	13	306	315/271	0,271	0,0030	0,400	0,293	0,214	16,46	40,0	56,46	463,15	14,16	0,66	0,108
8	26	225	315/271	0,271	0,0030	0,330	0,226	0,185	19,17	40,0	59,17	440,41	9,87	0,60	0,089
9	54	1975	400/343	0,343	0,0050	0,712	0,598	0,298	19,23	40,0	59,23	439,93	86,95	1,24	0,244
10	2	4100	580/500	0,500	0,0040	0,722	0,607	0,299	1,48	40,0	41,48	644,22	216,19	1,43	0,361
11	37	5525	580/500	0,500	0,0040	0,809	0,681	0,304	18,82	40,0	58,82	443,25	245,36	1,44	0,404
12	54	1980	400/343	0,343	0,0050	0,712	0,598	0,298	19,19	40,0	59,19	440,32	86,95	1,24	0,244
13	2	3780	580/500	0,500	0,0040	0,670	0,560	0,292	10,79	40,0	50,79	518,66	196,14	1,40	0,335
14	37	5515	580/500	0,500	0,0040	0,791	0,666	0,304	18,57	40,0	58,57	445,25	240,07	1,44	0,396
15	7	275	315/271	0,271	0,0030	0,426	0,319	0,224	5,95	40,0	45,95	577,29	15,84	0,68	0,115
16	7	425	315/271	0,271	0,0030	0,527	0,419	0,258	8,92	40,0	48,92	539,86	22,91	0,74	0,143
16a	6	244	315/271	0,271	0,0030	0,404	0,297	0,216	5,36	40,0	45,36	585,32	14,40	0,66	0,109
17	18	260	315/271	0,271	0,0030	0,377	0,271	0,205	13,79	40,0	53,79	487,78	12,71	0,64	0,102
18	15	255	315/271	0,271	0,0030	0,381	0,275	0,206	11,86	40,0	51,86	507,19	12,93	0,64	0,103
19	10	530	315/271	0,271	0,0030	0,578	0,471	0,272	12,23	40,0	52,23	503,38	26,65	0,77	0,157
20	28	965	315/271	0,271	0,0040	0,691	0,579	0,295	22,78	40,0	62,78	413,42	39,95	0,94	0,187
21	17	1090	315/271	0,271	0,0040	0,716	0,602	0,298	27,06	40,0	67,06	385,21	41,83	0,95	0,194

Tabella 6: verifica delle condotte della rete di smaltimento delle acque meteoriche del piazzale di Fratta Sud, di cui alla planimetria in scala 1:500 riportata nell'elaborato M.01.02.0.0.



5 LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

5.1 Premessa

In accordo con le indicazioni fornite dal Consorzio di Bonifica competente territorialmente, i volumi d'acqua restituiti ai corpi idrici superficiali devono essere tali da garantire l'invarianza idraulica del territorio, e cioè si deve evitare che l'incremento della superficie impermeabilizzata provochi un aumento delle portate scaricate.

In particolare, il Consorzio di Bonifica Pianura Veneta tra Livenza e Tagliamento per le aree di sosta di Fratta Nord e Sud ha indicato un valore di riferimento pari a 10 l/s·ha: tale coefficiente udometrico, che viene usualmente adottato per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio delle acque piovane dai comprensori di bonifica, rappresenta la portata meteorica scaricabile nella rete idrografica superficiale per unità di superficie oggetto della trasformazione, in concomitanza di eventi caratterizzati da un tempo di ritorno di 30 anni;

Al fine di rispettare tale indicazione, avente lo scopo di evitare l'effetto di accelerazione del deflusso conseguente all'antropizzazione del territorio, e quindi di ridurre il rischio idraulico, sono stati previsti dei "canali di laminazione", ossia dei bacini di invaso in grado di raccogliere e laminare le portate meteoriche, perché possano essere restituite nelle quantità indicate e successivamente all'evento piovoso.

Pertanto, per ciascuna area di sosta, è stata individuata un'area da destinare alla realizzazione di un canale in grado di contenere il volume d'acqua così come calcolato nel Paragrafo 5.2 seguente.

Il fondo del lagunaggio è posto ad una profondità media pari a circa 1,5 m al di sotto del piano campagna e viene impermeabilizzato tramite l'utilizzo di una guaina, avente uno spessore complessivo di 5 cm, composta da un geocomposito bentonitico confinato tra due geomembrane impermeabili. La quota di fondo è assunta costante, ma può presentare una lieve pendenza verso la stazione di sollevamento in accordo con l'andamento del terreno.

Poiché il fondo del bacino di laminazione è generalmente posto sotto falda, la guaina impermeabilizzante è ricoperta da uno spessore variabile tra 100 cm. (Fratta Nord) e 180 cm. (Fratta Sud) di terreno vegetale, in grado di contrastare la sottospinta.

La verifica nei confronti del pericolo di sollevamento del fondo scavo dovuto alle sottopressioni agenti alla base del pacchetto impermeabile, si trova nella relazione geotecnica allegata al progetto.

Lungo le scarpate dei bacini, aventi pendenza variabile tra 1:1 e 3:2 (H/V), si prevede, al di sotto del terreno vegetale, una geogriglia tridimensionale in poliestere ad elevato modulo con rivestimento polimerico, avente la funzione di evitare lo scivolamento.



Si assume che il volume utile d'invaso sia raggiunto con un riempimento di un metro d'acqua e che il rimanente volume disponibile costituisca un franco di sicurezza. Inoltre una tubazione di diametro adeguato consente lo scarico di troppo pieno, che interviene in caso di malfunzionamento del sistema di pompaggio che precede l'impianto di trattamento delle acque. La condotta per il troppo pieno viene posta ad una quota superiore a quella di laminazione (posta ad 1 m dal fondo finito del lagunaggio), compatibilmente con la quota del recettore, e viene munita di valvola antiriflusso al fine di evitare che il canale possa rigurgitare nel bacino.

5.2 Calcolo dei volumi di laminazione

Per determinare il volume da assegnare ai bacini di laminazione, sono stati considerati gli eventi piovosi di durata oraria che possono essere mediamente superati ogni 30 anni, avvalendosi delle curve di possibilità pluviometrica ricavate nel Capitolo 2.

Con riferimento alla superficie scolante S ed alla portata specifica q_u (in $l/s \cdot ha$) pompata e quindi scaricata nel recettore, il calcolo del volume di laminazione V_l si effettua massimizzando rispetto al tempo di pioggia τ (in ore) l'equazione di bilancio dei volumi, valida nell'ipotesi di iniziare il pompaggio contestualmente all'evento piovoso:

$$V_l(\tau) = \max(V_p(\tau) - V_u(\tau)), \quad (39)$$

in cui il volume V_p è il volume piovuto e V_u è il volume pompato, calcolabili come

$$V_p(\tau) = a \cdot \tau^n \cdot S \cdot \varphi, \quad (40)$$

$$V_u(\tau) = q_u \cdot 3600 \cdot \tau \cdot S. \quad (41)$$

Si fa notare che l'approccio adottato in accordo alla (40) conduce a valutazioni di V_l in favore di sicurezza, non tenendo conto degli effetti di laminazione nella rete di drenaggio dei piazzali; essa è a rigore valida nel caso in cui il tempo di corrivazione si piccolo rispetto al tempo di pioggia, condizione questa verificata, risultando il tempo di corrivazione della rete dell'ordine della quindicina di minuti, mentre la durata dell'evento meteorico più gravoso è valutabile in qualche ora.

La risoluzione della (40) può essere svolta considerando una superficie unitaria e quindi ricercando il volume di invaso specifico per ciascuna curva di possibilità pluviometrica determinata, una volta fissato il coefficiente udometrico in uscita. Il volume da invasare può quindi essere ottenuto moltiplicando la superficie scolante di ciascun piazzale moltiplicata per il coefficiente di deflusso, assunto pari a 0,9, a cui si aggiunge la superficie totale occupata dal canale stesso.

Tale volume viene infine moltiplicato per un coefficiente di sicurezza pari ad 1,2 in modo tale da prendere in considerazione una diminuzione del volume utile nel canale in seguito alla crescita di piante e al deposito di materiale e la perdita di volume derivante



dal tempo di innesco del pompaggio, oltre che per tenere presente un tendenziale aumento delle intensità degli eventi meteorici rilevati (Paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

In accordo con quanto prescritto dal Consorzio di Bonifica Pianura Veneta, la portata specifica restituibile alla rete idrografica superficiale è di 10 l/s-ha, e pertanto è stata risolta l'equazione (40) proprio con tale valore. Il volume di laminazione risulta maggiore di quello calcolato nel paragrafo precedente, e cioè 910 m³/ha.

Nella Tabella 7 e nella Figura 12 sono riportati i risultati.

Come si può notare, nel caso dell'area di servizio di Fratta Sud, il tirante di laminazione deve essere aumentato ad 1,1 m per raggiungere il volume necessario in relazione alla superficie disponibile per la realizzazione del canale di laminazione.

Area di Sosta	a (mm/ore ⁿ)	n	V_l (m ³ /ha)	S piazzale (ha)	S canale (ha)	V_{invaso} (m ³)	Superf. media canale (m ²)	Tirante di laminazione (m)	Portata sollevata (l/s)	Recettore
Fratta Nord	58,784	0,345	910	2,9870	0,4966	3480	3500	1,00	30	Canale minore → Canale Braida
Fratta Sud	58,784	0,345	910	1,3565	0,1863	1540	1400	1,10	15	Roggia Lugugnana

Tabella 7: determinazione dei volumi di invaso per le aree di sosta di Fratta Nord e Fratta Sud (i parametri a ed n sono riferiti agli eventi di durata oraria con periodo di ritorno di 30 anni).



FRATTA NORD E FRATTA SUD

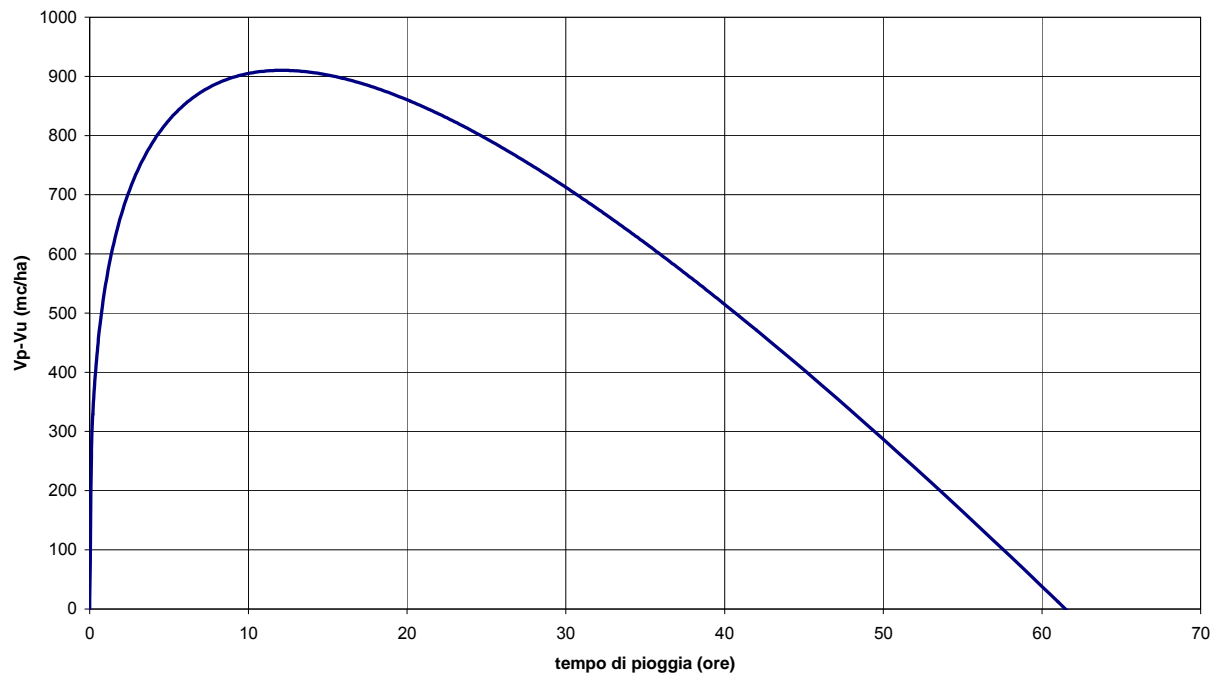


Figura 12: andamento del volume specifico di laminazione al variare della durata dell'evento piovoso per le aree di sosta di Fratta Nord e Fratta Sud.



6 SISTEMA DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Una volta laminate le portate in arrivo dalle aree destinate a parcheggio nel canale di invaso, queste devono essere opportunamente depurate prima di essere inviate ai corpi idrici superficiali individuati come recettori, per rispettare i limiti di emissione imposti dalla Tabella 3 dell'Allegato 5 al D.Lgs. 152/2006 (di cui alla Tabella 8).

Il sistema di trattamento è composto da una vasca in cui vengono alloggiare le pompe per il sollevamento delle acque dal canale di laminazione ed il successivo invio al disoleatore prefabbricato. Il disoleatore, pertanto, funziona con una portata entrante costante, migliorandone l'efficienza.

A valle del disoleatore è previsto un pozzetto per il campionamento delle acque trattate ed infine lo scarico a gravità nel canale più vicino, con la portata fissata dal Consorzio.

Per proteggere dalla possibile erosione i canali recettori in corrispondenza dello scarico puntuale, si prevede di proteggerne le sponde ed il fondo con pietrame compatto calcareo non gelivo, avente dimensione caratteristica di 25÷30 cm e peso dell'ordine dei 40÷50 kg, eventualmente intasato con materiale di minor pezzatura o mediante calcestruzzo.

Nei paragrafi seguenti vengono descritte le varie parti che compongono gli impianti di trattamento, i cui schemi sono rappresentati negli elaborati M.02.01÷02.0.0.

6.1 Caratterizzazione delle acque meteoriche

Le acque meteoriche di dilavamento stradale, specialmente nei primi minuti dell'evento piovoso, raccolgono gli inquinanti presenti sulla pavimentazione e, se non opportunamente raccolte e trattate, possono convogliare al reticolo idrografico elementi inquinanti di varia natura, tra i quali i principali sono raccolti nella Tabella 8.



Agente inquinante	Principali fonti di emissione	Unità di misura	Tabella 3 dell'Allegato 5 al D.Lgs 152/2006 "Valori limite di emissione in acque superficiali"
Cloruri	Prodotti antigelo	mg/l Cl-	≤1200
Solfati	Benzine, prodotti antigelo	mg/l SO ₄ --	≤1000
Alluminio	Usura parti meccaniche	mmg/l Al	≤1
Azoto nitrico	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada	mg/l N	≤20
Azoto nitroso		mg/l N	≤0,6
Azoto ammoniacale		mg/l N	≤15
Fosforo totale	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada	mg/l P	≤10
Idrocarburi	Perdite dai motori, asfalti e bitume	mg/l	≤5
Ferro	Usura parti meccaniche dei veicoli, corrosione delle carrozzerie, strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)	mg/l Fe	≤2
Rame	Usura freni, carrozzeria veicoli, usura della parti meccaniche, insetticidi e anticrittogamici	mg/l Cu	≤0,1
Piombo	Gas di scarico, consumo pneumatici, consumo freni, oli lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti	mg/l Pb	≤0,2
Cadmio	Consumo pneumatici, insetticidi	mg/l Cd	≤0,02
Zinco	Usura pneumatici, olio motore, grassi, corrosione dei guard-rail	mg/l Zn	≤0,5
Solidi sospesi	Consumo della pavimentazione, deposizione atmosferica, manutenzione stradale	mg/l	≤200
Cromo totale	Carrozzeria veicoli, consumo freni e frizione	mg/l Cr	≤2
Nichel	Combustione a diesel, oli lubrificanti, carrozzerie, asfalto, consumo freni	mg/l Ni	≤2
Manganese	Parti mobili del motore	mg/l Mn	≤2
Cianuro	Sostanze agglutinanti usate nei sali disgelanti	mg/l	≤0,5

Tabella 8: agenti inquinati più comuni contenuti nelle acque di ruscellamento stradale e principali fonti di emissione; limiti di concentrazione imposti dal D.Lgs. 152/06 per lo scarico in acque superficiali.



Il manto stradale quindi contiene un carico organico che in buona parte è biodegradabile (oli e grassi, alcani, alcheni, ...), mentre una piccola parte è a lentissima biodegradabilità e di notevole pericolosità ambientale (idrocarburi policiclici aromatici, furani, ...); inoltre le acque di dilavamento convogliano solidi inerti (sali inorganici di varia natura), nutrienti (azoto e fosforo) e metalli pesanti. Per evitare la diffusione di tali sostanze, è opportuno prevedere un sistema di raccolta e quindi di trattamento opportuno delle acque.

Data la necessità di laminare le portate di pioggia e di regolare la quantità scaricata, la soluzione adottata non prevede l'utilizzo di vasche di prima pioggia, ma un trattamento continuo di tutto il volume d'acqua immagazzinato nei canali di laminazione.

Pertanto, il sistema di trattamento tipo delle acque di dilavamento dei piazzali è costituito, come già detto, da una vasca in cemento armata posta al termine del canale di laminazione, all'interno della quale vengono posizionate le pompe precedute da grigliatura. In seguito al pompaggio, viene posta la vasca prefabbricata con funzione di sedimentatore e di disoleatore e quindi le acque trattate vengono inviate al recettore, passando per un pozzetto di campionamento.

6.2 Stazione di sollevamento

Per regolare la portata da scaricare e per portare le acque da trattare ad una quota compatibile con il recettore, ogni area di sosta è dotata di una stazione di sollevamento. Il gruppo di pompaggio viene posizionato all'interno di una vasca in cemento armato (si vedano l'elaborato I.06.00.0.0), posta al termine del canale di laminazione. Il fondo della vasca è posto ad una quota inferiore rispetto al fondo del canale per assicurare che le pompe siano sommerse e per creare un volume utile all'eventuale deposito di materiale. Il fondo del tratto terminale del canale che precede la vasca è protetto da possibili fenomeni di erosione tramite l'utilizzo di materassi in rete metallica riempiti con pietrame e ciottoli per uno spessore minimo di 17 cm.

La vasca è preceduta da una griglia a pulizia manuale costituita da barre verticali in acciaio zincato aventi spessore di 5 mm ed interasse di 25 mm. Ciò al fine di evitare l'ingresso di materiale di grosse dimensioni all'interno della girante della pompa.

Superiormente la vasca è presidiata da un grigliato di classe 2, ossia in grado di resistere al transito di autovetture (fino a 3000 kg di massa totale a terra, fino a 1000 daN di carico dinamico su un'impronta di 200 mm x 200 mm); il grigliato deve essere apribile per consentire la posa delle pompe e la loro manutenzione.

Per la scelta delle pompe, una volta individuato il diametro più adatto in funzione della portata da sollevare, è stata calcolata la prevalenza derivante dalla somma del dislivello geodetico ΔH_{geod} da superare e delle perdite di carico.

Per quanto riguarda le perdite distribuite lungo le tubazioni si considera la relazione:



$$\Delta H_{distr} = \frac{\beta \cdot Q^2 \cdot L}{D^5}, \quad (42)$$

in cui β può essere assunto pari a 0,0015, Q è la portata, L è la lunghezza della tubazione e D il diametro della tubazione.

Le perdite localizzate possono essere, invece, espresse in funzione del rapporto $\frac{v^2}{2 \cdot g}$,

in cui v è la velocità e g è l'accelerazione di gravità, attraverso un coefficiente moltiplicativo ξ , che varia a seconda del tipo di perturbazione, come mostrato in Tabella 9:

Si ha perciò la seguente espressione:

$$\Delta H_{loc} = \xi \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}. \quad (43)$$

La prevalenza ΔH della pompa è quindi data dalla seguente sommatoria:

$$\Delta H = \Delta H_{geod} + \sum \Delta H_{distr} + \sum \Delta H_{loc}. \quad (44)$$

Con riferimento agli elaborati M.02.01÷02.0.0, la configurazione dell'impianto prevede una perdita distribuita nella tubazione di mandata, una valvola di non ritorno ed una saracinesca, una curva, un allargamento, un'ulteriore perdita distribuita, una curva, una diramazione a T e la perdita di sbocco nel disoleatore.

Perturbazione	ξ
valvola	0,10÷1,10
saracinesca	0,10÷1,10
curva	0,15÷0,30
allargamento	$\left(\frac{A_1}{A_2} - 1\right)^2$
diramazione a T	1,50÷2,00
sbocco	1,00

Tabella 9: valori assunti dal coefficiente ξ al variare della perturbazione.

La variazione di diametro serve per consentire alle acque in ingresso al disoleatore di ridurre la velocità, e quindi le turbolenze, favorendo la coesione delle particelle di olio miscelate all'acqua per effetto del pompaggio. Anche la deviazione a T evita che la portata in ingresso risollevi le particelle precedentemente sedimentate.

Tutte le tubazioni di collegamento tra la pompa e il disoleatore sono in acciaio.

Data la variabilità dei coefficienti ξ in gioco, si considera un intervallo entro cui può variare la prevalenza, all'interno del quale verrà regolato il funzionamento della pompa,



in relazione alla portata fissata. Con riferimento alle curve caratteristiche di funzionamento delle pompe, riportate nelle pagine 39 e 40, si osserva che l'intervallo entro cui può variare la prevalenza, di cui alla Tabella 10, consente la regolazione del punto di lavoro in corrispondenza della portata voluta.

L'impianto di pompaggio sarà completato da un quadro elettrico per la fornitura della potenza necessaria, per l'automazione e per l'eventuale telecontrollo. In particolare il quadro consentirà di programmare il funzionamento su tre diversi livelli, di misurare continuamente il livello nella vasca con la possibilità di impostare delle soglie di allarme, di controllare la mancata alimentazione e di inviare un allarme in caso di malfunzionamento, di gestire completamente il funzionamento delle pompe (alternanza, numero avvii/ora, massimo tempo di funzionamento, ritardo di avvio/arresto), di calcolare e memorizzare i volumi e le portate pompate ed infine di trasmettere i dati ad un eventuale centro di controllo.

Area di Servizio	Portata (l/s)	H_{geod} (m)	D_{mand} (mm)	L_{mand} (m)	H_{distr} (m)	H_{loc} (valvola+ saracinesca + curva) (m)	$D_{allargam}$ (mm)	$L_{allargam}$ (m)	H_{loc} (allargam)+ H_{distr} (m)	H_{loc} (curva+ T+ sbocco) (m)	ΔH (m)
Fratta Nord	30	7,10- 5,50= 1,60	100	2,40	0,40	0,38÷ 2,71	300	3,70	0,85	0,02÷ 0,02	3,25÷ 5,59
Fratta Sud	15	6,15- 5,00= 1,15	80	2,30	0,35	0,35÷ 2,50	200	3,70	0,75	0,02÷ 0,03	2,62÷ 4,78

Tabella 10: perdite di carico e prevalenza delle pompe di ciascun impianto.

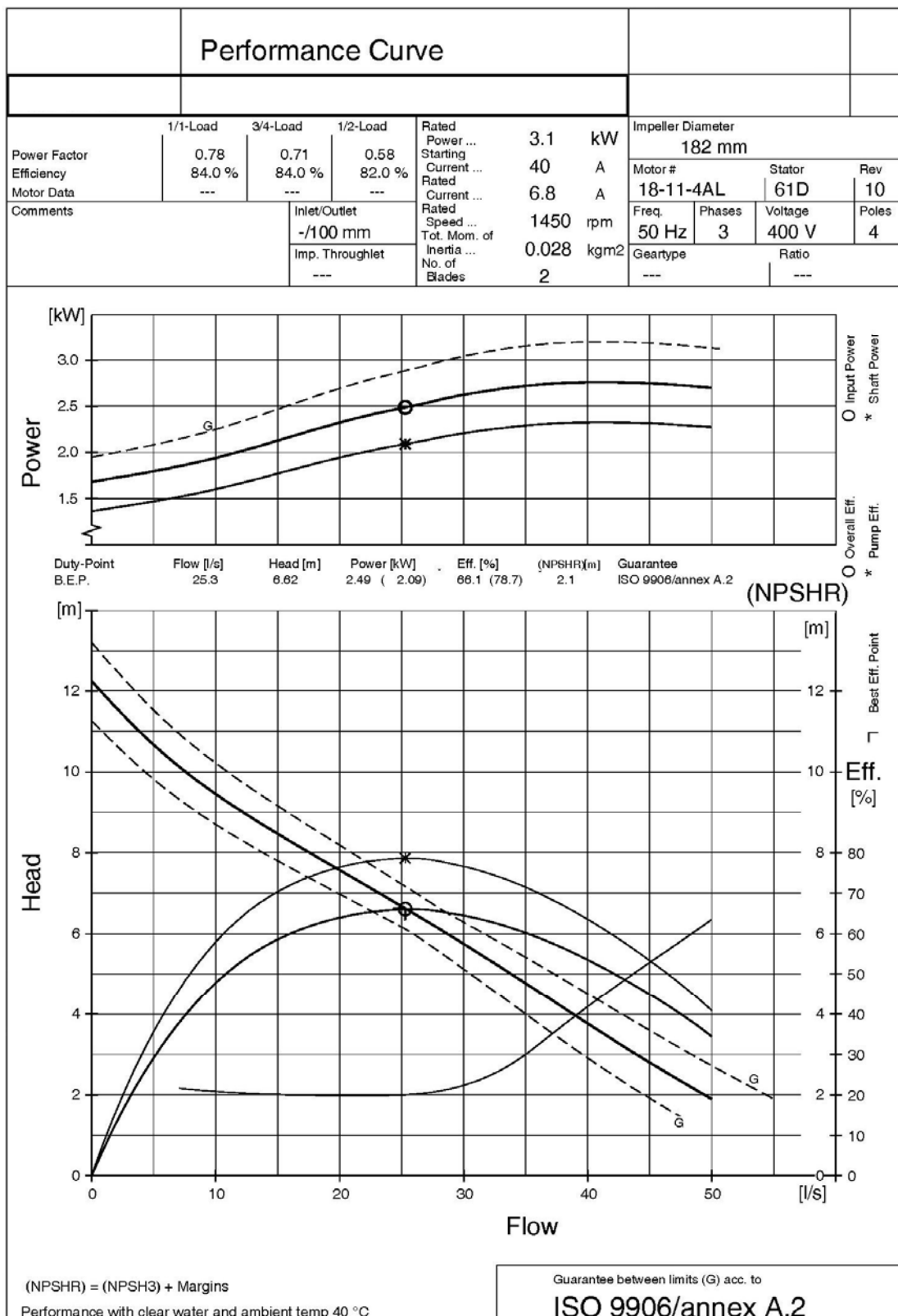


Figura 13: curva di funzionamento delle pompe adottate nell'Area di Sosta di Fratta Nord (1+1 di riserva); la portata di 30 l/s appartiene alla curva caratteristica di funzionamento nell'intervallo di prevalenza di cui all'ultima colonna della Tabella 10.

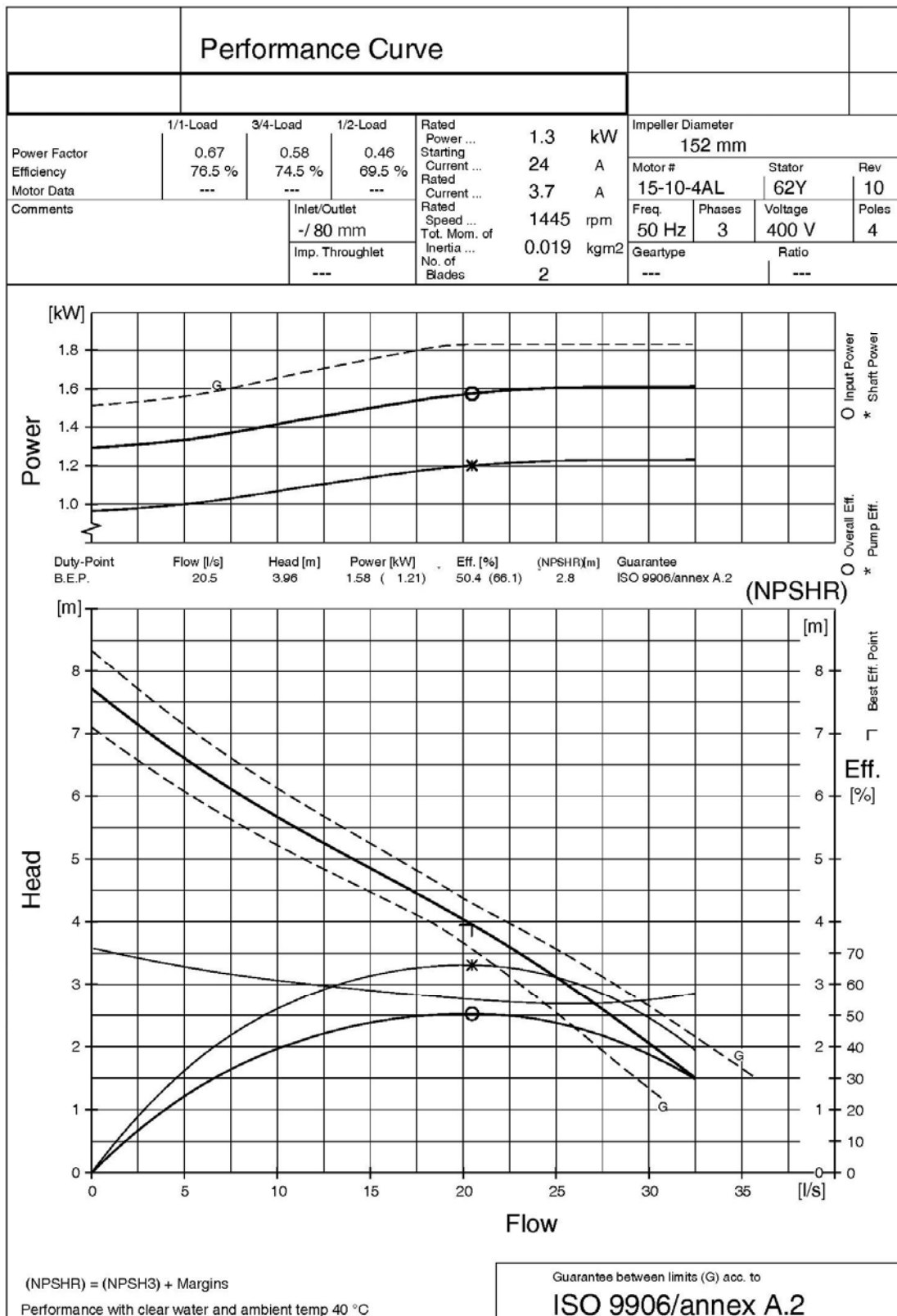


Figura 14: curva di funzionamento delle pompe adottate nell'Area di Sosta di Fratta Sud (1+1 di riserva); la portata di 15 l/s appartiene alla curva caratteristica di funzionamento nell'intervallo di prevalenza di cui all'ultima colonna della Tabella 10.



6.3 Impianto di trattamento

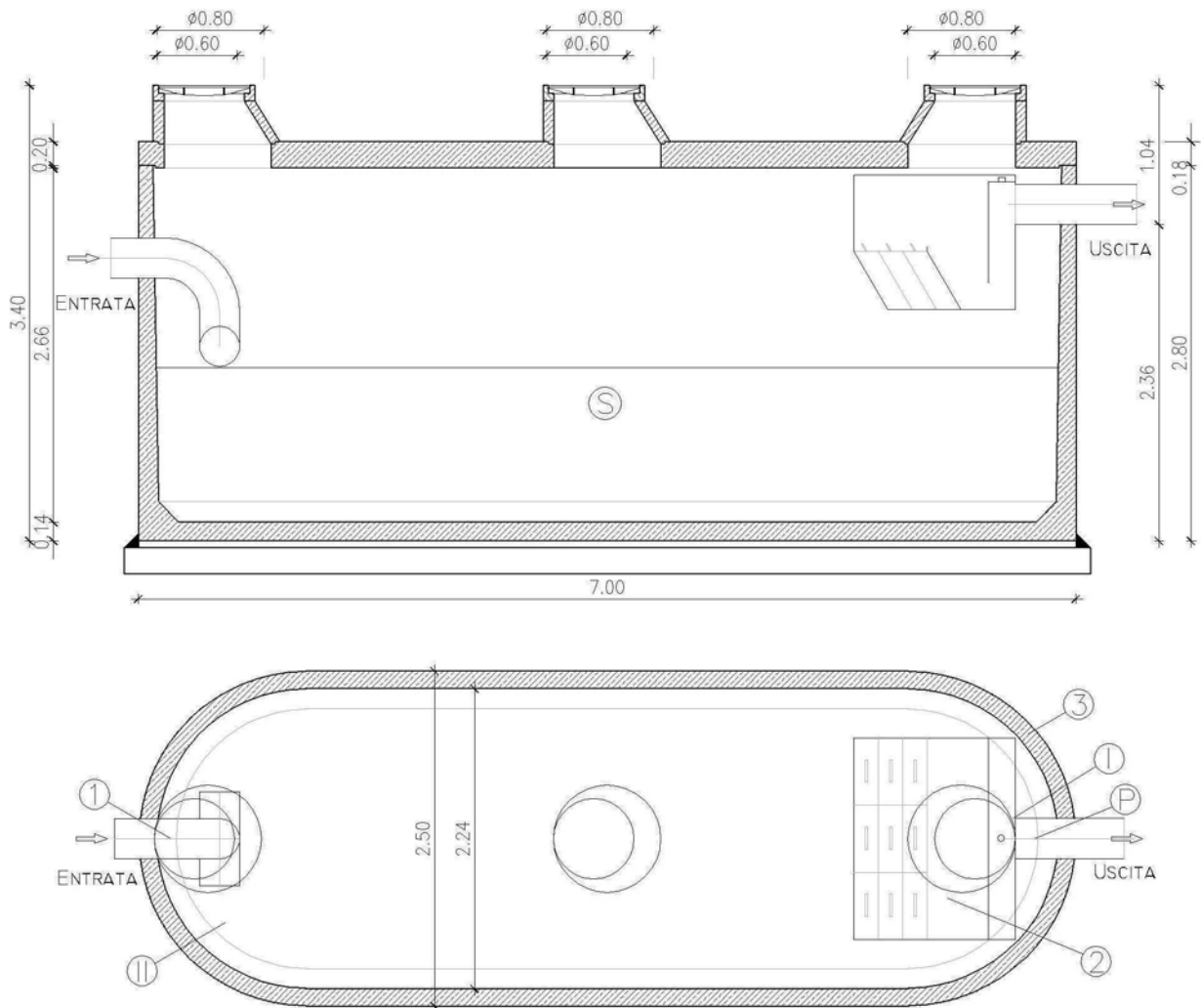
Il separatore di oli previsto a valle della stazione di sollevamento è un impianto prefabbricato costituito da una vasca in cemento armato all'interno della quale avvengono i processi di sedimentazione e di disoleazione (Figura 15).

Le acque in ingresso, grazie ad un basso carico superficiale ed al lungo percorso all'interno della vasca, passano da un moto turbolento ad un moto laminare (si passa, infatti, da velocità dell'ordine di 1,0 m/s nella tubazione in ingresso, a velocità inferiori a 0,05 m/s nella vasca), permettendo così la separazione delle sostanze sedimentabili e la coesione delle gocce d'olio miscelate per effetto della girante della pompa. Il liquido deve quindi passare attraverso le piastre che costituiscono il pacco filtrante, all'interno del quale si crea una continua collisione delle particelle d'olio, per mezzo della quale le gocce d'olio coalizzano e, essendo il peso specifico dell'olio inferiore a quello dell'acqua, risalgono lentamente attraverso gli appositi fori delle piastre fino alla superficie.

Una volta separati, gli oli vengono trattenuti in superficie e l'acqua viene incanalata nel condotto di scarico sifonato e quindi avviata al corpo recettore.

E' da notare che per quanto riguarda gli impianti di disoleazione e sedimentazione in continuo presenti in commercio, la letteratura non fornisce dati certi sull'effettiva efficacia di tali sistemi, ma si trovano solamente i dati forniti dai costruttori. L'efficacia di rimozione dei sedimenti è in genere bassa perché il tempo di detenzione è breve e possono instaurarsi fenomeni di ripresa in sospensione dei sedimenti depositati in precedenza. Nel caso in esame, tuttavia, le acque che arrivano nell'impianto hanno già subito un processo di sedimentazione all'interno del canale di laminazione, nonché una sgrigliatura prima del sollevamento, con la conseguente riduzione della concentrazione di solidi in sospensione.

L'efficienza dei filtri a coalescenza nella separazione degli idrocarburi è invece da considerarsi molto alta.



- | | | | |
|-----|-----------------------------|------|--------------------|
| S | Sedimentatore | 1 | Frangiflutti a "T" |
| I | Separatore classe I | 2 | Pacchi coalescenti |
| II | Separatore classe II | 3 | Vasca |
| IIB | Separatore bypass classe II | C.A. | (C 50/60 B6 XA2T) |
| P | Condotto di campionamento | | |

Figura 15: schema tipo della vasca di disoleazione.

Con riferimento alle massime portate scaricabili da ciascun piazzale, sono state adottate due tipologie di disoleatori con diverse potenzialità. Tutti i modelli sono del tipo S-II-I-P, in accordo alla norma UNI EN 858-1 / 2005, e cioè sono composti in serie da un sedimentatore (S), da un separatore di classe II, da uno di classe I e da un condotto di campionamento; la classe di trattamento è dunque la I e pertanto la dimensione nominale del disoleatore è pari alla portata massima che lo stesso può trattare, in accordo con la relazione seguente (46):



$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d, \quad (45)$$

in cui:

- NS è la dimensione nominale del separatore;
- Q_r è la portata massima dell'acqua piovana in l/s, nel caso in esame costante e regolata dalle pompe della stazione di sollevamento;
- Q_s è la portata massima delle acque reflue in l/s, nel nostro caso pari a 0;
- f_x è il fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico, assente nel caso in esame;
- f_d è il fattore di massa volumetrica del liquido leggero in oggetto, pari ad 1 nel caso di disoleatori del tipo S-II-I-P, maggiore di 1 nel caso di disoleatori del tipo S-II-P ed S-I-P.

La (46), pertanto, si riduce nella (47):

$$NS = Q_r, \quad (46)$$

e quindi i disoleatori devono possedere una potenzialità almeno pari alla portata di progetto.

Per quanto riguarda il volume minimo del sedimentatore Vol_{\min} , dato in litri, la relazione di riferimento è la seguente:

$$Vol_{\min} = \frac{C \cdot NS}{f_d}, \quad (47)$$

in cui C vale:

- 100 se la quantità di fango prevista è ridotta,
- 200 se media,
- 300 se elevata.

Con riferimento a tale relazione, nella Tabella 11, in cui vengono riportate le caratteristiche dei disoleatori assegnati a ciascuna area di servizio, si osserva che essi sono in grado di accumulare una elevata quantità di sedimenti.



Area di Sosta	Portata sollevata (l/s)	Potenzialità disoleatore (NS in l/s)	Dimensioni LxLxH (mxmxm)	DN (mm) in ingresso e uscita	n° pacchi lamellari	Capacità di contenuto d'olio (m ³)	Contenuto utile di sfangazione (m ³)	Quantità di fango
Fratta Nord	30	50	7,0x2,5x3,4	300	9	1,96	16	elevata
Fratta Sud	15	20	7,0x2,5x3,4	200	8	1,59	18	elevata

Tabella 11: caratteristiche dei disoleatori per ciascuna Area di Sosta.

Per consentire la valutazione della qualità delle acque, e quindi di verificarne la conformità con i limiti riportati nella Tabella 8, si prevede il posizionamento di un pozzetto di campionamento ispezionabile prima dello scarico nel recettore.



7 RACCOLTA E DEPURAZIONE DELLE ACQUE NERE

7.1 Determinazione del numero di abitanti equivalenti

Dalla somma dei volumi di acqua consumati derivanti dal numero di utilizzazioni previste si può ottenere il volume complessivo dei reflui giornalieri convogliati alla vasca di depurazione, e quindi, considerando una dotazione idrica giornaliera di 250 litri per persona, si può ottenere il numero di abitanti equivalenti per il quale deve essere dimensionato il manufatto, dividendo il volume totale di scarico per tale dotazione idrica.

Fratta Nord

Nell'area di sosta di Fratta Nord è prevista la realizzazione di una postazione di scarico per i camper, per la quale si può ipotizzare un volume scaricato di 50 litri per utilizzazione.

Il numero giornaliero di utilizzazioni per ogni stallo camper è stimato in 8 utenti.

Inoltre, nell'ipotesi di realizzare un edificio a servizio dell'area di sosta costituito da bagni, bar e lavanderia self service, i cui lavori sono esclusi dal presente appalto e, si possono ipotizzare le seguenti dotazioni:

Bagni

- n. 12 WC
- n. 6 docce
- n. 8 lavabi

Bar

- n. 2 WC
- n. 4 lavabi (2 bagni + 2 banco bar)
- n. 1 doccia
- n. 1 lavastoviglie

Lavanderia self service

- n. 4 lavatrici

L'installazione di servizi igienici con pulsante di scarico differenziato permette di rilasciare un volume d'acqua di 3÷5 litri premendo il pulsante piccolo oppure un volume di 8÷10 litri premendo il pulsante grande; ai fini della determinazione degli abitanti



equivalenti, si considera cautelativamente il volume teorico di scarico maggiore, pari a 10 litri per ciascuna utilizzazione.

Il consumo idrico di una doccia può essere stimato intorno ai 20 litri al minuto; se si installa un riduttore di flusso o un miscelatore d'aria, tale consumo può essere ridotto fino al 50%: ipotizzando quindi un consumo di circa 10 litri al minuto e fissando una durata di 5 minuti, si ottiene allo scarico un volume d'acqua di 50 litri.

L'utilizzo di un lavabo per l'igiene personale comporta un consumo di circa 10 litri al minuto, anch'esso riducibile attraverso l'apposizione di un riduttore di flusso; stimando che il rubinetto rimanga aperto per poco meno di un minuto, si può considerare un volume scaricato di 8 litri per utilizzazione; per quanto riguarda i lavabi del banco bar, prudenzialmente si ipotizza, a parità di consumo, un volume per utilizzazione pari a 1,5 volte il valore stimato, pari a 12 litri.

L'utilizzo di una lavastoviglie comporta un volume allo scarico pari a 20 litri per utilizzazione.:

Il consumo idrico di una lavatrice self service può essere stimato in 100 litri per ciclo di lavaggio.

Per determinare il numero di utilizzazioni, si è ipotizzato che:

- per ogni stallo camion giornalmente vi siano 4 utenti che usufruiscano dei servizi igienici e dei lavabi e 1 utente che usufruisca giornalmente delle docce;
- per ogni stallo camper giornalmente vi siano 10 utenti che usufruiscano dei servizi igienici e dei lavabi e 4 utenti che usufruiscano delle docce;
- il numero giornaliero di utenti dei servizi igienici e dei lavabi all'interno del bar (riservati al personale di servizio) sia pari a 20;
- il numero giornaliero di utilizzi dei lavabi al banco bar sia pari a 100;
- il numero giornaliero di utilizzi della lavastoviglie sia pari a 24;
- per ogni stallo camion giornalmente vi sia 1 utente che usufruisca della lavanderia self service;

In base a tali dati (Tabella 12), il numero di abitanti equivalenti risultante dal calcolo è pari a 123: in favore di sicurezza si assume, per la valutazione delle portate scaricate e per il dimensionamento del sistema di smaltimento e depurazione, un valore del numero di abitanti equivalenti pari a 150.



	Apparecchio	n° stalli camion Fratta Nord	n° stalli camper Fratta Nord	n° utenti per stallo camion	n° utenti per stallo camper	n° utilizzazioni giornaliere	litri per utilizzazione	volume giornaliero (litri)	
Bagni	Lavabi	101	8	4	10	484	8	3872	
	servizi igienici	101	8	4	10	484	10	4840	
	Docce	101	8	1	4	133	50	580	
Bar	servizi igienici e lavabi					20	18	360	
	lavabi bar					100	12	1200	
	Lavastoviglie					24	20	480	
Lavand. self service	Lavatrici	101		1		101	100	10100	
Postaz. scarico camper	scarico acque grigie		8		8	64	50	3200	
		volume totale (litri)							30702
		volume totale/dotazione idrica giornaliera (250 litri/abitante)=Abitanti Equivalenti							123

Tabella 12: Fratta Nord: determinazione del numero di abitanti equivalenti.

Fratta Sud

Nell'area di sosta di Fratta Sud è prevista la realizzazione di una postazione di scarico per i camper, per la quale si può ipotizzare un volume scaricato di 50 litri per utilizzazione.

Il numero giornaliero di utilizzazioni per ogni stallo camper è stimato in 8 utenti.

In base a tali dati, il numero di abitanti equivalenti risultante è pari a:

volume giornaliero: $8 * 8 * 50 = 3200$ litri

n° abitanti equivalenti: $3200 / 250 \approx 13$

In favore di sicurezza si assume, per la valutazione delle portate scaricate e per il dimensionamento del sistema di smaltimento e depurazione, un valore del numero di abitanti equivalenti pari a 20.



7.2 Sistema di raccolta e depurazione

Fratta Nord

Non essendo possibile allacciare gli scarichi dell'area di sosta di Fratta Nord alla rete di fognatura pubblica e in previsione della futura realizzazione dell'edificio servizi di cui al paragrafo precedente, si prevedono due fasi di funzionamento:

- nella prima fase, anteriormente alla realizzazione dell'edificio servizi, si prevede l'utilizzo di un impianto di depurazione costituito da una vasca Imhoff per il trattamento dei reflui dalle postazioni di scarico dei camper;
- nella seconda fase, dopo l'entrata in servizio delle utenze relative all'edificio servizi, le acque reflue provenienti dalle postazioni di scarico dei camper e dall'edificio servizi saranno convogliate in una vasca di depurazione e recapitate al recettore superficiale più vicino.

L'impianto di depurazione biologica dei reflui civili previsto è del tipo a ossidazione totale costituito da fossa settica, vasca di ossidazione di decantazione, pompa di ricircolo fanghi e areatore.

Fratta Sud

Analogamente all'area di sosta di Fratta Nord, vista l'impossibilità di allacciare gli scarichi alla rete di fognatura pubblica, si prevede l'utilizzo di un impianto di depurazione che consenta di scaricare i reflui trattati nel più vicino recettore superficiale.

L'impianto di depurazione dei reflui civili scelto è del tipo SBR (Sequencing Batch Reactor), ossia un sistema di trattamento biologico a flusso discontinuo, costituito da due vasche (Figura) in materiale plastico (di dimensioni 2,25 m x 2,30 m x (H) 2,90 m). Nella prima vasca si trova il comparto di accumulo ed equalizzazione delle acque reflue in ingresso, nonché l'accumulo dei fanghi di supero allontanati dal successivo reattore biologico. Nella seconda vasca trova collocazione il reattore SBR, in cui avvengono i cicli depurativi; questo è completato dal sistema di insufflazione dell'aria (alimentato da un compressore esterno), dal sistema di evacuazione dell'acqua depurata e dal sistema di allontanamento dei fanghi di supero verso l'accumulo.



Figura 16: vasche costituenti l'impianto di depurazione SBR.

Il trattamento depurativo consente l'abbattimento di tutti i nutrienti, compresi i composti dell'azoto, ed in particolare deve consentire il rispetto dei limiti qualitativi imposti dalla Tab. 3 dell'All. 5 del D. Lgs. 152/06 per lo scarico delle acque nei recettori superficiali.

Il principio di funzionamento del sistema SBR può essere sintetizzato in 6 fasi di processo, che si svolgono in sequenza temporale:

1. riempimento: il liquame viene immesso gradualmente nel primo comparto di accumulo ed equalizzazione; da questo i liquami vengono inviati al reattore SBR mediante una pompa; qui viene accumulata un'elevata quantità di substrato organico;
2. miscelazione: per effetto della miscelazione del liquame, si attiva una serie di reazioni con i microrganismi presenti nella miscela acqua-fango: l'ossigeno disciolto presente nei liquami entranti viene ridotto per effetto della matrice carboniosa presente nel liquame fino ad essere consumato; quindi, si innescano reazioni anossiche, per le quali i nitrati diventano fonte di alimentazione di ossigeno e la loro concentrazione diminuisce, mentre continua a crescere la concentrazione del substrato (BOD) che continua ad essere immesso con i liquami che vengono via via introdotti;
3. aerazione: l'attivazione del sistema di aerazione fornisce l'ossigeno occorrente per lo sviluppo delle reazioni biologiche aerobiche di assimilazione del BOD e di denitrificazione;
4. sedimentazione: dopo tempi predefiniti, si instaurano condizioni di calma che consentono la sedimentazione dei fanghi;
5. estrazione: periodicamente viene allontanata una porzione dei fanghi dal reattore SBR alla vasca di accumulo ed equalizzazione che, quindi, funge anche da accumulo fanghi;



6. scarico: mediante l'utilizzo di una pompa, l'acqua depurata viene prelevata ed allontanata.

Le varie fasi, con le relative durate, possono essere convenientemente modificate a seconda delle esigenze; il controllo dell'intero sistema avviene tramite misuratori di livello, che consentono di programmare l'automatismo dell'impianto.

La raccolta dei reflui, il loro invio all'impianto di depurazione e lo scarico finale delle acque trattate avvengono tramite tubazioni in PEAD.

Lo schema tipologico degli impianti è rappresentato nell'elaborato M.04.02.0.0; per l'organizzazione planimetrica per ciascuna area, si veda l'elaborato M.03.01.0.0.



8 RETE IDROGRAFICA

Le aree di sosta di Fratta Nord e Fratta Sud si trovano all'interno del bacino della Roggia Lugugnana, che appartiene al bacino del Lemene senza esservi direttamente collegata, rientrando nel territorio di competenza del Consorzio di Bonifica Pianura Veneta tra Livenza e Tagliamento.

Dal punto di vista geologico, il territorio è caratterizzato dall'alternanza di depositi quaternari di origine alluvionale e marina. La situazione idrogeologica è, di conseguenza, caratterizzata da un sistema di falde sovrapposte in pressione, alloggiata nei livelli permeabili sabbioso-ghiaiosi, separate da orizzonti impermeabili o semi-impermeabili argilloso-limosi. Inoltre la falda freatica è generalmente posta a qualche metro dal piano di campagna.

Questi fattori, insieme al tendenziale aumento delle intensità di pioggia segnalato dal Consorzio, contribuiscono a creare una diffusa condizione di sofferenza idraulica del territorio.

In particolare, il Consorzio afferma che *“i terreni sui quali è previsto l'ampliamento dell'area di sosta di Fratta Nord sono depressi rispetto alle aree circostanti, e per tale motivo, in occasione degli eventi meteorici più intensi, costituiscono di fatto un invaso naturale per le acque di pioggia in eccesso di parte del bacino della Roggia Lugugnana a monte della tratta autostradale”*, confermando il frequente rischio di allagamenti, seppur le zone interessate non rientrino nelle aree individuate nel PAI del Lemene nella carta della pericolosità idraulica.

Allo scopo di ridurre gli effetti degli interventi sull'assetto idraulico, sono stati creati i canali per la laminazione delle portate meteoriche provenienti dai parcheggi; il volume di tali invasi è stato calcolato, come già detto nel Capitolo 5, considerando un coefficiente udometrico per lo scarico delle acque di 10 l/s·ha; pertanto dal piazzale di Fratta Nord verranno scaricati 30 l/s nel fosso di guardia che confluisce nel Canale Braida (non consortile), il quale si immette a sud dell'autostrada nella Roggia Lugugnana, mentre da Fratta Sud verranno sollevati 15 l/s e quindi inviati direttamente nella Lugugnana (Figura 16). Tali valori possono essere confrontati con le portate istantanee scaricata direttamente dai piazzali, che risulterebbero essere dell'ordine dei 1230 l/s per Fratta Nord (si veda la somma delle portate, calcolate dalla curva di possibilità pluviometrica relativa ad un T_R pari a 10 anni, dei tratti terminali numero 26, 29, 32, 35, 38, 41, 46, 49, 51 e 53 della rete di raccolta nella Tabella 5) e dell'ordine dei 580 l/s per Fratta Sud (derivante dalla somma delle portate, sempre per T_R pari a 10 anni, dei tratti terminali numero 5, 7, 8, 11, 14 e 21 della rete di raccolta nella Tabella 6).



Tali valori possono essere confrontati anche con le portate stimate della Roggia Lugugnana e del Canale Braida.

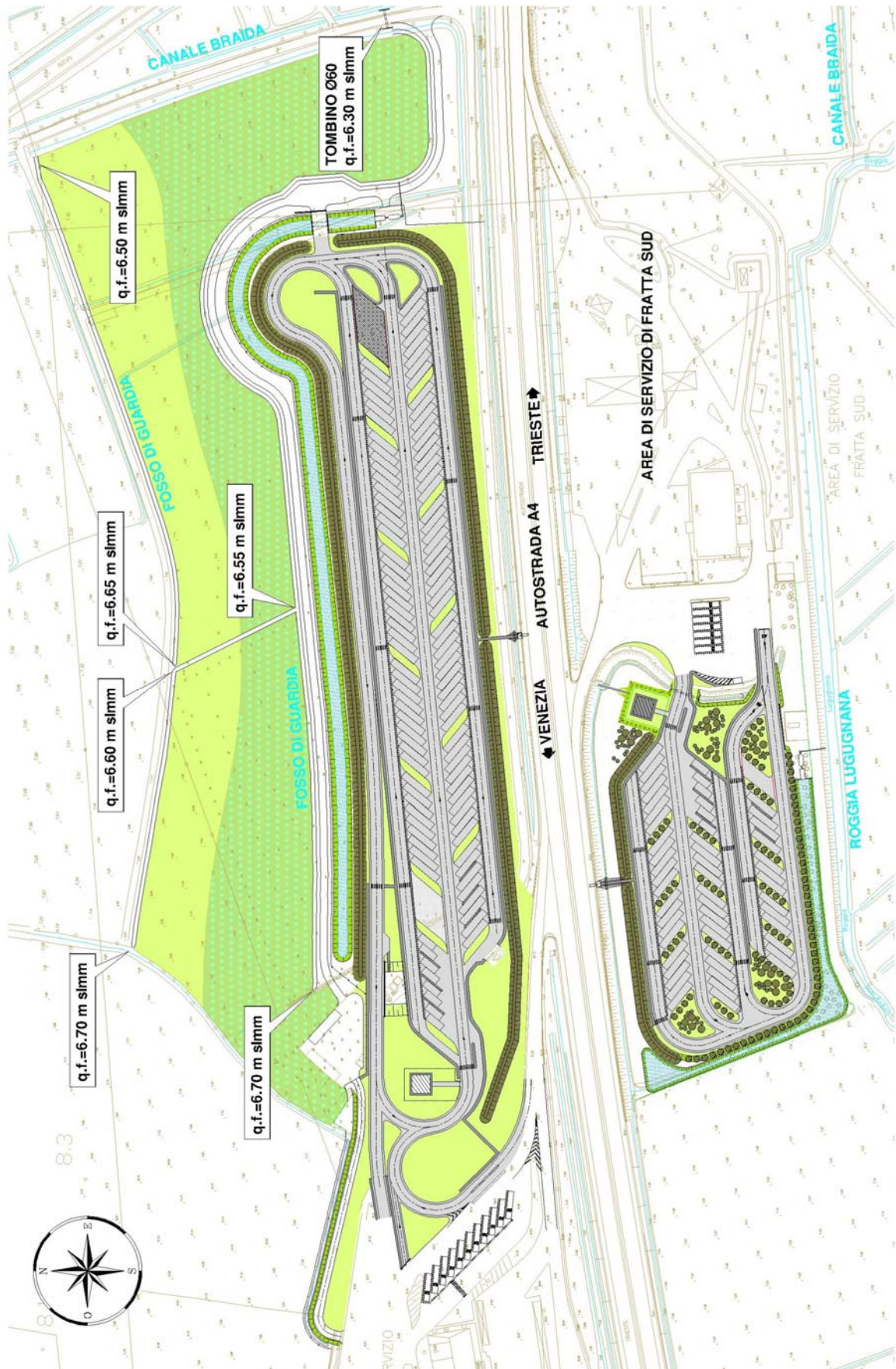


Figura 16: Rete idrografica interferente con le Aree di Sosta di Fratta Nord e Fratta Sud.



Per la stima della portata di piena del Canale Braida si fa riferimento al metodo razionale, secondo il quale la portata Q drenata dalla superficie S del bacino scolante è funzione, oltre che della superficie stessa, dell'intensità di pioggia $j = a\tau^{n-1}$ e del coefficiente di deflusso φ , secondo la relazione:

$$Q = \varphi \cdot j \cdot S. \quad (48)$$

La portata di picco può essere ricavata in corrispondenza di una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione τ_c della rete, perché, ponendo la condizione $\tau = \tau_c$, l'idrogramma di piena ha forma triangolare e porta a valori di portata doppi rispetto alla portata media.

Per calcolare Q , è necessario valutare τ_c : a tal scopo si possono sfruttare delle relazioni di origine empirica, che legano il tempo (espresso in ore) alla superficie del bacino scolante S (fornita in km^2) e alla lunghezza dell'asta principale della rete L (in km), come nel caso della formula di Ventura:

$$\tau_c = 7,56 \cdot S^{0,5}, \quad (49)$$

oppure della formula di Pasini:

$$\tau_c = 5,76 \cdot (S \cdot L)^{\frac{1}{3}}. \quad (50)$$

Al Canale Braida è stata cautelativamente assegnata una superficie scolante dell'ordine degli $0,8 \text{ km}^2$, equivalente ad 80 ha, mentre la sua lunghezza è pari a circa 1,5 km.

Con tali valori, si ricava un tempo di corrivazione pari a 6,76 ore con la relazione (50) e pari a 6,12 ore con la relazione (51).

Considerando che tempi di corrivazione minori forniscono portate maggiori, si considera cautelativamente il secondo valore.

Con riferimento alle curve di possibilità pluviometrica riassunte nella Tabella 2 relative alle piogge di durata oraria per la stazione di Portogruaro, si considerano eventi con tempi di ritorno di 5 e 50 anni e si calcolano le intensità di precipitazione, che risultano essere pari rispettivamente a 12,96 mm/ora e 19,31 mm/ora.

Per la definizione del coefficiente di deflusso, si considera un valore pari a 0,3 per i terreni agricoli e pari a 0,9 per le aree urbanizzate; mediando sull'intera estensione, si può ottenere un coefficiente pesato φ uguale a 0,34.

Sostituendo nella (49), si ricavano i seguenti valori di portata e i corrispondenti coefficienti udometrici, ricavati come $u = \frac{Q}{S}$:

- per un tempo di ritorno di 5 anni: $Q = 0,98 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ e $u = 12,24 \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$;
- per un tempo di ritorno di 50 anni: $Q = 1,46 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ e $u = 18,24 \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$.

Come si può osservare dai coefficienti udometrici ottenuti, il valore di $10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ preso come riferimento per la determinazione della portata proveniente dai parcheggi da



recapitare nella rete idrografica è inferiore all'effettivo contributo specifico di piena del bacino in esame.

Pertanto l'intervento di laminazione delle portate consente di rispettare ampiamente il principio di invarianza idraulica.

Nella zona posta a nord dell'area di sosta di Fratta Nord in progetto, è prevista una superficie di circa 5 ettari con destinazione di tipo boschivo e prativo, avente il fine di mitigare gli effetti dell'inserimento dell'intervento nell'ambiente circostante.

Per consentire l'invaso e l'allontanamento delle acque provenienti dalla zona boschiva stessa e dalla campagna circostante, si è prevista la realizzazione di fossi di guardia lungo tutta l'area interessata, per uno sviluppo lineare complessivo di circa 1150 m, aventi dimensione di base pari a 70 cm e profondità variabile da circa 0,50 m a circa 1,00 m. A tali fossi di guardia viene data una lieve pendenza (dell'ordine dello 0,5‰) verso il Canale Braida, proprio per favorire l'effetto di invaso prima ancora che l'allontanamento. Considerando un'altezza d'acqua media di 50 cm nei fossi di guardia, il volume disponibile è dell'ordine dei 690 m³, che equivale a circa 14 mm distribuiti uniformemente su tutta l'area interessata.

Durante il periodo transitorio compreso tra le lavorazioni per la realizzazione delle aree di sosta e quelle per l'ampliamento dell'autostrada A4 con la terza corsia, le acque raccolte dal Canale Braida continueranno ad attraversare l'autostrada tramite un tombino avente diametro di 100 cm, che prosegue anche a valle dell'A4, per una lunghezza complessiva di circa 105 m, fino ad arrivare ad immettersi nella Roggia Lugugnana.

Attualmente il manufatto di attraversamento, avente una pendenza di fondo dell'ordine dell'1,5‰, consente lo smaltimento della portata prevista senza che vi sia un franco di sicurezza. Tale condizione persisterà solamente fintanto che il manufatto non verrà sostituito con lo scatolare previsto nel progetto definitivo dell'ampliamento dell'A4, avente dimensione di base pari a 2,20 m per 1,70 m di altezza.

Per quanto riguarda il regime della Roggia Lugugnana, l'intervento previsto, come spiegato, non comporta un incremento delle portate dal momento che vengono introdotti complessivamente 45 l/s, che, se confrontati con i valori di portata previsti nello "Studio idraulico" relativo all'ampliamento della A4 con la terza corsia nel tratto San Donà – Alvisopoli, redatto da NET Engineering, dell'ordine dei 7,32 m³/s per un tempo di ritorno di 25 anni (corrispondente e dei 9,25 m³/s per un tempo di ritorno di 100 anni, risultano ininfluenti.



9 RIFERIMENTI NORMATIVI

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n. 11633 del 7 gennaio 1974 (Pres. Cons. Sup. - Serv. Tecn. Centrale), *“Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”*.

Delibera del Ministero dei Lavori Pubblici del 04 febbraio 1977 – Allegato 4 (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 21 febbraio 1977, n. 48 suppl.), *“Norme tecniche generali per la regolamentazione dell’installazione e dell’esercizio degli impianti di fognatura e depurazione”*.

Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, n. 62 del 4 marzo 1996, *“Disposizioni in materia di risorse idriche”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 62 del 14 marzo 1996, suppl. ord. n. 47).

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985, *“Norme tecniche relative alle tubazioni”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 61 del 14 marzo 1986).

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 27291 del 20 febbraio 1986, *“Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni”*.

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, *“Norme in materia ambientale”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 88 del 14 aprile 2006 – suppl. ord. n. 96), Parte Terza, *“Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall’inquinamento e di gestione delle risorse idriche”*, Sezione II, *“Tutela delle acque dall’inquinamento”*.

Decreto Legislativo 16 gennaio 2008, n. 4, *“Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 24 del 29 gennaio 2008 – suppl. ord. n. 24).

- art. 74, comma 1, lett. g D.Lgs. 152/2006: acque reflue domestiche: acque reflue provenienti da insediamenti di tipo residenziale e da servizi derivanti prevalentemente dal metabolismo umano e da attività domestiche;
- art. 74, comma 1, lett. h D.Lgs. 152/2006 e art. 2, comma 1, D.Lgs. 4/2008: acque reflue industriali: qualsiasi tipo di acque reflue scaricate da edifici od impianti in cui si svolgono attività commerciali o di produzione di beni, diverse dalle acque reflue domestiche e dalle acque meteoriche di dilavamento;
- art. 74, comma 1, lett. i D.Lgs. 152/2006 e art. 2, comma 2, D.Lgs. 4/2008: acque reflue urbane: acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue domestiche, di acque reflue



industriali ovvero meteoriche di dilavamento convogliate in reti fognarie, anche separate, e provenienti da agglomerato

- art. 74, comma 1, lett. dd D.Lgs. 152/2006 e art. 2, comma 4, D.Lgs. 4/2008: rete fognaria: un sistema di condotte per la raccolta e il convogliamento delle acque reflue urbane;
- art. 74, comma 1, lett. ee D.Lgs. 152/2006: fognatura separata: la rete fognaria costituita da due canalizzazioni, la prima delle quali adibita alla raccolta ed al convogliamento delle sole acque meteoriche di dilavamento, e dotata o meno di dispositivi per la raccolta e la separazione delle acque di prima pioggia, e la seconda adibita alla raccolta ed al convogliamento delle acque reflue urbane unitamente alle eventuali acque di prima pioggia;
- art. 74, comma 1, lett. ff D.Lgs. 152/2006 e art. 2, comma 5, D.Lgs. 4/2008: scarico: qualsiasi immissione (di acque reflue) effettuata esclusivamente tramite un sistema stabile di collettamento che collega senza soluzione di continuità il ciclo di produzione del refluo con il corpo ricettore (acque superficiali, suolo, sottosuolo, rete fognaria), indipendentemente dalla natura inquinante delle acque reflue, anche sottoposte a preventivo trattamento di depurazione. Sono esclusi i rilasci di acque previsti all'art. 114 (dighe).
- art. 113 D.Lgs. 152/2006: acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia:
 1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio, disciplinano e attuano:
 - a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;
 - b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.
 2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.
 3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.
 4. E' comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee.

Tabella 3 dell'Allegato 5 al D.Lgs. 152/2006 (*Limiti di emissione degli scarichi idrici*):
“*Valori limite di emissione in acque superficiali e in fognatura*”.

Allegato A alla Deliberazione della Giunta della Regione del Veneto n. 1841 del 19 giugno 2007 “*Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici. Modalità operative e indicazioni tecniche*”.

DGR n. 2267 del 24/7/07, pubblicato sul B.U.R. n.73 il 21/08/2007, con il quale sono state approvate le “*Norme in regime di salvaguardia*” del “*Piano di Tutela delle Acque*”



della Regione Veneto, adottato con deliberazione della Giunta Regionale n. 4453 del 29/12/2004.

UNI EN 858-1 / 2005 *“Impianti di separazione per liquidi leggeri (per esempio benzina e petrolio) - Parte 1: Principi di progettazione, prestazione e prove sul prodotto, marcatura e controllo qualità”*.



10 BIBLIOGRAFIA

Bonomo Luca, 2008, *Trattamenti delle acque reflue*, McGraw-Hill

Consorzio di Bonifica Bassa Friulana, 2007, *Piano Generale di Bonifica e di Tutela del Territorio Rurale*

Da Deppo Luigi, Datei Claudio, 1999 (seconda edizione), *Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali*, Editoriale BIOS

Da Deppo Luigi, Datei Claudio, 2004 (quarta edizione), *Fognature*, Libreria Internazionale Cortina Padova

Ghetti Augusto, 2004 (seconda edizione, settima ristampa), *Idraulica*, Libreria Internazionale Cortina Padova

Girelli Giuseppe Luigi, 2003, *I trattamenti naturali delle acque reflue urbane. Fitodepurazione, lagunaggio, accumulo in serbatoi*, Sistemi Editoriali