AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE IDRAULICA

MI0102-PV-G-Z-R-005-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	P. Armaroli	S. Venturini	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-G-Z-R-005-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATI GENERALI
RELAZIONE IDRAULICA

INDICE

1. PREMESSA 6
2. ANALISI IDROLOGICA 8
2.1. Dati considerati 8
2.2. Analisi statistica dei dati di pioggia 8
2.3. Curve di possibilità pluviometrica 9
2.4. Valutazione del coefficiente udometrico 10
3. RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE 12
3.1. Criteri progettuali 12
3.2. Il sistema di collettamento e scarico 13
3.2.1. Rete 1 16
3.2.2. Rete 2 18
3.2.3. Rete 3 20
3.2.4. Rete 4 21
3.2.5. Rete 5 23
3.2.6. Scarico dai pozzetti 24
3.3. Elementi principali della rete 25
3.3.1. Canaletta rettangolare in asse via di corsa del carro ponte 25
3.3.2. Canaletta rettangolare con griglia 26
3.3.3. Caditoie 27
3.3.4. Scarichi dai pozzetti degli impianti tecnologici 28
3.3.5. Scarico dai pozzetti delle vasche di raffreddamento 29
3.3.6. Adduttrici secondarie e primarie 29
3.3.7. Adduttrici alla vasche di trattamento e scarichi a mare 31
3.4. Le vasche di trattamento delle acque meteoriche 31
3.4.1. Normativa di riferimento 31
3.4.2. Caratteristiche di funzionamento 32
3.4.3. Caratteristiche delle vasche 34
3.5. Dimensionamento e verifica della rete 34
3.5.1. Canalette 34
3.5.2. Caditoie 36
3.5.3. Dimensionamento e verifica dei collettori 37
4. LA RETE DI FOGNATURA NERA 38
4.1. Criteri progettuali 39
4.2. Portate affluenti alla rete 40
4.3. Descrizione della rete 41
4.4. Dimensionamento delle stazioni di sollevamento 43
5. CONSIDERAZIONI FINALI 45

ELENCO FIGURE

Fig.1.1- Zonizzazione funzionale della nuova piastra 6
Fig. 2.1 - Curve di possibilità pluviometrica per gli scrosci- Stazione pluviografica di Savona 9
Fig. 3.1- Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche 15
Fig. 3.2- Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 1 17
Fig. 3.3- Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 2 19
Fig. 3.4- Area lavaggio mezzi 20
Fig. 3.5- Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 3 21
Fig. 3.6- Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 4 22
Fig. 3.7- Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 5 23
Fig. 3.8 - Drenaggio delle acque meteoriche. Rete n° 6 24
Fig. 3.9- Canaletta in asse via di corsa carro ponte 26
Fig. 3.10- Edificio "A", collettamento acque mediante canaletta grigliata 27
Fig. 3.11- Caditoia tipo 28
Fig. 3.12- Scarico dai pozzetti degli impianti tecnologici 29
Fig. 3.13- Scarico dai pozzetti delle vasche di raffreddamento 29
Fig. 3.14- Tipologie di pozzetti 30
Fig. 3.15- vasca tipo di trattamento con sedimentatore e disoleatore 33
Fig. 3.16- Schema di flusso 33
Fig. 3.17- Schema del profilo idraulico nella canaletta 35
Fig. 4.1- Edifici presenti nell'area 39
Fig. 4.2- Schema della rete fognaria 40
Fig. 4.3- Rete acque nere edifico "B" 42
Fig. 4.4- Rete acque nere edificio "A" 43

ELENCO TABELLE

Tab. 2.1 - Coefficienti delle equazioni di possibilità pluviometrica per gli scrosci 9
Tab. 2.2- Caratteristica dell'evento decennale per diverse durate della precipitazione 10
Tab. 2.3- Portata affluente alla rete per ettaro 11
Tab. 3.1- Caratteristiche geometriche delle tubazioni 30
Tab. 3.2- Portata assunta per il dimensionamento idraulico delle vasche di trattamento 34
Tab. 3.3- Portate convogliate a mare dalla rete di drenaggio delle acque meteoriche 37
Tab. 3.4- Tabella per la verifica del dimensionamento dei collettori 38
Tab. 4.1- - Caratteristiche delle stazioni di sollevamento 44
Tab. 4.2- Caratteristiche delle pompe delle stazioni di sollevamento 45

1. PREMESSA

La nuova piastra multifunzionale del porto di Vado Ligure è adibita principalmente allo scarico e al deposito di container. Essa si estende su una superficie di circa 21,5 ha.

L'intera banchina si divide in quattro aree a diversa destinazione (Fig.1.1) : deposito container; scarico petroli e carburanti; scarico carbone; e scarico, movimentazione e deposito dei container. Fra la banchina e la viabilità esistente è prevista un'area (gate) di collegamento.

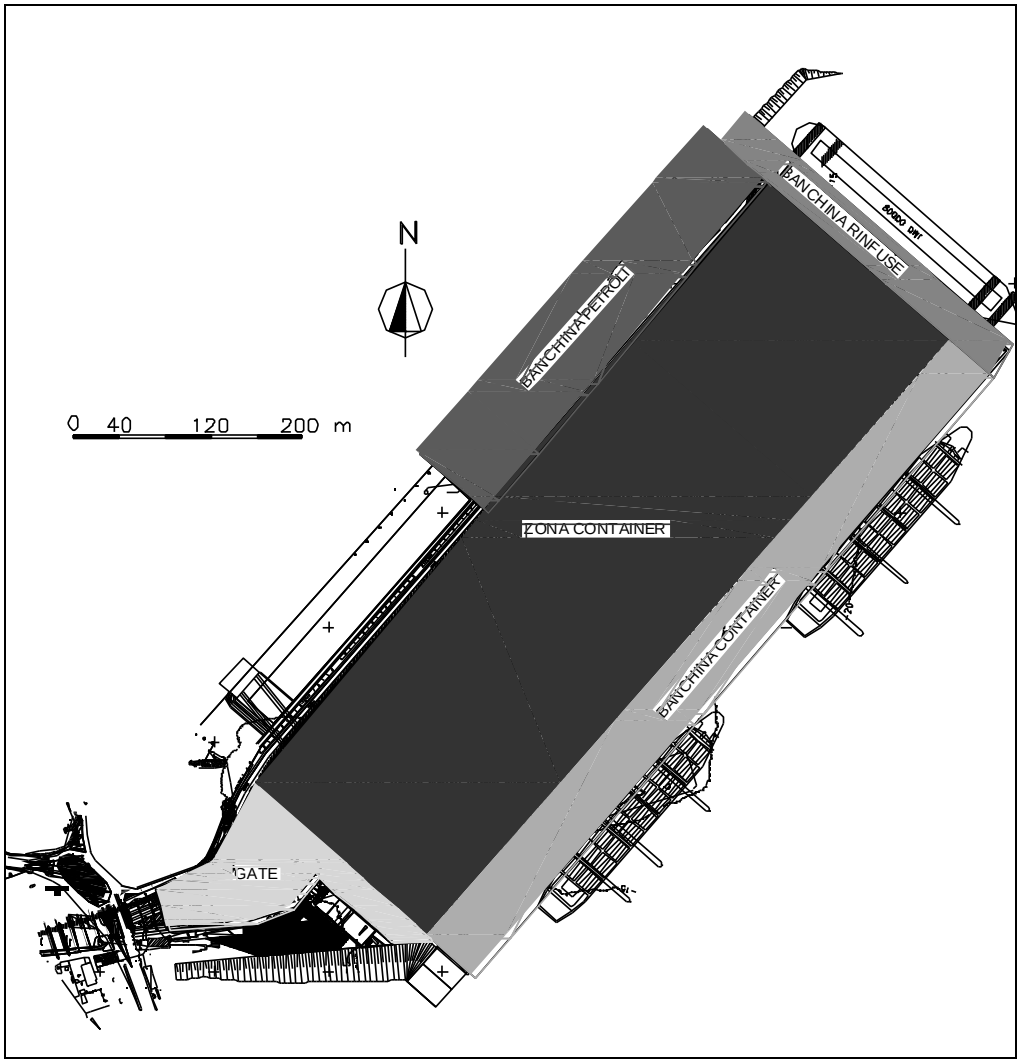


FIG.1.1- ZONIZZAZIONE FUNZIONALE DELLA NUOVA PIASTRA

E' opportuno rilevare che a seguito delle osservazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici miranti ad ottenere una maggiore durabilità della struttura, rispetto al Progetto Definitivo, nel Progetto Esecutivo presentato è stata parzialmente modificata la soluzione strutturale della piastra.

Successivamente il Comune di Vado ha manifestato la disponibilità a modificare la pregiudiziale, che indicava come unica soluzione nella parte a mare della piattaforma la realizzazione di una tessitura di travi su pali, aprendo quindi alla possibilità di una conterminazione in cassoni con riempimento a tergo.

La nuova soluzione di variante ha previsto quindi, anche per la piattaforma lato mare, la costruzione di cassoni con un ulteriore avanzamento della parte a terra; per questo motivo anche la rete di raccolta e convogliamento delle acque di pioggia è stata adeguata alla nuova configurazione strutturale.

La presente Relazione Idraulica richiama in primo luogo sinteticamente i dati di precipitazione considerati per le elaborazioni e presenta i risultati ottenuti, riportati in dettaglio nella Relazione Idrologica, utilizzati per il dimensionamento e la verifica delle reti idrauliche previste per il collettamento, il trattamento e lo smaltimento delle acque meteoriche.

Nei capitoli successivi viene illustrata la rete di drenaggio delle acque meteoriche, descrivendone i criteri di progettazione e le caratteristiche principali della rete e degli elementi che la compongono; viene presentata infine la verifica del dimensionamento della rete stessa. Sono riportate anche le caratteristiche delle vasche di trattamento e le modalità di scarico a mare delle portate.

Viene inoltre descritta la rete di fognatura nera a servizio dei fabbricati previsti che, con una successione di sollevamenti, scarica le portate nella rete comunale esistente.

E' opportuno rilevare che le opere di collettamento relative all'area rinfuse vengono trattate nell'ambito di un altro progetto.

2. ANALISI IDROLOGICA

2.1. Dati considerati

Il dimensionamento della rete portuale delle acque bianche e degli impianti di trattamento è effettuato con riferimento alle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche dell'area relative ad eventi con tempo di ritorno di 10 anni. La frequenza dell'evento critico considerata è cautelativa, in quanto la normativa di riferimento prevedrebbe un tempo di ritorno di 5 anni.

La determinazione delle curve di possibilità pluviometrica è stata svolta mediante il metodo di Gumbel facendo riferimento al regime pluviometrico dell'area. I dati considerati sono quelli degli scrosci, cioè delle precipitazioni di durata inferiore all'ora, relativi alla stazione pluviografica di Savona, posta ad una quota di +5 m s.m.m., per il periodo 1951 – 1998; si osserva a riguardo che per le precipitazioni di breve durata (scrosci), le serie storiche sono discontinue e presentano meno dati rispetto alle durate orarie.

Nei paragrafi a seguire si riportano sinteticamente concetti ed elaborazioni illustrati più estesamente nella Relazione Idrologica.

2.2. Analisi statistica dei dati di pioggia

I dati di pioggia sono stati elaborati statisticamente per ricavare le curve di possibilità pluviometrica, che presentano una espressione del tipo:

$$h = at^n \text{ (mm)}$$

dove h è l'altezza di precipitazione (in mm) e t è la durata in ore dell'evento meteorico. Il parametro n è caratteristico del sito considerato mentre il parametro a coincide con l'altezza di precipitazione oraria e dipende dalla frequenza dell'evento considerato, (cioè dal suo tempo di ritorno Tr).

L'elaborazione dei dati è stata effettuata, come detto, con l'impiego di una funzione di probabilità doppio esponenziale o di Gumbel che rappresenti la distribuzione tipica di eventi estremi per ogni serie temporale.

2.3. Curve di possibilità pluviometrica

Di seguito sono rappresentate graficamente le curve di possibilità pluviometrica ottenute per gli scrosci (Fig. 2.1.) e riportati i parametri delle relative equazioni (Tab. 2.1.).

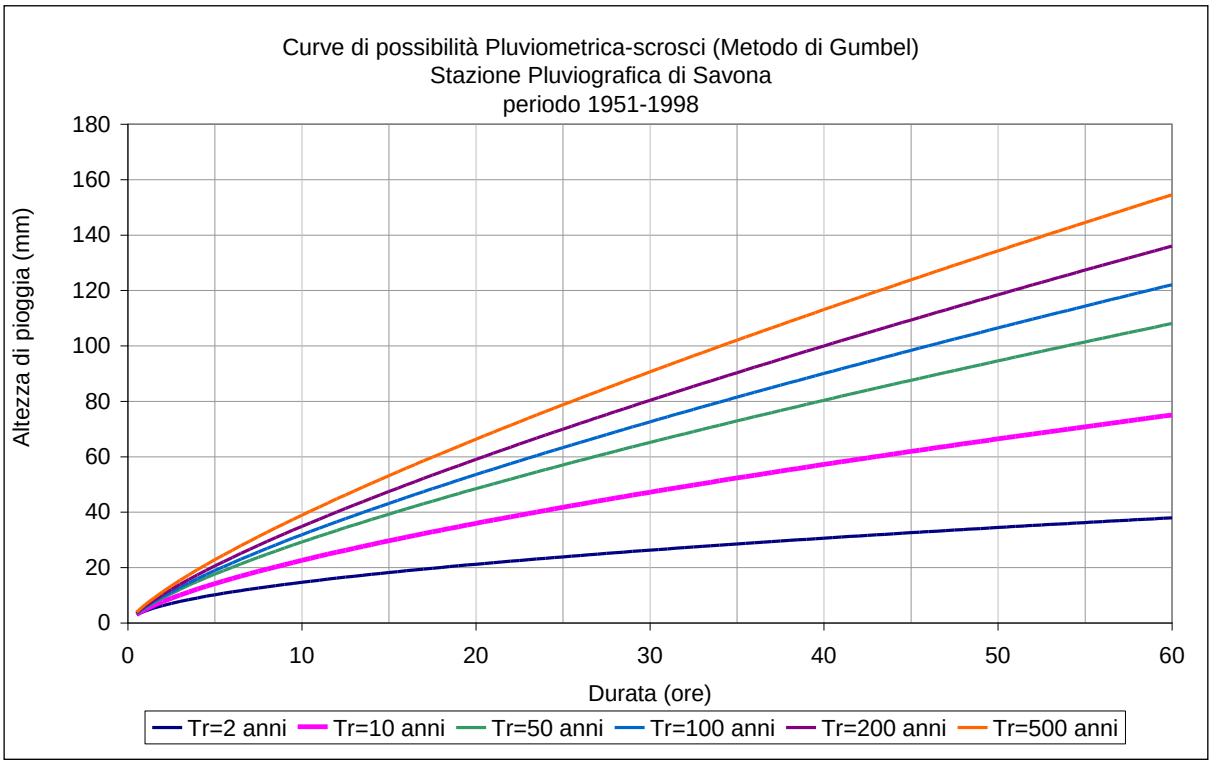


FIG. 2.1 - CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER GLI SCROSCI- STAZIONE PLUVIOGRAFICA DI SAVONA

E' da notare che si è fatto riferimento agli eventi con durata inferiore all'ora (scrosci) in quanto le aree sottese dai collettori principali hanno un'estensione molto contenuta in larghezza e una superficie limitata, fattori che determinano tempi brevi per l'afflusso alla rete e durate molto ridotte per gli eventi critici.

TAB. 2.1 - COEFFICIENTI DELLE EQUAZIONI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER GLI SCROSCI

Tr (>1)	n	log(a)	a
2	0.53	3.64	37.95
10	0.67	4.32	75.06
50	0.73	4.68	108.05

100	0.75	4.80	122.06
200	0.76	4.91	136.04
500	0.77	5.04	154.52

Le elaborazioni hanno fornito per la curva di possibilità pluviometrica, per un evento con tempo di ritorno di 10 anni e durata inferiore all'ora, l'espressione:

$$\mathbf{h = 75{,}06\ t^{0{,}67}}$$

2.4. Valutazione del coefficiente udometrico

Per la valutazione delle portate affluenti alla rete è stato caratterizzato l'evento decennale in termini di altezza di precipitazione, intensità oraria, volume della precipitazione per ettaro e corrispondente portata, per diverse durate dell'evento considerando un coefficiente di deflusso pari a C_d= 1,0.
Nella Tabella 2.2. sono riportati i risultati ottenuti.

TAB. 2.2- CARATTERISTICA DELL'EVENTO DECENNALE PER DIVERSE DURATE DELLA PRECIPITAZIONE

durata evento (min)	altezza precipit. (mm)	intensità (mm/ora)	volume (m^3/ha)	portata (l/s ha)
5	14,20	170,43	142,02	473
10	22,60	135,58	225,97	377
15	29,65	118,60	296,50	329
20	35,95	107,86	359,53	300
30	47,18	94,35	471,76	262
45	61,90	82,54	619,01	229
60	75,06	75,06	750,60	209
90	98,49	65,66	984,89	182

Considerando che, includendo anche il volume contenuto nella pavimentazione e nello spuntino, un velo d'acqua medio di 2 cm si instauri sulla superficie (essendo la superficie orizzontale l'acqua deve crearsi un gradiente per defluire), il volume "invasato" per ettaro durante l'evento viene ad essere (valore da considerarsi decisamente cautelativo) :

$$V_{inv.} = 0{,}02 \times 10.000 = 200\ m^3/ha$$

La portata affluente alla rete per ettaro è quindi, per eventi con diversa durata (Tab.2.3):

TAB. 2.3- PORTATA AFFLUENTE ALLA RETE PER ETTARO

Durata evento (min)	Vol precipit. (m^3/ha)	Vol invasato (m^3/ha)	Vol. defluito (m^3/ha)	Portata alla rete (l/s ha)
5	142,02	142,00	0,00	0
10	225,97	200,00	25,97	43
15	296,50	200,00	96,50	107
20	359,53	200,00	159,53	133
30	471,76	200,00	271,76	151
45	619,01	200,00	419,01	155
60	750,60	200,00	550,60	153
90	984,89	200,00	784,89	145

Si può notare che l'evento critico per la rete ha una durata di 45 minuti, considerando efficace la portata che deriva dal volume della precipitazione depurato del volume invasato.

Nel dimensionamento delle componenti della rete si è considerato che l'invaso costituito dalle tubazioni riduce in misura non significativa la portata convogliata alla sezione terminale delle tubazioni (dell'ordine del 15% -20% per le dimensioni ridotte dei collettori). In via cautelativa si è considerato peraltro il contributo specifico (o coefficiente udometrico) con il valore di:

$$C_d = 155\ l\ s^{-1}\ ha^{-1},$$

assumendo un coefficiente di deflusso pari a $C_d = 1{,}0$.

E' opportuno osservare a riguardo che è stato considerato un coefficiente udometrico maggiore di quello assunto nel progetto esecutivo già approvato per l'assenza, nella presente variante progettuale, delle travi utilizzate quali collettori nella struttura della piattaforma; queste presentavano, quale rete di collettamento, un il volume d'invaso molto rilevante e consentivano quindi di considerare un coefficiente udometrico decisamente inferiore (ridotto del 30%). L'aver assunto il coefficiente di deflusso pari a 1,0 è comunque cautelativo in quanto non considera alcun volume d'invaso della rete.

3. RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

3.1. Criteri progettuali

Come già detto in Premessa la piastra polifunzionale presenta, 4 zone a diversa destinazione (vedi Fig. 1.1) :

- area deposito container, che occupa praticamente tutta la piattaforma tranne le banchine, predisposta per consentire il transito dei veicoli che trasportano i container, sollevati e ubicati da carroponti, che corrono lungo rotaie longitudinali alla piattaforma;
- banchina container, cui attraccano le navi portacontainer;
- banchina petroli, che ospita le navi cisterna per il trasporto di carburanti;
- la banchina rinfuse che richiede, fra l'altro, dispositivi di stoccaggio e di movimentazione del carbone.

Oltre a queste va considerata l'area che permette il collegamento del porto con l'area esterna.

I vincoli principali considerati nella definizione della rete di collettamento si possono suddividere in:

- strutturali per la presenza dei cassoni, degli edifici e delle rotaie dei carriponte;
- altimetrici derivanti dalla necessità di scaricare a gravità le acque meteoriche, non solo quelle di superficie, ma anche quelle che si infiltrano nei pozzetti a sevizio delle diverse infrastrutture;
- temporali e di cantiere derivanti dalle caratteristiche delle diverse fasi di realizzazione della piastra e dalla loro successione.

I criteri guida della Progettazione della rete di drenaggio, seguiti nella fase precedente di progettazione, si possono riassumere nei punti seguenti:

- suddividere la rete in aree indipendenti, in dipendenza della funzione e della tempistica di realizzazione delle diverse zone;
- definire le aree, anche in funzione della ubicazione delle vasche di trattamento e degli scarichi a mare;
- suddividere la portata in diversi recapiti, per non essere costretti ad impiegare diametri superiori a 800 mm, sia per problemi di costo sia per mantenere più elevata possibile la quota del fondo tubo per un più facile scarico a mare;
- ridurre al minimo l'impatto sulla fruibilità e funzionalità della piastra, curando l'ubicazione e la dimensione di caditoie e canalette;
- allontanare anche le acque meteoriche non solo dalla superficie, ma anche dal fondo dei pozzetti: elettrici, idropotabili adiacenti agli edifici, antincendio e alimentazione navi, messa a terra, recessi delle rotaie incassate, pozzetto del "panzerbelt" e vasche di raffreddamento (elenco a titolo di esempio, non esaustivo);

- rispettare i vincoli derivanti dalla presenza delle reti delle altre infrastrutture (dimensioni e pendenze);
- limitare al minimo i sollevamenti.

Nel definire la configurazione della rete e le sue caratteristiche, per quanto riguarda i materiali e la disposizione dei collettori principali, secondari e delle caditoie, si era fatto quindi riferimento, nel Progetto Esecutivo, principalmente alle tempistiche di realizzazione delle diverse zone della piattaforma.

Nella presente variante vengono adeguati sia i criteri progettuali sia la configurazione della rete, tenendo sempre conto delle tempistiche di realizzazione, ma soprattutto della variazione delle caratteristiche strutturali del piazzale, realizzato nella sua interezza con una conterminazione in cassoni e prevedendone il riempimento a tergo in terra.

3.2. Il sistema di collettamento e scarico

Per il sistema di drenaggio delle acque meteoriche si sono adottate tubazioni in PEad liscio per i collettori e per l'adduttrice alle vasche di trattamento

Nell'elaborato grafico relativo è riportato lo schema della rete principale, con l'indicazione degli scarichi a mare e delle aree contribuenti di ciascun impianto di trattamento.

Le caratteristiche planimetriche della rete rispecchiano le fasi costruttive, che hanno condizionato in qualche misura la forma e l'estensione delle aree contribuenti di ciascuna vasca. Per il trattamento ne sono state previste cinque del tipo certificato con separatore a coalescenza con bypass. Non è stato preso in considerazione il trattamento delle acque provenienti dall'area petroli e la relativa vasca con scarico a mare, che fanno parte di un altro progetto.

Il sistema di collettamento e scarico delle acque meteoriche è stato suddiviso, per i motivi già precedentemente esposti, in cinque reti indipendenti (oltre a quella a servizio dell'area petroli che, come già detto, non viene considerata nella presente relazione), ciascuna facente capo ad una vasca di trattamento con scarico a mare.

La sintesi delle elaborazioni relative alle portate convogliate alle vasche di trattamento, è riportata in Tabella 3.1, dove è indicata anche l'area scolante afferente e la portata scaricata a mare da ciascuna di esse.

TAB. 3.1- PORTATA ASSUNTA PER IL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE VASCHE DI TRATTAMENTO

rete	contributo spec.	area scolante	portata a mare
(n°)	(l/s ha)	(m^2)	(l/s)
1	155,0	51.200	794
2	155,0	29.900	463
3	155,0	18.600	288
4	155,0	51.200	794
5	155,0	54.700	848
6	In altro progetto		

Si può osservare che le aree indicate con i numeri 1,4 e 5 (Fig. 3.1.) presentano superfici dello stesso ordine di grandezza, mentre l'estensione delle altre, molto più ridotta, è determinata o dalla destinazione (area di collegamento fra viabilità ordinaria e piastra multifunzionale e area con le porte d'entrata per la rete n° 2) o dalla configurazione altimetrica (la n° 3).

E' opportuno ricordare che le vasche trattano in continuo tutta la portata meteorica defluente dall'area collettata della piattaforma.

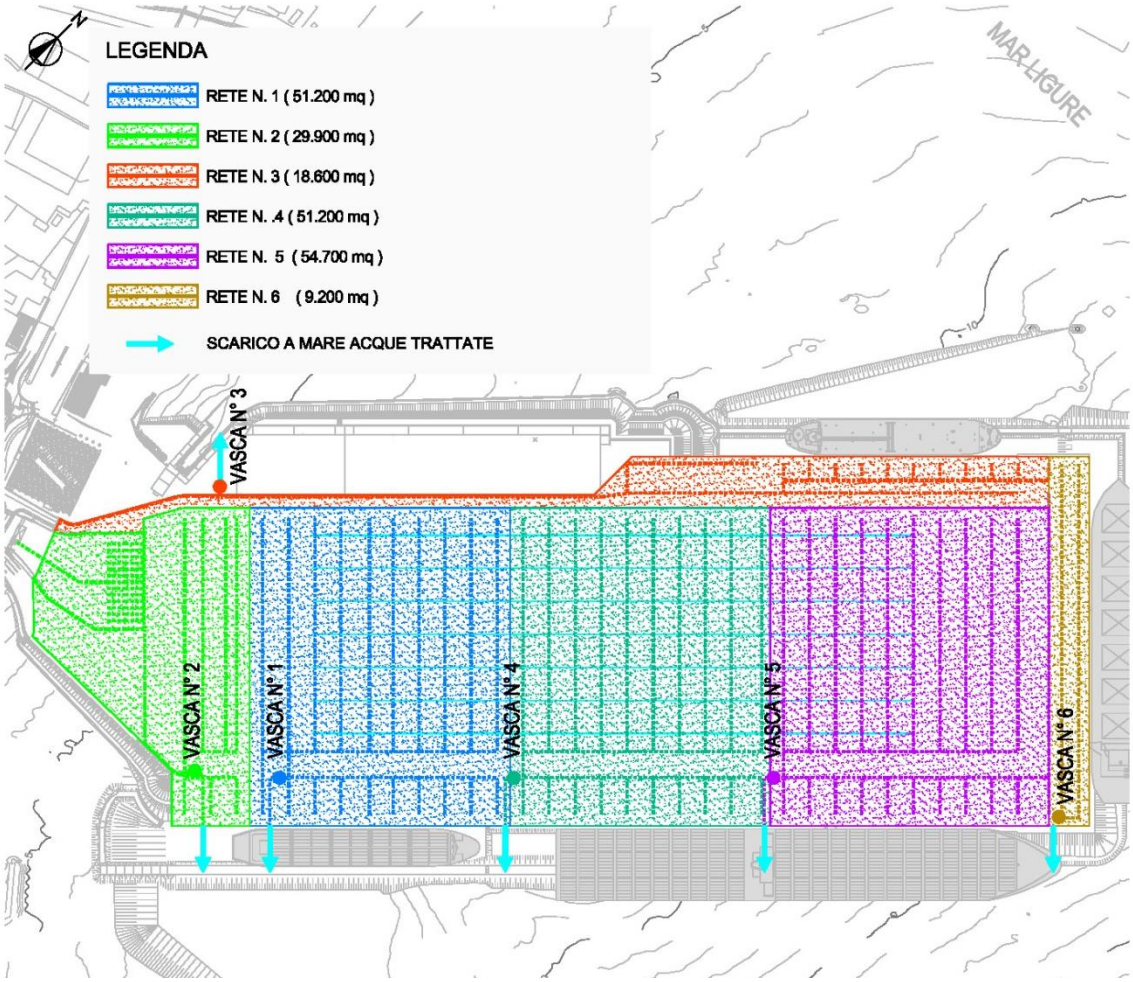


FIG. 3.1- IL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

In linea generale nell'area destinata allo stoccaggio dei container l'approccio progettuale ha portato a prevedere canalette di collettamento di dimensioni 30 cm x 14 cm al centro della via di corsa dei carri ponte con caditoie ogni 20,50 m; con lo stesso passo sono previste caditoie nel corridoio fra le vie di corsa di due carri ponte adiacenti, che immettono direttamente le portate nei collettori secondari, senza canaletta data la ridotta larghezza del corridoio.

Come già illustrato, si osserva che l'area destinata allo stoccaggio dei container è suborizzontale e che quindi la portata affluita alle canalette dipende solo dal gradiente del carico idraulico (spessore del velo d'acqua) che si instaura sulla superficie.

Con lo stesso interasse delle caditoie si collocano i collettori secondari, disposti a pettine, che sono costituiti da tubazioni in PEad PN6 di diametro crescente in funzione della portata e che convogliano le acque meteoriche nel collettore primario, sempre in PEad.

Per le aree pavimentate (strade, vie di corsa, banchine…) è stata mantenuta l'adozione di caditoie che convogliano direttamente le portate nei collettori in PEad.

Di seguito si presenta una sintetica descrizione delle cinque reti indipendenti, ciascuna asservita ad una vasca di trattamento, rimandando agli elaborati grafici per maggiori dettagli. L'estensione di ciascuna rete risente anche della opportunità di mantenere alla quota più elevata possibile il fondo tubo, adottando diametri contenuti e considerando la necessità di non prevedere pendenze inferiori al $3^{o}/_{oo}$.

Come verrà più dettagliatamente illustrato nei paragrafi successivi, si è normalmente previsto un tirante idrico all'interno della tubazione non superiore ai 2/3 del diametro interno.

3.2.1. Rete 1

La rete è a servizio di circa un terzo dell'area container e del corrispondente tratto della banchina container (Fig. 3.2.). Sono previste canalette di collettamento di dimensioni 30 cm x 14 cm al centro della via di corsa dei carri ponte.

L'interasse dei collettori secondari è di 20,50 m, il loro diametro è di Ø 315 mm per quelli in banchina e variabile da Ø315 mm a Ø 400 mm per quelli nell'area container.

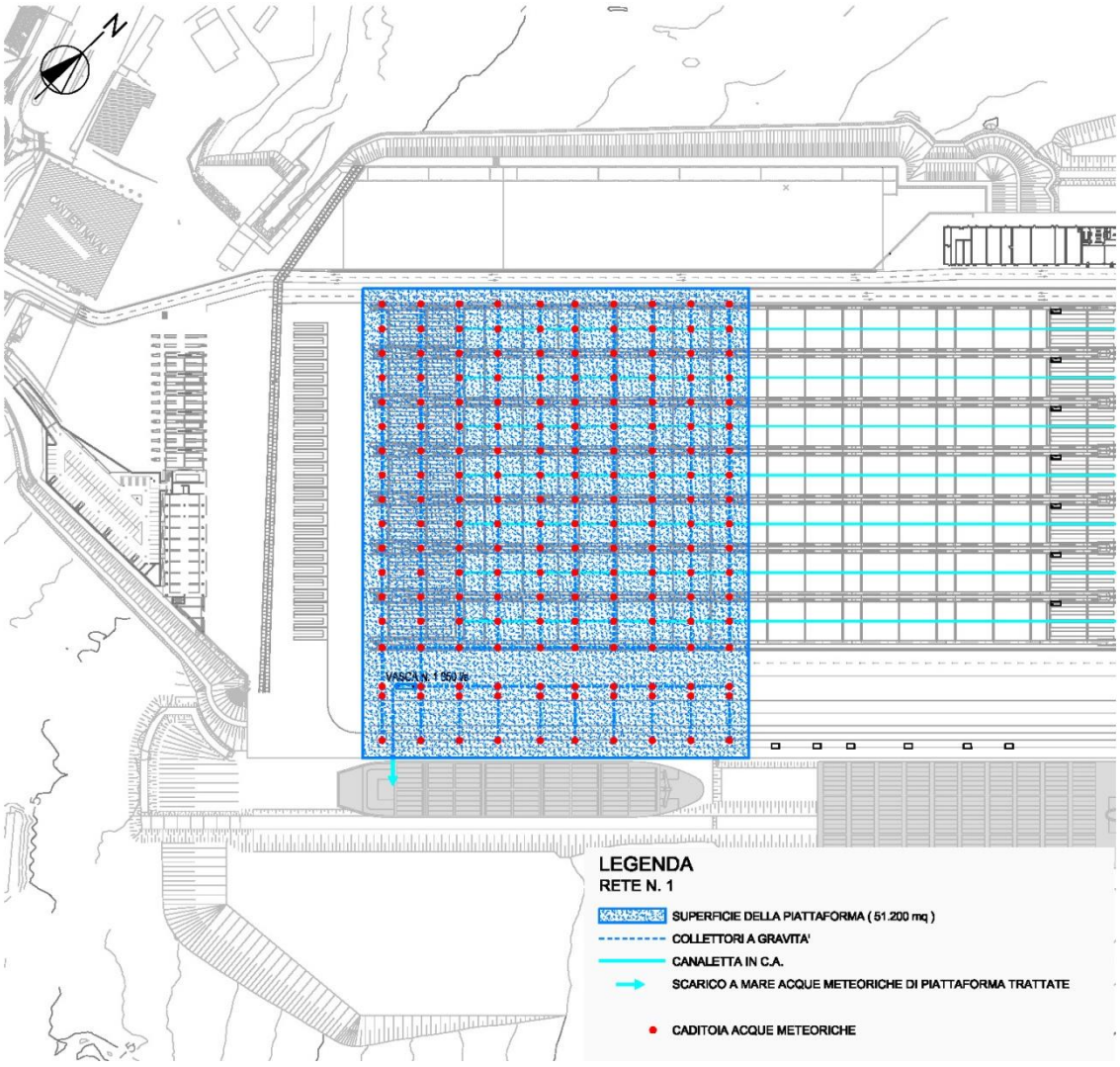


FIG. 3.2- DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 1

Il collettore principale di banchina va da Ø 500 mm a Ø 630 mm, mentre quello che raccoglie le acque del piazzale arriva a Ø 800 mm. La pendenza longitudinale delle tubazioni è del $3^{o}/_{oo}$, vincolata sia dal ridotto spessore disponibile sia dalla quota della vasca di trattamento.

Immediatamente a valle della confluenza dei due collettori principali è ubicata la vasca n°1, prefabbricata e certificata, per il trattamento delle portate prima del loro scarico a mare.

La superficie totale afferente alla vasca 1 è di 51.200 m^2, con una portata decennale massima stimata in 794 l/s. Si è prevista una vasca di trattamento con portata nominale di 800 l/s.

3.2.2. Rete 2

La rete è a servizio della fascia meridionale dell'area di stoccaggio container a terra, adiacente alle porte di ingesso alla piastra, e di un piccolo tratto di banchina; inoltre colletta le acque provenienti dall'area di collegamento fra la viabilità esterna e la piastra multifunzionale, che comprende anche le porte di ingesso (Fig.3.3).

L'ubicazione dei collettori secondari, tutti di diametro Ø315 mm è risultata vincolata dalle caratteristiche geometriche delle porte; l'interasse dei collettori principali è di 20,50 m e il diametro è variabile da Ø315 mm a Ø 400 mm.

Il collettore in testa all'area di stoccaggio raccoglie parte dell'area pavimentata adiacente alle porte e presenta un diametro che va da Ø 315 mm a Ø 630 mm. La tubazione di ingresso alla vasca è Ø 800 mm, così come quella dello scarico a mare.

La superficie totale afferente alla vasca 2, prefabbricata e certificata per il trattamento delle portate prima del loro scarico a mare, è di 29.900 m^2 con una portata decennale massima stimata in 463 l/s. Si è prevista una vasca con portata nominale di 500 l/s.

Inoltre all'interno dell'area scolane n°2 si trova un'area per il lavaggio dei mezzi di lavoro e per il rifornimento dei camion (Fig. 3.4). Le acque di lavaggio vengono captate mediante due caditoie grigliate rettangolari, una posta al centro dell'area di lavaggio camion, l'altra al centro dell'area di lavaggio shuttle carrier. Le caditoie sono collegate a vicini pozzetti di raccolta acqua, direttamente o mediante tubazione. Le portate determinate dal lavaggio dei mezzi hanno un'entità minima rispetto alla capacità di captazione e trattamento del sistema (valore di 3 ordini di grandezza inferiore) ed hanno caratteristiche qualitative, presenza di oli/idrocarburi, tali per cui possono essere trattate dalla stessa vasca di trattamento n°2, da 500 l/s, prevista per le acque meteoriche.

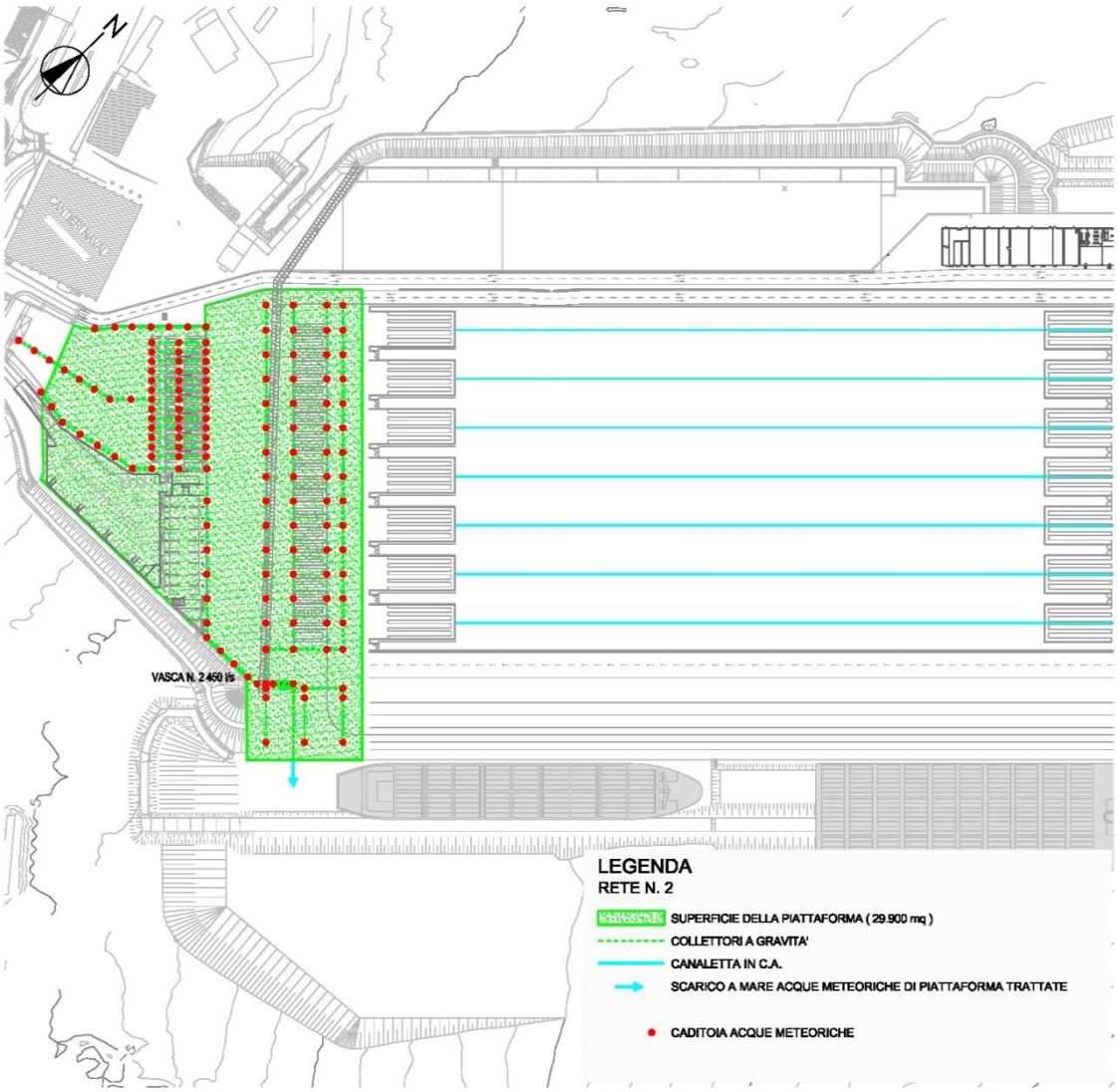


FIG. 3.3- DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 2

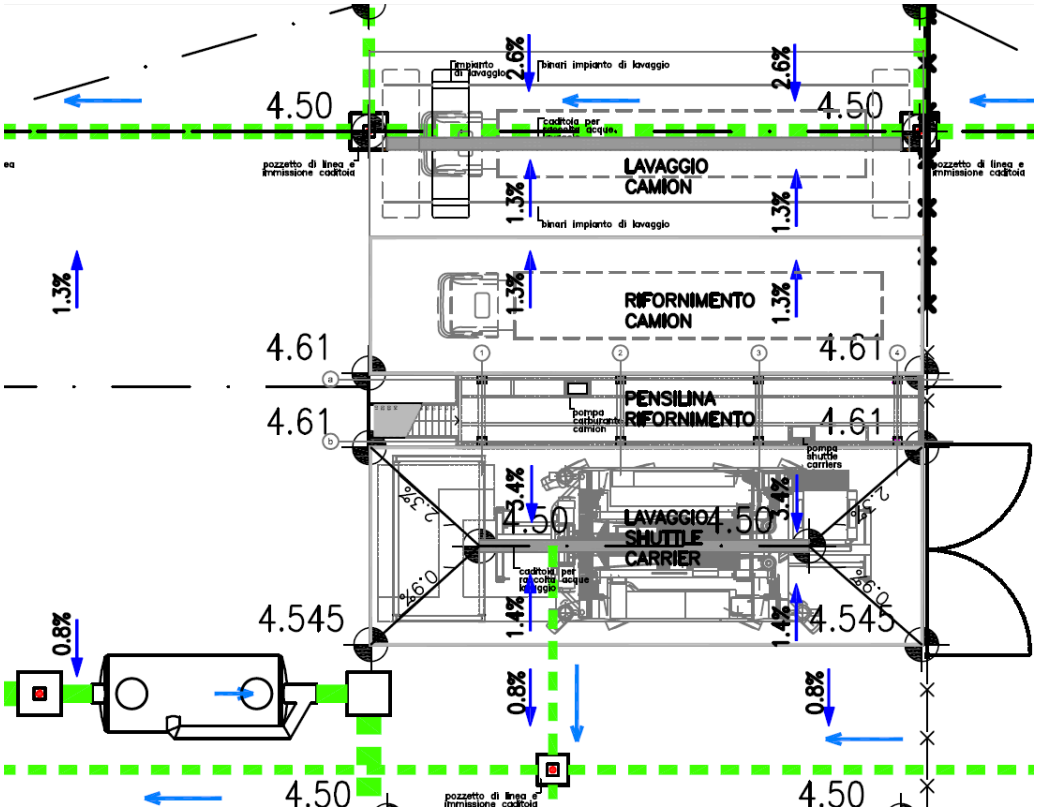


FIG. 3.4- AREA LAVAGGIO MEZZI

3.2.3. Rete 3

La rete è a servizio della viabilità di accesso alla banchina petroli, che per motivi altimetrici non può scaricare a gravità collegandosi ad una delle altre reti (Fig. 3.5). È costituita da un collettore con il diametro variabile da Ø315 mm a Ø630 mm, con pendenza longitudinale del 3,0 $^{o}/_{oo,}$ e corre lungo il lato a mare della piattaforma stradale.

La superficie totale afferente alla vasca 3, prefabbricata e certificata per il trattamento delle portate prima del loro scarico a mare, è di 18.600 m^2, con una portata decennale massima stimata in 288 l/s. Si è utilizzata una vasca con portata nominale di 300 l/s. La tubazione di ingresso alla vasca è Ø 500 mm, così come quella dello scarico, che avviene nello scatolare previsto per la vivificazione idrodinamica.

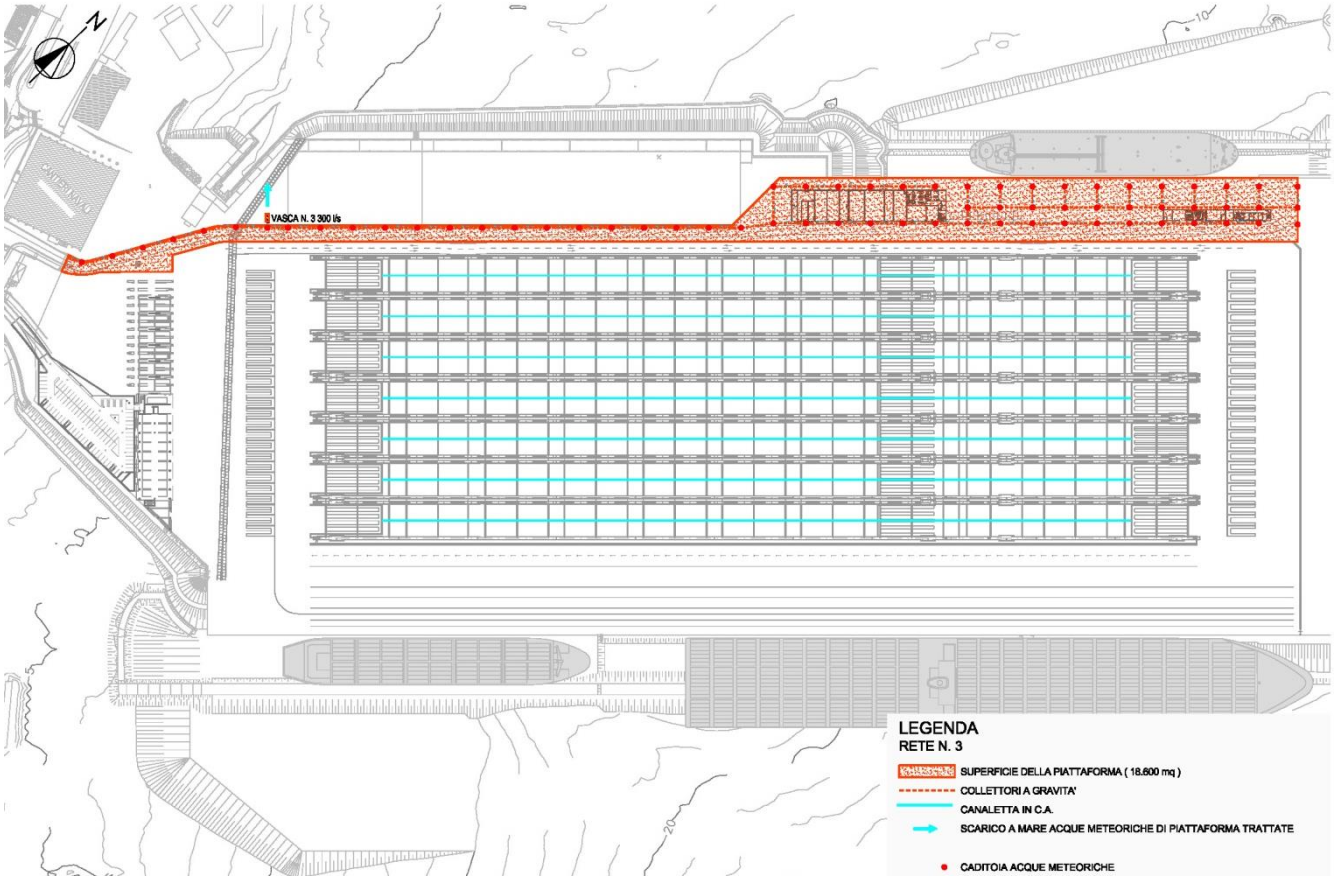


FIG. 3.5- DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 3

3.2.4. Rete 4

La rete è a servizio di circa un terzo dell'area container e del corrispondente tratto della banchina container (Fig. 3.6). Sono previste canalette di collettamento di dimensioni 30 cm x 14 cm al centro della via di corsa dei carriponte.

Il collettore principale di banchina presenta un diametro variabile da Ø 400 mm a Ø 630 mm, mentre quello che raccoglie le acque del piazzale arriva a Ø 800 mm.

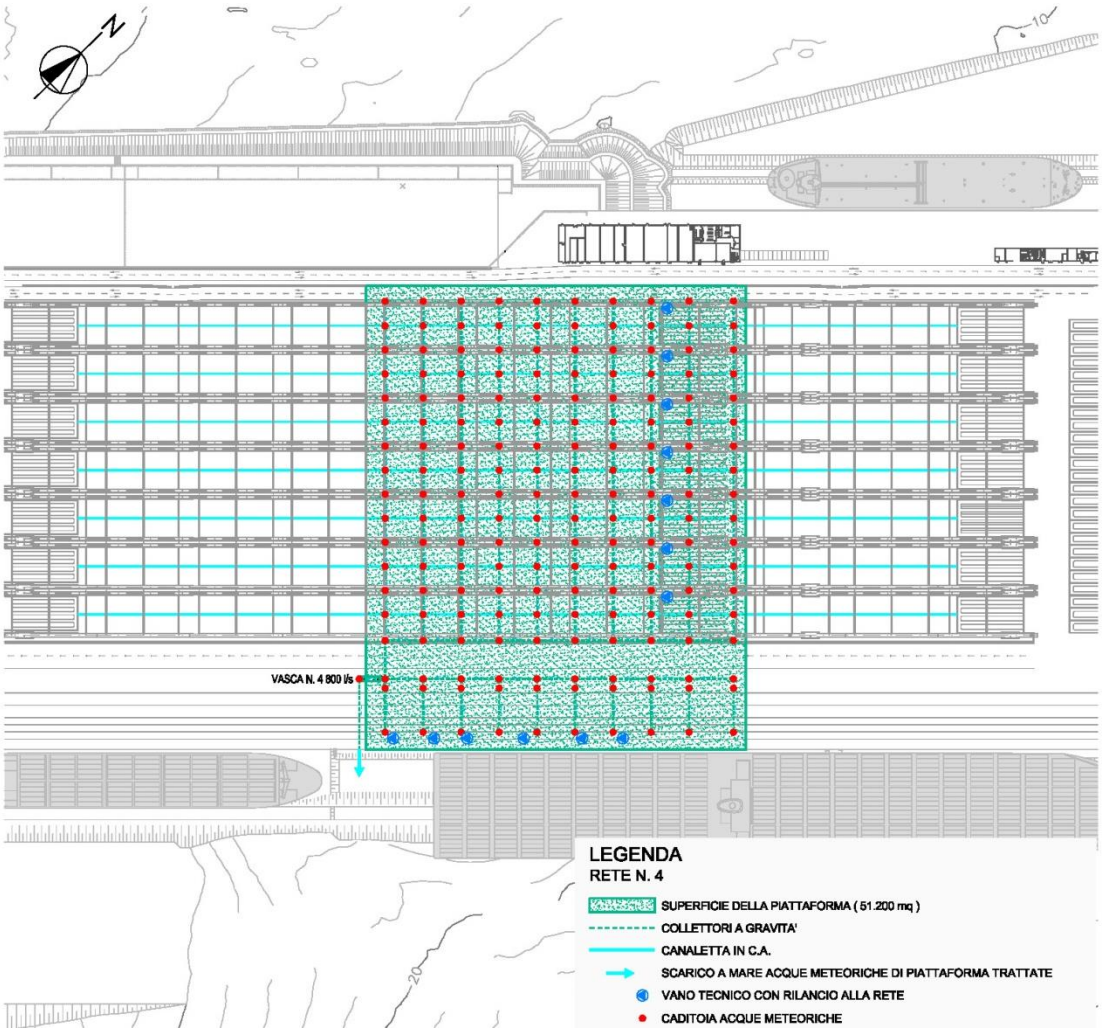


FIG. 3.6- DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 4

La pendenza longitudinale delle tubazioni è del $3^{o}/_{oo}$, vincolata dal ridotto spessore disponibile.

Immediatamente a valle della confluenza dei due collettori principali è ubicata la vasca n°4 , prefabbricata e certificata, per il trattamento delle portate prima del loro scarico a mare.

La superficie totale afferente alla vasca 1 è di 51.200 m^2 con una portata decennale massima stimata in 794 l/s. Si è prevista una vasca con portata nominale di 800 l/s.

3.2.5. Rete 5

Anche questa rete, come la 1 e la 4, raccoglie le acque di circa un terzo, la parte settentrionale, dell'area container e della banchina container, e presenta una configurazione planimetrica analoga alle reti citate 1 e 4 (Fig.3.7).
Sono previste canalette di collettamento di dimensioni 30 cm x 14 cm al centro della via di corsa dei carri ponte con caditoie con interasse di 20,00 m.
Con lo stesso passo sono previste caditoie nel corridoio fra le vie di corsa di due carri ponte adiacenti, che immettono direttamente le portate nei collettori secondari, senza canaletta data la ridotta larghezza del corridoio.
La pendenza longitudinale della tubazione è del 3‰, vincolata dal ridotto spessore a disposizione e dalla quota della vasca di trattamento.
Alla sezione terminale del collettore primario la tubazione di ingresso alla vasca è Ø 800 mm, così come quella dello scarico a mare che, anche in questo caso, avviene in fronte banchina.
La superficie totale afferente alla vasca 5 è di 54.700 m^2 con una portata decennale massima stimata in 848 l/s. Si è utilizzata una vasca con portata nominale di 850 l/s.
La rete di drenaggio n°6 della banchine rinfuse, rappresentata in Fig. 3.8, fa parte di un altro progetto.

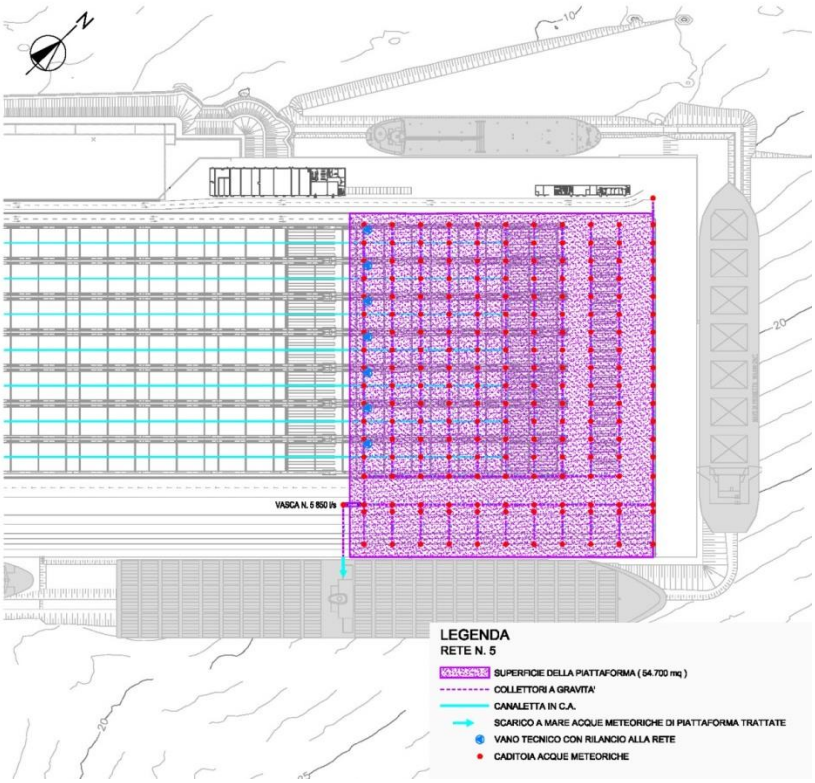


FIG. 3.7- DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 5

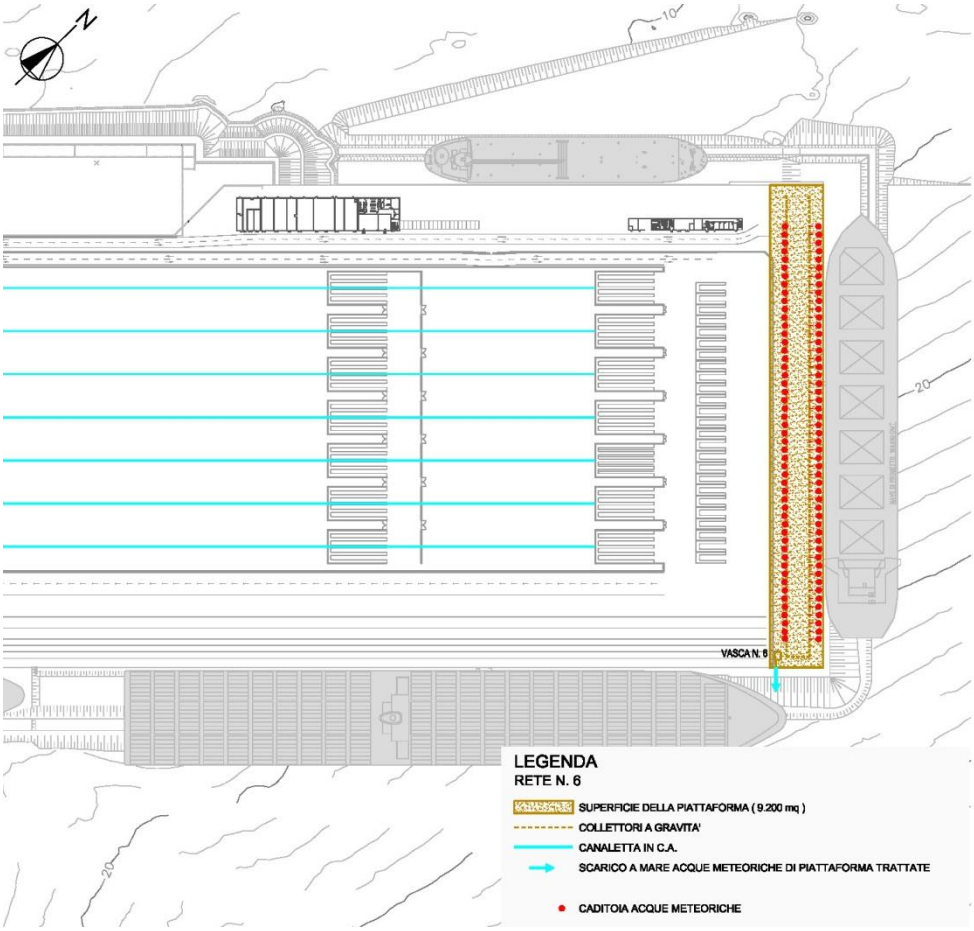


FIG. 3.8 - DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE. RETE N° 6

3.2.6. Scarico dai pozzetti

Una particolare attenzione è stata posta, relativamente al collettamento e scarico delle acque meteoriche, ai ristagni all'interno dei pozzetti previsti nell'ambito degli impianti tecnologici quali:

- impianto elettrico e di messa a terra;
- impianto antincendio;
- vasche di raffreddamento (cold ironing pits);
- allacci idropotabili (per i fabbricati);
- alloggiamento del "panzerbelt";
- camere di alloggiamento delle pulegge dei "panzerbelt";
- altri recessi (ad es. rotaie incassate).

Per tutte queste situazioni, ed altre analoghe anche se non menzionate, si è provveduto allo scarico a gravità nei pozzetti della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ad eccezione dei ristagni all'interno delle camere delle pulegge dei "panzerbelt" e di quelle di raffreddamento per i quali è stata installata una piccola pompa in ciascuna camera per il rilancio delle portate alla rete a gravità.

3.3. Elementi principali della rete

Il sistema di collettamento e di trattamento (materiali e modalità) delle acque meteoriche varia, come detto, nelle diverse zone in funzione della loro ubicazione prevedendo:

- canaletta rettangolare in corrispondenza della mezzeria della via di corsa del carro ponte nell'area container;
- canaletta rettangolare con griglia;
- caditoie, che fanno affluire le portate meteoriche nei collettori nell'area container lungo la canaletta rettangolare, fra i carri ponte e ai bordi delle aree pavimentate;
- scarichi dai pozzetti degli impianti tecnologici;
- adduttrici secondarie e primarie;
- adduttrice alla vasca di trattamento nella quale affluiscono le portate dei collettori;
- vasche di trattamento;
- scarichi a mare.

3.3.1. Canaletta rettangolare in asse via di corsa del carro ponte

La canaletta di dimensioni nette interne di 30 cm x 14 cm, prefabbricata in c.a, è prevista su tutta l'area container al centro della via di corsa di ciascun carro ponte, (Fig.3.9). Caditoie con interasse variabile da 18,00 m a 20,50 m fanno defluire le portate nei collettori secondari sottostanti.

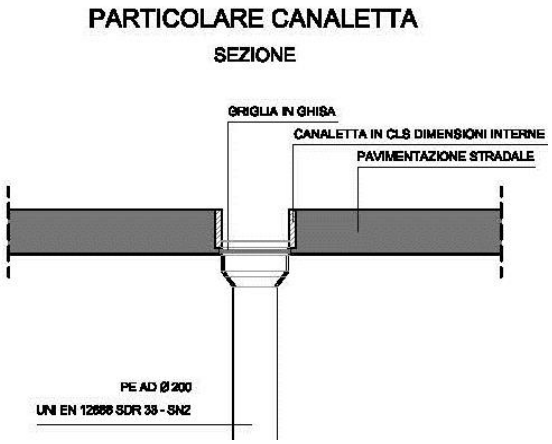


FIG. 3.9- CANALETTA IN ASSE VIA DI CORSA CARRO PONTE

Si osserva che la canaletta si rende necessaria data l'assenza di pendenza della superficie della piastra multifunzionale e per la considerazione che la presenza dei container sulla superficie del piazzale potrebbe impedire il deflusso delle acque meteoriche, qualora fossero realizzate le sole caditoie.

3.3.2. Canaletta rettangolare con griglia

Per il collettamento delle acque meteoriche afferenti sull'area circostante l'edificio "A" della banchina petroli sono state previste due canalette rettangolari grigliate di lunghezza L=110 m, larghezza 30 cm e profondità variabile, una lungo il fronte dell'edificio e l'altra lungo il retro (Fig. 3.10). L'altezza della canaletta aumenta in progressione, con salti di 20 cm, dal suo punto di inizio fino al pozzetto di allacciamento con le tubazioni di drenaggio, partendo da 40 cm di profondità fino a 100 cm.

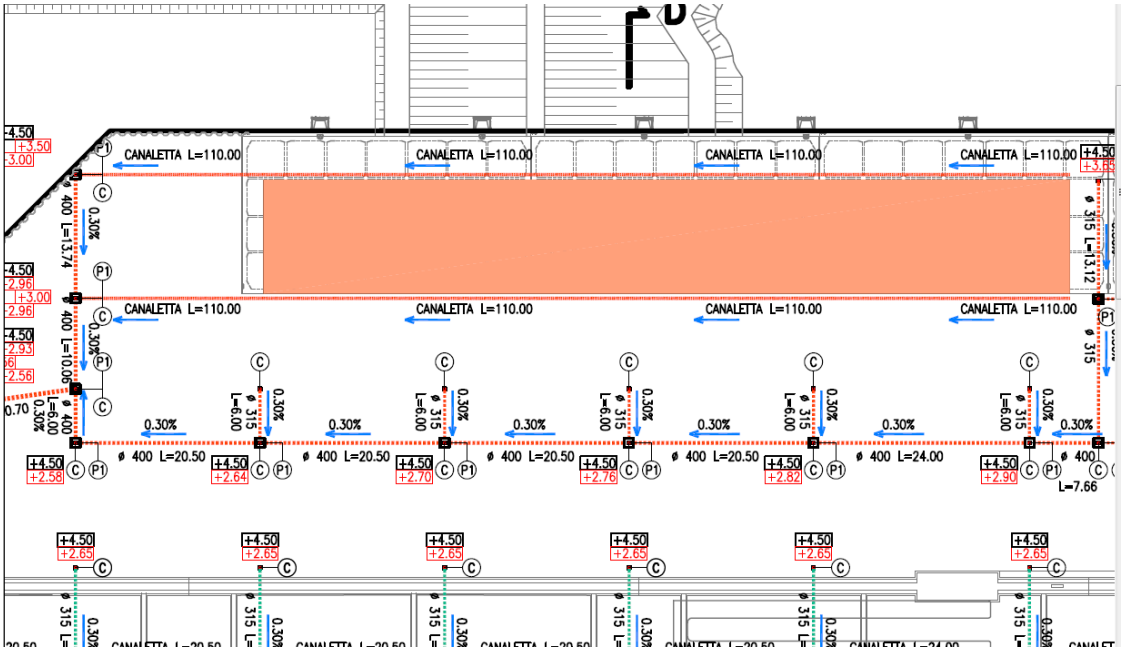


FIG. 3.10- EDIFICIO "A", COLLETTAMENTO ACQUE MEDIANTE CANALETTA GRIGLIATA

3.3.3. Caditoie

Le caditoie fanno affluire le portate meteoriche nei collettori nell'area container lungo la canaletta rettangolare, fra i carri ponte e ai bordi delle aree pavimentate (Fig.3.11).

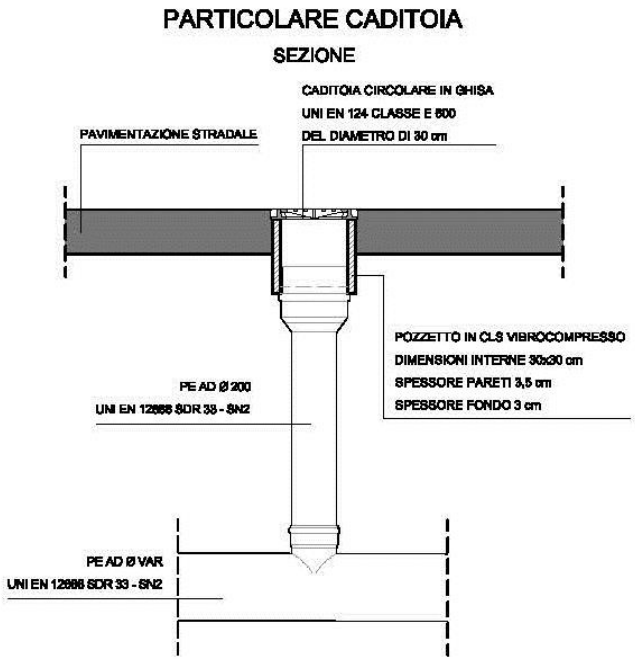


FIG. 3.11- CADITOIA TIPO

Le caditoie, sempre sul fondo della canaletta e nella fascia fra i carri ponte, sono a un interasse regolare (20,50 m), non essendo la loro posizione condizionata da elementi strutturali. Le caditoie sono costituite da una griglia Ø 30 cm posta su un pozzetto delle stesse dimensioni sul fondo, del quale è posta la caditoia di diametro Ø 200 mm.

La medesima soluzione è stata adottata per lo scolo delle acque ai bordi delle aree pavimentate, con un infittimento delle caditoie (passo ridotto) all'aumentare della larghezza della superficie contribuente.

3.3.4. Scarichi dai pozzetti degli impianti tecnologici

E' stato previsto uno scarico di fondo Ø50 dei pozzetti degli impianti tecnologici con una tubazione PEad Ø 100 mm, che scarica l'acqua raccolta sul fondo di ciascun manufatto nei pozzetti della rete di collettamento (Fig. 3.12).

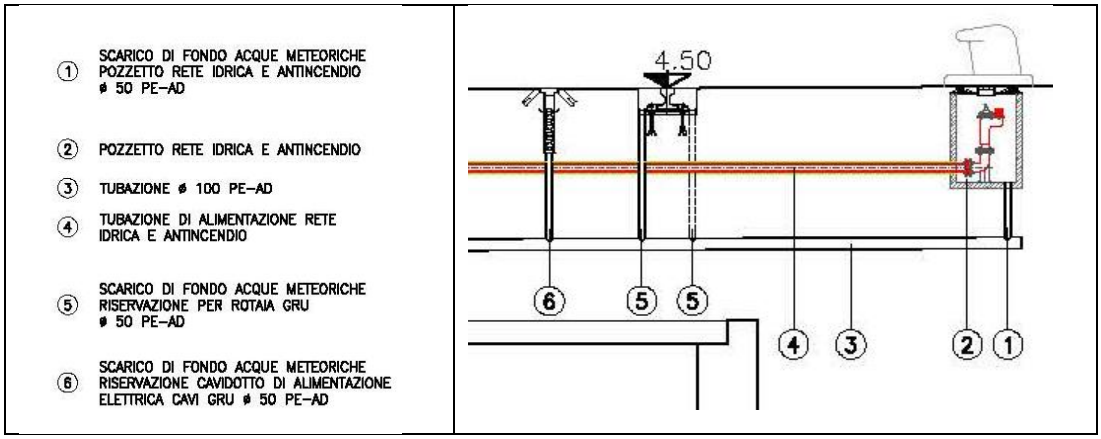


FIG. 3.12- SCARICO DAI POZZETTI DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI

3.3.5. Scarico dai pozzetti delle vasche di raffreddamento

Sul fondo di ciascuna vasca, al centro in senso longitudinale una canaletta rettangolare di dimensioni 15 cm x 5 cm convoglia le acque penetrate all'interno ad un pozzetto con una piccola pompa che rilancia alla rete di collettamento delle acque meteoriche (fig. 3.10)

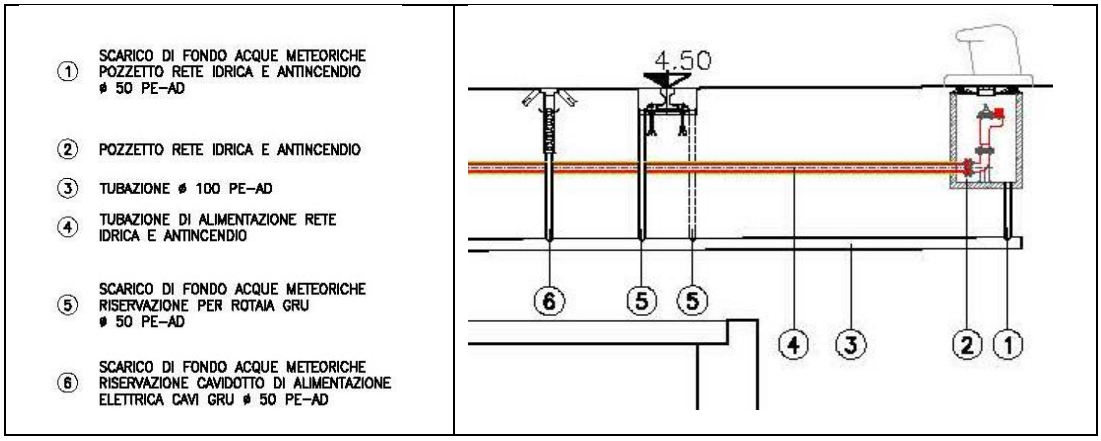


FIG. 3.13- SCARICO DAI POZZETTI DELLE VASCHE DI RAFFREDDAMENTO

3.3.6. Adduttrici secondarie e primarie

I collettori sono previsti con condotte in polietilene ad alta densità (PEad), materiale praticamente inattaccabile dalle acque con inquinanti di qualsiasi caratteristiche. Sono state preferite le tubazioni lisce a quello corrugate (o spiralate) per la maggior semplicità e facilità nelle giunzioni e nei raccordi. Si è utilizzata la categoria PN6.

I diametri utilizzati sono riportati nella Tab.3.1 dove accanto al diametro nominale è indicato lo spessore e il diametro interno della tubazione considerata.

TAB. 3.1- CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TUBAZIONI

Ø nominale.	spessore	Ø interno
(mm)	(mm)	(mm)
200	7,7	184,6
315	12,1	290,8
400	15,3	369,4
500	19,1	461,8
630	24,1	581,8
800	30,6	738,8
1000	38,2	923,6

Pozzetti sono previsti in corrispondenza delle caditoie ubicate sul fondo della canaletta al centro della via di corsa dei carri ponte e nei punti di variazione del diametro del colletore (Fig.3.14).

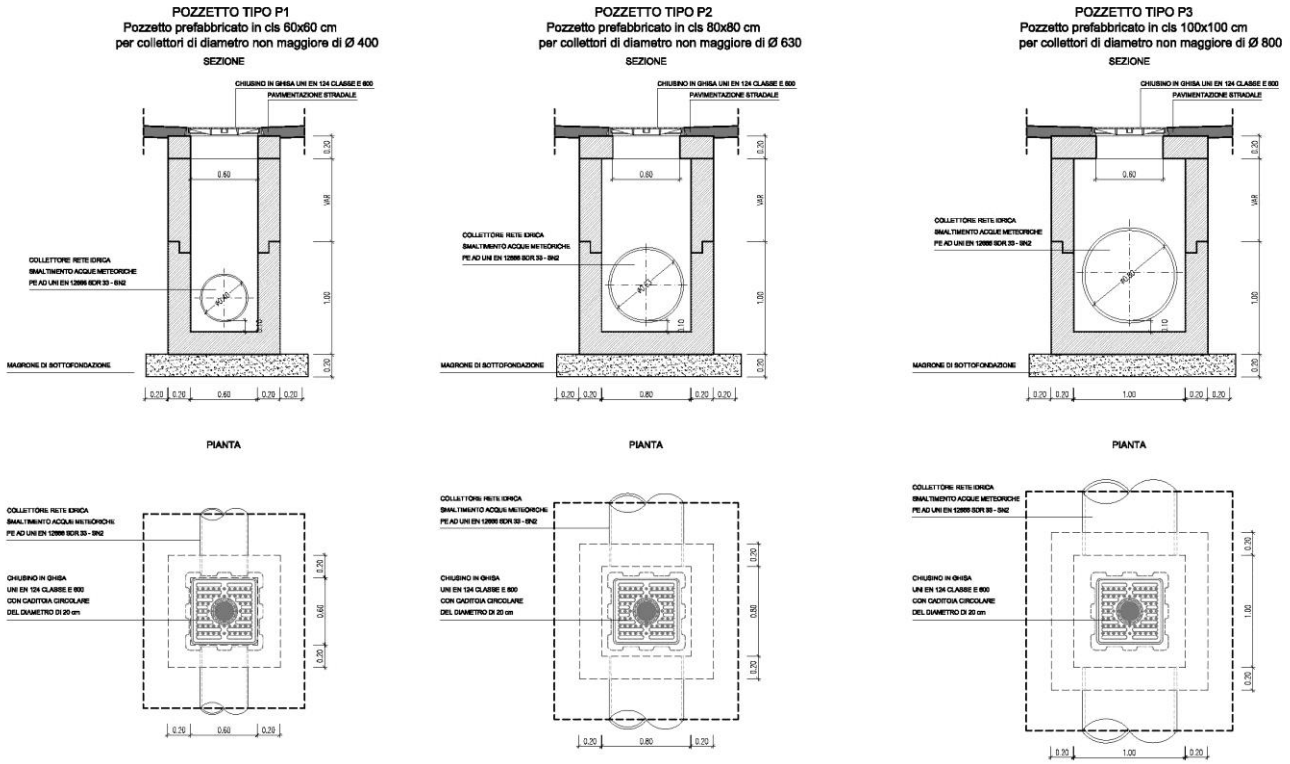


FIG. 3.14- TIPOLOGIE DI POZZETTI

3.3.7. Adduttrici alla vasche di trattamento e scarichi a mare

Sono state utilizzate tubazioni in PEad PN6 sia in ingresso alle vasche che per gli scarichi a mare con diametri che variano da Ø 500 mm, per la vasca 3, a Ø 800 per le vasche 1, 2, 4 e 5. Gli scarichi a mare, in PEad, hanno una pendenza del 0,6% e una quota di sbocco a 0,15 m s.m.m.

Si è verificato che l'ubicazione degli scarichi a mare lungo le banchine non causa alcun problema né al deflusso delle portate né all'accosto delle navi. Infatti la distanza dei natanti dalla banchina è di almeno 1,60 m (spessore del fender lungo banchina), mentre il getto in uscita dalla tubazione può avere una velocità massima del flusso di 1,0 m/s, assolutamente ininfluente nei confronti di un eventuale disturbo al natante.

3.4. Le vasche di trattamento delle acque meteoriche

Nel Progetto Definitivo approvato era già previsto il trattamento in continuo delle portate meteoriche. Si è ritenuto opportuno mantenere tale scelta progettuale per i motivi sinteticamente esposti di seguito:

- opportunità di utilizzare vasche prefabbricate e certificate per ottimizzare i tempi di installazione e di collaudo;
- sicurezza di trattare tutte le acque e non solo quelle formalmente definite di prima pioggia;
- sicurezza di garantire lo scarico anche in caso di sversamenti durante eventi piovosi;
- assenza di organi elettromeccanici e quindi maggiore economicità nella manutenzione e facilità di gestione.

Le vasche di trattamento (paragrafo 3.4.2) sono del tipo con separatore a coalescenza con bypass, prefabbricate e certificate; si è preferito utilizzare quelle in acciaio, di dimensioni, peso e ingombro minori rispetto a quelle in calcestruzzo, prevedendone una in corrispondenza della sezione terminale del collettore di ciascuna rete considerata.

3.4.1. Normativa di riferimento

Trattandosi di scarichi a mare sono previsti impianti di trattamento delle acque meteoriche certificati e realizzati secondo la normativa vigente in campo ambientale. Nel caso in esame si è optato, come detto, per un trattamento in continuo di tutta la portata.

Le vasche, prefabbricate, sono costituite da un sedimentatore e da un sistema di disoleazione con filtri a coalescenza (Fig. 3.15 e Fig.3.16), realizzati in accordo il D.L. 152/06 "recante disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane", riguardante la quantità massima ammissibile di idrocarburi allo scarico, che non devono superare i 5 mg/l.

3.4.2. Caratteristiche di funzionamento

Il separatore di oli è un elemento prefabbricato ad elementi monolitici con dispositivo di distribuzione dei flussi, sedimentatore, separatore di classe II e I e condotto di campionamento. Viene utilizzato per la separazione di sostanze solide e oli minerali presenti nell'acqua.

Grazie alle speciali lastre liofile e resistenti alla corrosione installate diagonalmente all'interno del separatore, vengono raggiunti senza ulteriori trattamenti i valori dei parametri di qualità in uscita in accordo con la vigente normativa.

La portata in ingresso attraversa prima di tutto il sistema di limitazione e distribuzione che evita la fuoriuscita di oli in caso di mal funzionamento e garantisce un flusso laminare all'interno della vasca, quindi arriva nel sedimentatore integrato.

Grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, il flusso passa da un moto turbolento ad un moto laminare permettendo così una più facile separazione delle sostanze sedimentabili quindi, grazie ad un percorso obbligato, attraversa i pacchetti filtranti, dove le gocce d'olio più grandi vengono rapidamente indirizzate verso la superficie (Fig. 3.16).

Le piastre del pacchetto filtrante vengono sovrapposte, mediante speciali supporti distanziatori, e grazie alla speciale configurazione delle lastre ed al flusso laminare del liquame, si crea una continua collisione delle particelle d'olio fra di loro, che agevola la loro risalita.

Quando una goccia d'olio arriva ad una delle piastre, questa aderisce e risulta quindi separata. Grazie al peso specifico dell' olio, inferiore a quello dell' acqua, questo risale lentamente attraverso gli appositi fori delle piastre fino alla superficie.

Il condotto di scarico, nella parte superiore a vista, è munito di tappo a vite per consentire la campionatura.

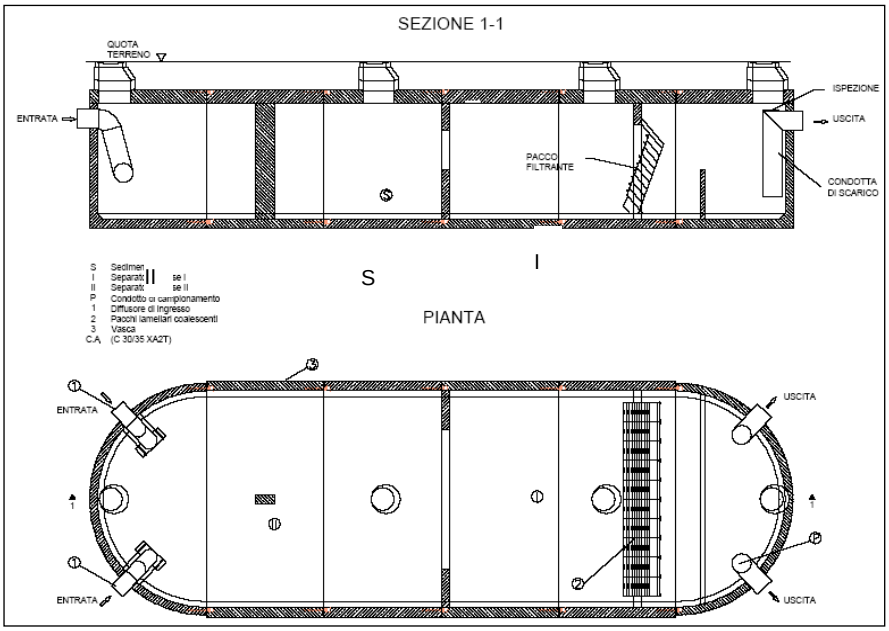


FIG. 3.15- VASCA TIPO DI TRATTAMENTO CON SEDIMENTATORE E DISOLEATORE

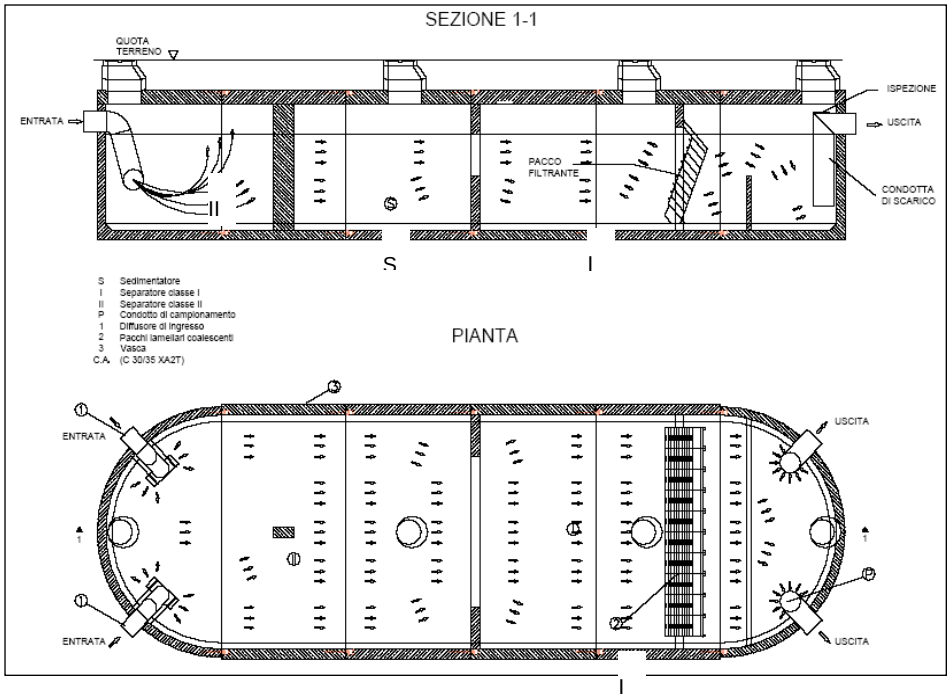


FIG. 3.16- SCHEMA DI FLUSSO

Ciascun impianto con portata nominale superiore a 100 l/s, è dotato di by-pass di emergenza e sicurezza. Lo scarico è a mare.

3.4.3. Caratteristiche delle vasche

Per il trattamento ne sono state previste cinque del tipo certificato con separatore a coalescenza con bypass; una dimensionata per una portata di 850 l/s , una da 800 l/s, una da 450 l/s, e una da 300 l/s. Non viene descritto e considerato il trattamento delle acque provenienti dall'area petroli, come pure la vasca con scarico a mare, che fanno parte di un altro progetto.

La sintesi delle elaborazioni relative alle portate convogliate alle vasche di trattamento, è riportata In Tabella 3.2, dove è indicata anche l'area scolante afferente e la portata scaricata a mare da ciascuna di esse.

TAB. 3.2- PORTATA ASSUNTA PER IL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE VASCHE DI TRATTAMENTO

vasca	portata nominale.	contributo spec.	area scolante	portata a mare
(n°)	(l/s)	(l/s ha)	(m^2)	(l/s)
1	800	155,0	51.200	794
2	500	155,0	29.900	463
3	300	155,0	18.600	288
4	800	155,0	51.200	794
5	850	155,0	54.700	848
6	In altro progetto			

Si può osservare che le aree indicate con i numeri 1,4 e 5 presentano superfici dello stesso ordine di grandezza, mentre l'estensione delle altre, molto più ridotta, è determinata o dalla destinazione (area di collegamento fra viabilità ordinaria e piastra e area con le porte d'entrata) o dalla configurazione altimetrica (la n° 3).

3.5. Dimensionamento e verifica della rete

3.5.1. Canalette

Le canalette svolgono la funzione di captazione e collettamento delle acque meteoriche principalmente nell'area container. Ad un interasse costante la portata presente nella canaletta viene scaricata in un collettore sottostante; in corrispondenza dello scarico verticale si realizza l'altezza critica, con un profilo di richiamo a corrente lenta.

L'altezza critica si deduce dalla condizione critica che il numero di Froude assuma il valore $F_R = 1$, cioè:

$$\frac{v^2}{gy} = \frac{Q^2}{b^2 g y_c^{\ 3}} = 1$$

dove *b* è la larghezza della canaletta.

L'altezza critica è quindi : $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{q_{max}^{\ 2} l^2}{b^2 g}}$,

dove q_{max} ed l sono rispettivamente la portata affluente alla canaletta per unità di lunghezza e l la lunghezza della canaletta stessa.

Uguagliando le spinte idrauliche di valle dove si instaura la sezione critica e di monte dove si presenta il tirante massimo, si verifica la sufficienza idraulica della canaletta (Fig. 3.175.).

La spinta idraulica di monte è dovuta alla sola componente statica: $S_M = \frac{y_M^{\ 2}}{2} b\gamma$.

La spinta idraulica di valle è invece composta anche dalla componente dinamica:

$$S_V = \frac{y_v^{\ 2}}{2} b\gamma + \rho \frac{Q^2}{b y_v}.$$

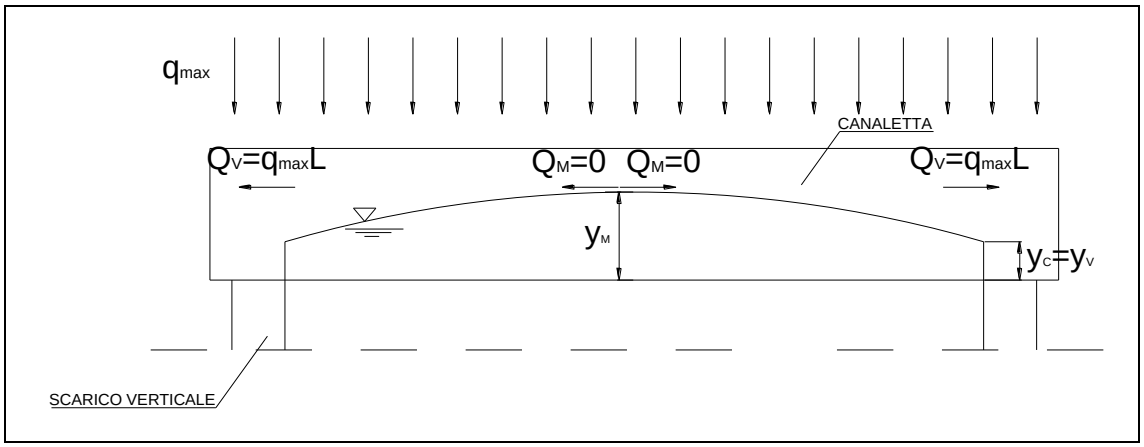


FIG. 3.17- SCHEMA DEL PROFILO IDRAULICO NELLA CANALETTA

Nell'equazione di equilibrio delle spinte non compaiono le forze resistenti dovute alla tensione tangenziale compensate dal carico di monte:

$$\frac{y_M^{\ 2}}{2} = \frac{y_v^{\ 2}}{2} + \frac{Q^2}{g b^2 y_v}.$$

Imponendo la condizione critica di valle si deduce il tirante di monte da confrontarsi con l'altezza disponibile della canaletta:

$$y_M = \sqrt{3} y_V .$$

Se si considera che l'altezza massima utile della canaletta è di 14 cm , si ha che il carico massimo compatibile sulla caditoia viene ad essere 8 cm.

3.5.2. Caditoie

La portata scaricata dalla caditoia con funzionamento a soglia sfiorante è rappresentata dall'espressione

$$Q = C_q y_V \pi D \sqrt{2 g y_V}$$

(dove con D si intende il diametro dello scarico e $C_q = 0{,}35$) deve eguagliare o superare la portata in arrivo $Q = q_{\max} L$.

Se si considera il diametro della caditoia di 300 mm e il carico massimo di 8 cm, la portata esitabile dalla caditoia viene ad essere:

Q = 25 l/s,

che, con caditoia di diametro 200 mm, diventa

Q = 16 l/s.

Con riferimento al contributo specifico (coefficiente udometrico) è da osservare che le ipotesi effettuate sul contributo specifico, che determina la portata massima alle sezioni terminali dei collettori (riduzione dovuta al volume di invaso della rete), portano a considerare per la verifica della sufficienza idraulica delle caditoie un valore superiore del 50% di quello assunto alla chiusura delle reti:

C_s= 1,5 x 155 l/s ha = 232,5 l/s ha.

Considerando quest'ultimo contributo specifico di riferimento è evidente come una caditoia appare in grado di esitare le portate di più di 1.000 m^2 nel caso di Ø 300 mm e di 700 m^2 nel caso di Ø 200 mm. Se si considera che al massimo su una caditoia nell'area container grava una superficie di 600 m^2, è evidente che il sistema è in grado di smaltire gli eventi decennali.

3.5.3. Dimensionamento e verifica dei collettori

Le caditoie scaricano le portate meteoriche nei collettori costituiti da tubazioni in PEad di vario diametro. Il quadro generale è presentato in Tab. 3.3, che riporta le portate scaricate a mare dalle diverse reti componenti il sistema di drenaggio al verificarsi dell'evento decennale.

TAB. 3.3- PORTATE CONVOGLIATE A MARE DALLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

vasca (n°)	contributo spec. (l/s ha)	area scolante (m^2)	portata a mare (l/s)
1	155,0	51.200	794
2	155,0	29.900	463
3	155,0	18.600	288
4	155,0	51.200	794
5	155,0	54.700	848

Come già detto la rete è costituita da tubazioni in PEad di diametro nominale da Ø 315 mm a Ø 800 mm con pendenze del 3,0 $^{0}/_{00}$.

Considerando il contributo specifico

$$C_s = 155 \text{ l/s ha},$$

si è verificato che i tratti di diametro minore (315 e 400 mm) presentassero un tirante mai superiore al 50% del diametro. Per tubazioni con diametro nominale Ø630 mm e Ø800 mm si è considerato accettabile un riempimento al 66% (2/3) e solo per il tratto terminale delle adduzioni alle vasche si è accettato il massimo riempimento compatibile con il funzionamento a pelo libero.

La verifica idraulica ha riguardato essenzialmente la valutazione dell'altezza idrica a moto uniforme verificando che il deflusso non risulti rigurgitato. A tal fine è stata utilizzata la nota formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K\, R^{2/3}\, i^{1/2}\, A$$

con:

- K coefficiente di scabrezza ($m^{1/3}\, s^{-1}$) assunto pari a 80 $m^{1/3}\, s^{-1}$
- A sezione liquida (m^2)
- R raggio idraulico, rapporto fra sezione liquida e perimetro bagnato (m)
- i pendenza del fondo

Nella Tab.3.4 sono riportate le valutazioni effettuate considerando i diametri e le pendenze di progetto sulla base delle quali sono state dimensionate le tubazioni.

TAB. 3.4- TABELLA PER LA VERIFICA DEL DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

Collettore			Tirante al 50%		Tirante al 66%		Tirante massimo	
Diametro nominale	Diametro interno	Pendenza	Portata	Area scolabile	Portata	Area scolabile	Portata	Area scolabile
(mm)	(mm)	(‰)	(l/s)	(m^2)	(l/s)	(m^2)	(l/s)	(m^2)
315	290,8	3,0	25	1.613	40	2.581	54	3.484
315	290,8	3,5	27	1.742	44	2.839	58	3.742
400	369,4	3,0	48	3.097	77	4.968	102	6.581
400	369,4	3,5	52	3.355	83	5.355	110	7.097
500	461,8	3,0	87	5.613	139	8.968	185	11.935
500	461,8	3,5	94	6.065	150	9.677	200	12.903
630	581,8	3,0	161	10.387	257	16.581	342	22.065
630	581,8	3,5	174	11.226	278	17.935	369	23.806
800	738,8	3,0	305	19.677	486	31.355	647	41.742
800	738,8	3,5	329	21.226	525	33.871	699	45.097
800	738,8	5,0	393	25.355	627	40.452	835	53.871
800	738,8	7,0	465	30.020	742	47.877	988	63.745

4. LA RETE DI FOGNATURA NERA

Il sistema di fognatura nera prevede la raccolta delle acque reflue di tre edifici separati (Fig.4.1), a ciascuno dei quali sono attribuiti i seguenti abitanti equivalenti:
Edificio Amministrativo, con 420 ab.eq.
Edificio “A” con 45 ab.eq.
Edificio “B” con 29 ab.eq

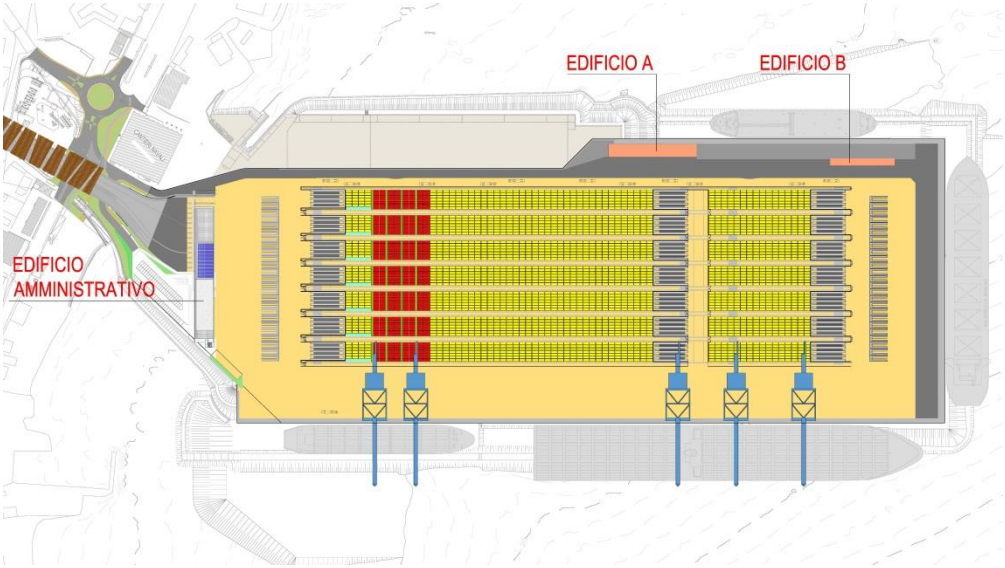


FIG. 4.1- EDIFICI PRESENTI NELL'AREA

Lo schema della rete fognaria è rappresentato in Fig.4.2. Per gli edifici "A" e "B" la rete delle acque nere è costituita da una successione di impianti di pompaggio in serie, che fanno confluire le portate ad una stazione di sollevamento, che le rinvia alla fognatura comunale esistente.
Per l'edificio Amministrativo le acque nere fognari vengono raccolte e convogliate all'ultimo pozzetto, di raccolta e sollevamento alla fognatura pubblica, per gravità.

4.1. Criteri progettuali

I principali criteri assunti a base della progettazione per garantire l'efficienza del sistema si possono riassumere in:

- prevedere le stazioni di sollevamento con trituratore, data la ridotta portata che proviene dai fabbricati A e B, per garantire un corretto allontanamento dei liquami;
- utilizzare stazioni prefabbricate, almeno ove sono richieste piccole portate;
- impiegare, ove possibile stazioni di dimensioni ridotte tali da poter trovare sistemazione all'interno di pozzetti;
- dimensionare le stazioni con un numero di stacchi non superiore a 12 per ora;
- assicurare velocità di flusso che garantisca il non deposito lungo la linea;

- non interferire con infrastrutture e impianti tecnologici già previsti nella piastra multifunzionale.

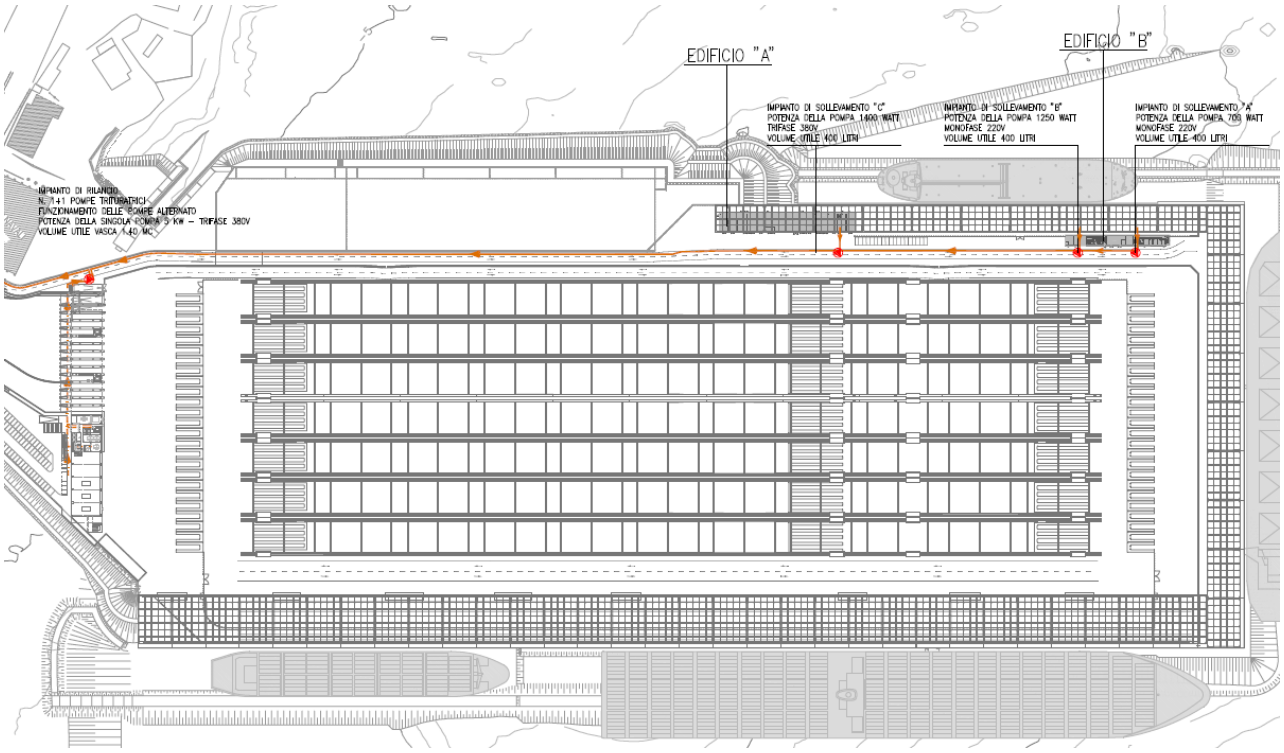


FIG. 4.2- SCHEMA DELLA RETE FOGNARIA

4.2. Portate affluenti alla rete

La portata media delle fognature è correlata alla dotazione idrica giornaliera, mentre quella di punta dipende dall'andamento dei consumi all'interno della giornata e viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$Q_N = \frac{\alpha \cdot q \cdot \gamma + \beta_s}{3600 \cdot \beta} \cdot N \left[\frac{l}{s}\right];$$

con:

q = dotazione giornaliera (assunta pari a 200 litri/abitante giorno)

α = coefficiente di riduzione dovuto a perdite per evaporazione, (assunto α =1)

γ = coefficiente di punta (assunto da letteratura più qualificata pari a 2,4)

β_s = contributo di sostanze liquide e solide di provenienza diversa (1,5 l/giorno)

β = ore durante le quali si presume avvenga l'utilizzo dell'acqua (considerate 8 ore);

N = numero abitanti equivalenti allacciati alla rete.

Per i tre edifici si ottiene:

1. Edificio Amministrativo:

$$Q_N = \frac{\alpha \cdot q \cdot \gamma + \beta_s}{3600 \cdot \beta} \cdot N = \frac{1 \cdot 200 \frac{l}{ab/giorno} \cdot 2{,}4 + 1{,}5}{3600 \cdot 8} \cdot 420 = 7{,}02 \frac{l}{s}$$

2. Edificio "A": $Q_N = \frac{\alpha \cdot q \cdot \gamma + \beta_s}{3600 \cdot \beta} \cdot N = \frac{1 \cdot 200 \frac{l}{s \cdot ab} \cdot 2{,}4 + 1{,}5}{3600 \cdot 8} \cdot 20 = 0{,}33 \frac{l}{s}$

3. Edificio "B": $Q_N = \frac{\alpha \cdot q \cdot \gamma + \beta_s}{3600 \cdot \beta} \cdot N = \frac{1 \cdot 200 \frac{l}{ab/giorno} \cdot 2{,}4 + 1{,}5}{3600 \cdot 8} \cdot 45 = 0{,}75 \frac{l}{s}$

4.3. Descrizione della rete

La rete è costituita da un tratto a gravità, che raccoglie le acque nere dell'edificio Amministrativo, e da un tratto in pressione che raccoglie le acque nere degli edifici "A" e "B". Entrambi i tratti convogliano le acque alla stazione di pompaggio SP1 che rilancia le acque alla fognatura pubblica.

Il primo tratto a servizio dell'edificio Amministrativo è costituito da un collettore a gravità in PEad Ø esterno 315 mm.

Il secondo invece è costituito da 3 stazioni di sollevamento in serie SP A, B e C e da tubazioni Ø 90 mm in PEad (Elaborato grafico MI0102-PV-I-P-D-111-00).
L'esistenza di due locali adibiti a servizi nel fabbricato "B", posti ad una certa distanza l'uno dall'altro ha reso opportuno prevedere due impianti compatti di sollevamento, in serie l'uno all'altro, nominati sollevamenti SP A e B (Fig.4.3). Il terzo impianto compatto di sollevamento, denominato SP C, si trova in corrispondenza del locale servizi dell'edificio "A"(Fig.4.4).

Gli impianti, prefabbricati e certificati, sono collocati all'interno di un pozzetto ed hanno un volume utile di 400 l.

Le pompe sono in numero di due, con una di riserva all'altra, per ciascun impianto. La tubazione di mandata dalla stazione di sollevamento A alla B e da questa alla C, è prevista di Ø 90 mm in PEad.
Dal fabbricato "B" la SP C rilancia le portate nere dei due fabbricati alla SP1, posta all'estremità nord della piastra polifunzionale lungo la strada di accesso alla banchina petroli, con una tubazione Ø 90 mm.
Dalla SP1 una tubazione Ø110 mm recapita le portate nere alla fognatura comunale esistente.

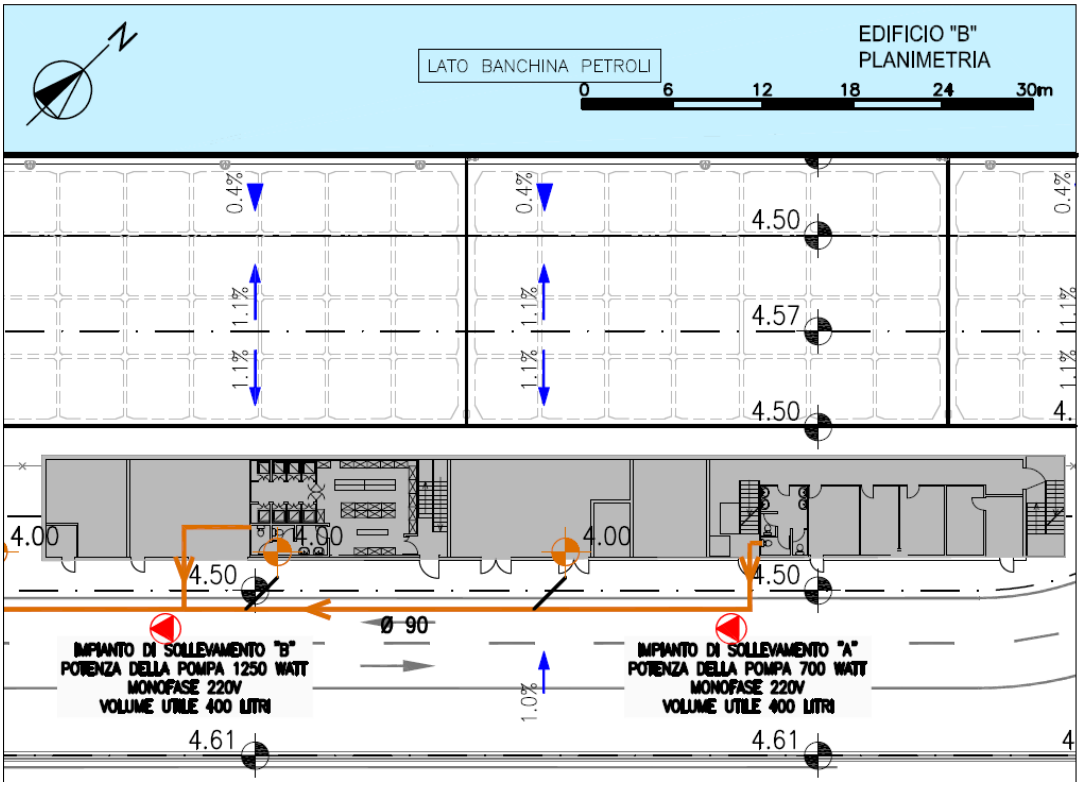


FIG. 4.3- RETE ACQUE NERE EDIFICO "B"

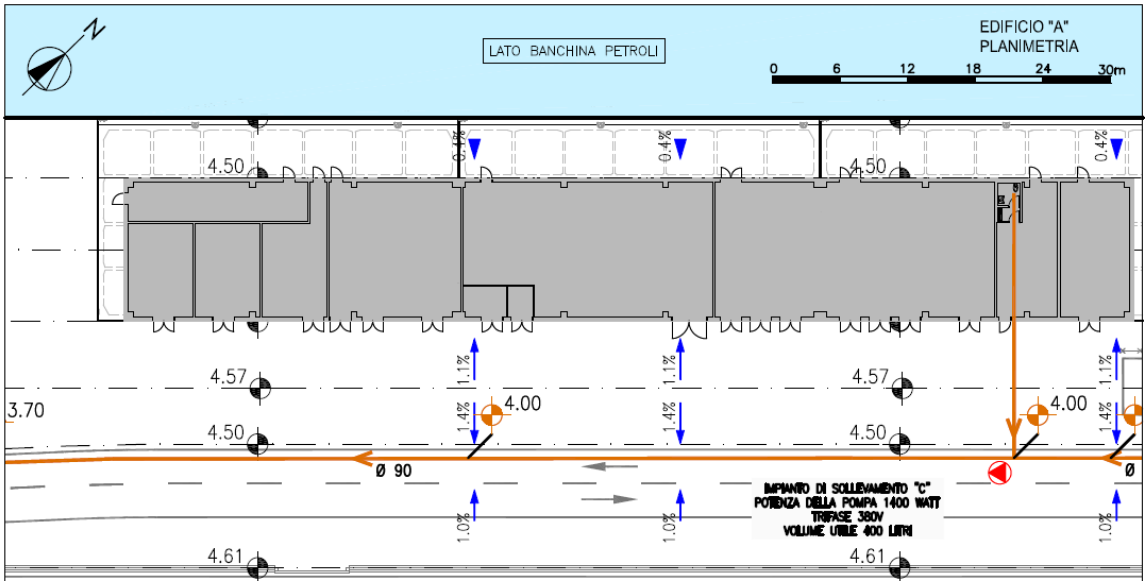


FIG. 4.4- RETE ACQUE NERE EDIFICIO "A"

4.4. Dimensionamento delle stazioni di sollevamento

I parametri e le grandezze considerate sono:

Q_{in} portata in arrivo alla vasca;
Q_1 portata della pompa (media dell'intervallo di prevalenza di funzionamento);
V_1 volume d'invaso disponibile tra la quota d'attacco e quella dello stacco;
Tr_1 tempo per passare dal livello di stacco della pompa a quello di attacco;
Tv_1 tempo per passare dal livello di attacco della pompa a quello di stacco.

$$Tc_1 = Tr_1 + Tv_1.$$

Considerando un'unica pompa, che operi a portata costante Q_1, si ha:

$$Tr_1 = \frac{V_1}{Q_{in}}; \quad Tv_1 = \frac{V_1}{Q_1 - Q_{in}}.$$

La portata della pompa è maggiore della portata massima in ingresso; quindi si può porre $Q_{in} = \alpha_1 Q_1$ con α_1 compreso tra 0 e 1. Risulta pertanto:

$$Tc_1 = Tr_1 + Tv_1 = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1-\alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1-\alpha_1)}.$$

Ponendo $dTc_1/d\alpha_1 = 0$ e verificando che si tratti di un minimo si ottiene $\alpha_1 = 1/2$: cioè la condizione che dà luogo al massimo numero di attacchi e stacchi (10 stacchi) si ha per una portata della pompa pari al doppio della portata in arrivo.

Nella Tab.4.1 sono riportate le caratteristiche delle diverse stazioni, dove sono indicate:

SP = numero della stazione considerata
V = volume utile della stazione (m^3)
Q_{in}= portata in ingresso (litri al secondo)
Q_p=portata della pompa (litri al secondo)
T_c = durata del ciclo di riempimento- vuotamento (secondi)
Att.= numero di attacchi- stacchi per ora

TAB. 4.1- - CARATTERISTICHE DELLE STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

SP	V	Q_{in}	Q_p	T_c	Att.
n	(m^3)	(l/s)	(l/s)	(s)	(n/ora)
A	0,4	0,30	0,80	533	6,75
B	0,4	0,30	0,80	533	6,75
C	0,4	1,30	2,00	659	5,46
1	1,4	9,00	11,00	855	4,21

Il volume utile di ciascuna stazione di sollevamento è stato calcolato ottimizzando il numero di attacchi-stacchi/ora curando di non superare un numero massimo prefissato (12 secondo la letteratura più qualificata)

Nel definire le caratteristiche delle pompe e delle tubazioni di mandata sono state prese in considerazione, oltre evidentemente alla portata in gioco:

- il dislivello geodetico;
- le perdite continue date dalla lunghezza della mandata;
- le perdite localizzate costituite da curve e valvole.

Nella Tab 4.2. sono riportate indicativamente le caratteristiche delle singole stazioni di sollevamento in termini di portata e potenza installata.

TAB. 4.2- CARATTERISTICHE DELLE POMPE DELLE STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

SP	Q_p	V	P
n°	(l/s)	(dm^3)	(kW)
A	0,80	400	0,70
B	0,80	400	1,25
C	2,00	400	1,40
1	11,00	1.400	5,00

dove:
SP = numero della stazione considerata
Q_p = portata nominale della pompa (litri al secondo)
V = volume utile della stazione (dm^3)
P = potenza nominale della pompa (kW)

5. CONSIDERAZIONI FINALI

Il sistema di raccolta, convogliamento e scarico delle acque meteoriche dalla piastra multifunzionale è stato verificato per un evento con un tempo di ritorno di dieci anni.

È da rilevare che la necessità di mantenere orizzontale la superficie, soprattutto quella dell'area container implica la persistenza di qualche centimetro d'acqua durante l'evento piovoso, fatto questo che non ostacola l'operatività dell'area e che consente di laminare le portate convogliate dalla rete con dimensionamenti meno onerosi delle tubazioni.

La complessità degli impianti e delle infrastrutture presenti, in superficie e al disotto di questa, ed i vincoli, che ne derivano, hanno in qualche caso portato a soluzioni più onerose.

Si evidenzia l'opportunità di utilizzare per il trattamento delle acque di prima pioggia vasche prefabbricate certificate.