



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

PROGETTO DEFINITIVO PER LE OPERE DI URBANIZZAZIONE DELL'AREA A SERVIZIO DEL TERMINAL CROCIERE LOCALITA' PORTO CORSINI, RAVENNA

OGGETTO

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO FOGNATURA BIANCA E FOGNATURA NERA 1° Stralcio

FILE	CODICE	SCALA
1813_1_FOGA relazione	1813_1_FOG A	

Rev.	Data	Causale
0	Agosto 2022	Emissione
1		
2		
3		

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

dott. ing. Fabio Maletti
Autorità di Sistema Portuale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna, RA

COORDINAMENTO GENERALE:



arch. Annalisa Barbieri
(progettista integratore)
Acqua Ingegneria S.r.l.
via A. Zani 7, 48122 Ravenna, RA
www.acquaingegneria.it

PROGETTO:

CHIAUZZI|architetti&urbanisti

Arch. Teresa Chiauzzi
viale Principe Amedeo, 11
47921 Rimini, RN
www.chiauzziarchitetti.com

Timbro e firma (per Acqua Ingegneria):

Timbro e firma (per studio Chiauzzi):

Reti fognature e acqua 1° stralcio
Ing. Massimo Plazzi
via Maceo Casadei 19
47121 Forli, FC

O. PREMESSA

Nella presente relazione si riferisce delle scelte metodologiche e progettuali adottate per il dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche e delle acque reflue a servizio del Terminal Passeggeri nell'avamposto di Porto Corsini, Ravenna (RA); verrà inoltre riportato il calcolo per il dimensionamento dei dispositivi di trattamento delle acque di prima pioggia, a salvaguardia del recettore terminale delle acque di pioggia. In ultimo, sono state verificate le disposizioni in materia di "Invarianza idraulica" delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di Bacino per il Rischio Idrogeologico (art. 9).

L'area oggetto di intervento risulta ricompresa tra il Canale Candiano, a sud, il molo di Porto Corsini a nord-est, ed i terreni vicini alle vie Bisca e Guerra ad ovest (figura 1). L'intervento è relativo alla realizzazione dei servizi alla darsena crociere (viabilità, aree di sosta, aree di mitigazione, ecc.) e si compone di più stralci indipendenti (vedasi elaborati di progetto).

L'area oggetto della presente dissertazione (primo stralcio) interessa l'accesso all'area da via Bisca Nerino e la viabilità di progetto che garantisce il raggiungimento del terminal vero e proprio (oggetto di altra progettazione) e le aree di posteggio (autoveicoli e autobus) sul fronte ovest e sud-ovest dell'area terminal; la presente relazione fa infatti riferimento alle opere di urbanizzazione dell'area a servizio del terminal crociere. In particolare, per l'area indagata succitata verrà di seguito trattato il dimensionamento della fognatura separata (bianca e nera) e dei relativi dispositivi di trattamento delle acque di prima pioggia. Nella figura di seguito riportata (figura 2) è rappresentata con retino di colore blu l'area oggetto della presente trattazione, mentre con retino di colore rosso le aree non indagate in quanto oggetto di altra progettazione.

L'area è di proprietà dell'Autorità Portuale di Ravenna, che ne vuole adeguare il livello di intermodalità secondo gli obiettivi e le finalità di un Progetto Europeo denominato ADRIMOB, per la mobilità via mare nell'Adriatico.

Tra le necessità primarie vi è la realizzazione di un terminal passeggeri e dei relativi servizi.

Di seguito, si farà quindi riferimento al solo dimensionamento delle "opere di urbanizzazione" (nello specifico, reti fognarie bianca e nera) a servizio del primo stralcio; verranno predisposti degli "stacchi" per consentire comunque l'allaccio delle porzioni (altri stralci) non oggetto di intervento.

Come verrà descritto nel seguito, la porzione di area lato mare e la banchina a mare per l'attracco navi da crociera risultano già urbanizzate da un precedente intervento, con progetto redatto dalla stessa Autorità Portuale.

Esso era relativo alle opere di protezione a mare di Porto Corsini, che prevedeva appunto la realizzazione delle opere di urbanizzazione (quali fognatura bianca e nera, rete acqua potabile e antincendio, pubblica illuminazione ed energia elettrica, telefonia, ecc.) di tali aree.

Tali opere verranno sfruttate e mantenute il più possibile, in quanto di recente realizzazione.

In sede di dimensionamento delle reti fognarie per il drenaggio delle acque meteoriche e delle acque nere sono state effettuate le opportune verifiche numeriche. Tutte le grandezze in gioco sono state stimate cautelativamente al fine di dimensionare l'intervento con un buon margine di sicurezza idraulica. Inoltre l'iter progettuale ha sempre tenuto in debita considerazione tutte le prescrizioni (generali e particolari) e/o le regole di buona pratica costruttiva fornite dagli Enti gestori del territorio in senso lato (Comune e Provincia di Ravenna, HERA, ex Autorità di Bacino del Reno e ex Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, Consorzio di Bonifica della Romagna, ARPAE, ...).

Per una chiara comprensione di tutto quanto verrà di seguito esposto si rimanda alla visione degli specifici elaborati grafici di progetto relativi a fognatura nera (FOG 01 "Fognatura nera") e bianca (FOG 03 "Fognatura bianca").



Figura 1: Localizzazione area di intervento

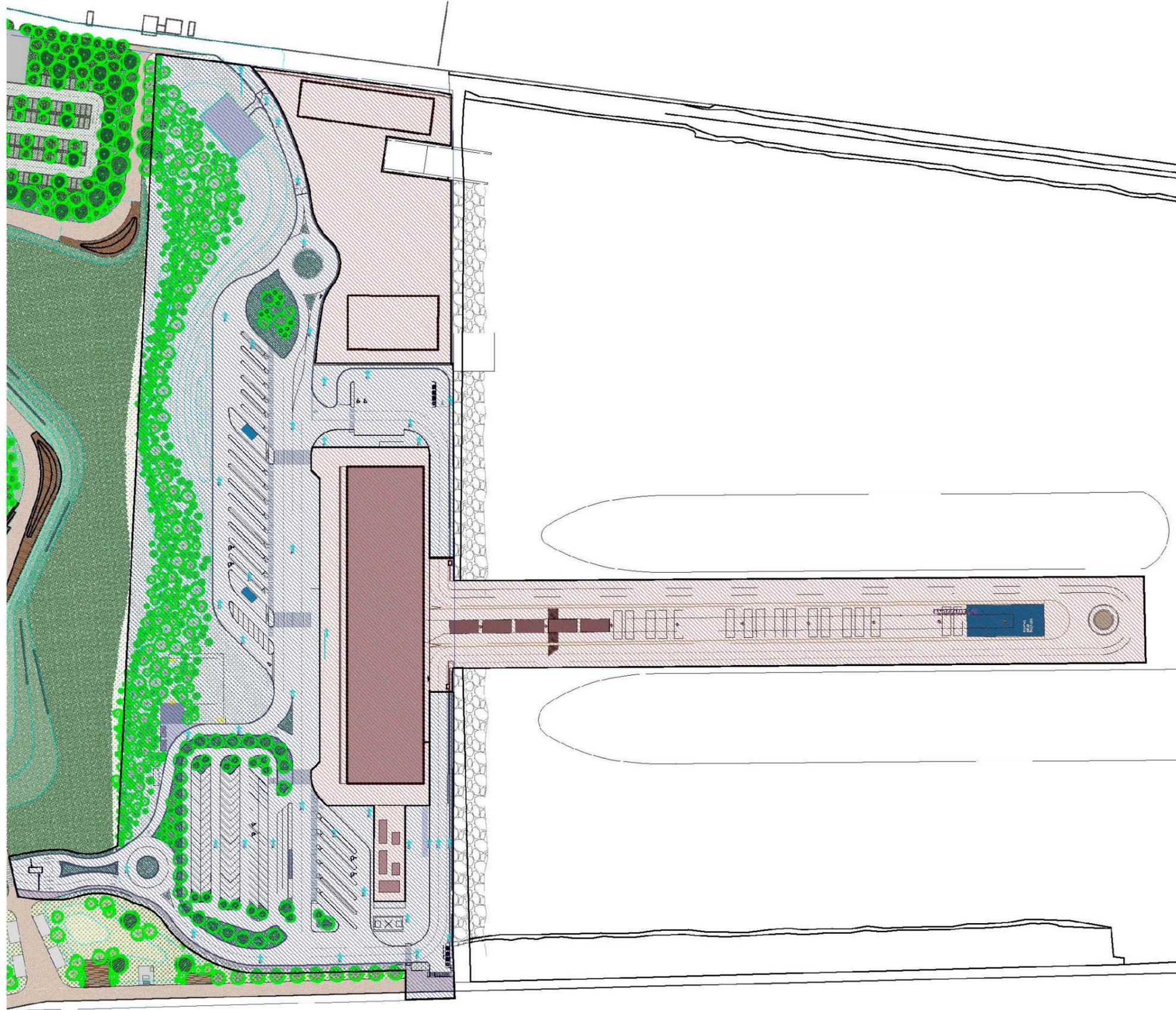


Figura 2: Aree oggetto di trattazione (retino blu) e non oggetto di trattazione (retino rosso)

1. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA BIANCA

1.1. ANALISI IDROLOGICA

Al fine di dimensionare con un buon grado di sicurezza le condotte di drenaggio delle acque meteoriche a servizio della viabilità di progetto e delle aree a servizio parcheggio (nonché in sede di verifica dei rami fognari già realizzati da progetto precedente), è necessario conoscere la sollecitazione meteorica, ossia l'entità dei flussi generati sulle superfici pavimentate, funzione ovviamente dell'altezza di pioggia.

Le curve segnalatrici di probabilità pluviometrica (o curve di possibilità climatica) mettono in relazione l'altezza di pioggia h e la durata dell'evento meteorico t , per un assegnato valore del tempo di ritorno Tr (tempo medio di attesa tra il verificarsi di due eventi successivi di data altezza di pioggia e durata). Per descrivere tale curva, solitamente si usa un'equazione, di tipo monomio, a due parametri del tipo:

$$h_t(Tr) = a \cdot t^n \quad (1)$$

i cui parametri caratteristici a [mm/h] ed n dipendono dal tempo di ritorno Tr .

Tali parametri, necessari per il calcolo dell'altezza di pioggia di durata t e tempo di ritorno Tr , sono sito-specifici e possono essere determinati mediante un'analisi delle serie storiche dei massimi di pioggia (dati desumibili, ad esempio, dagli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano, che per le principali stazioni di misura spesso riportano le serie storiche per le durate temporali significative: $t = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore).

In modo più speditivo, per la stima delle altezze di pioggia di prefissata durata (t) e tempo di ritorno (Tr) è possibile sfruttare i dati ricavati dagli studi di regionalizzazione delle precipitazioni intense, realizzato dall'ex Autorità di Bacino del Fiume Reno, organo competente del territorio adiacente (a nord) dell'area oggetto di intervento, sulla quale ha esteso i risultati delle proprie elaborazioni.

In particolare, è stato sfruttato l'applicativo presente sul sito della Regione - Autorità di Bacino del fiume Reno (<http://wwwservizi.regione.emilia-romagna.it/ambiente/difesadelsuolo/piogge.asp>), messo a disposizione dei progettisti e degli utenti.

Il metodo alla base dell'applicazione è quello della regionalizzazione delle precipitazioni intense che consiste nell'estendere, all'interno di una regione supposta omogenea (il bacino del fiume Reno, in questo caso), le piogge massime di diversa durata, estrapolate dalle serie storiche registrate nelle stazioni pluviometriche.

Il metodo di calcolo utilizza il risultato di uno studio realizzato per l'Autorità di Bacino del Reno e descritto nel documento "Valori estremi della precipitazione e loro ragguaglio areale nel bacino del fiume Reno" (ET&P 1997).

A partire dalle mappe delle isoiete di precipitazione estrema relative all'intero bacino del fiume Reno, scaricabili dal citato sito internet, per le durate 1, 3, 6, 12 e 24 ore (figura 3, 4 e 5), si sono determinate le altezze di pioggia "indice" per il bacino oggetto di intervento:

Durata 1 ora → $h(\text{indice}) = 27.75 \text{ mm}$

Durata 3 ore → $h(\text{indice}) = 34.50 \text{ mm}$

Durata 6 ore → $h(\text{indice}) = 40.50 \text{ mm}$

Durata 12 ore → $h(\text{indice}) = 53.00 \text{ mm}$

Durata 24 ore → $h(\text{indice}) = 65.00 \text{ mm}$

A partire da tali dati e mediante l'utilizzo dell'applicativo messo a disposizione dall'Autorità di Bacino del Fiume Reno, è possibile determinare le altezze e relative intensità di pioggia per diversi tempi di ritorno; come formula di calcolo del coefficiente di smorzamento areale (ARF) è stata usata la formula dell'USWB (United States Weather Bureau) che per bacini di piccola estensione meglio approssima i dati sperimentali.

Il tempo di ritorno assunto come riferimento è $Tr = 20$ anni, tipico della buona pratica progettuale per quanto riguarda i sistemi di drenaggio delle acque meteoriche.



Figura 3: Mappe dei valori massimi previsti per durata 1 h (sx) e 3 h (dx)

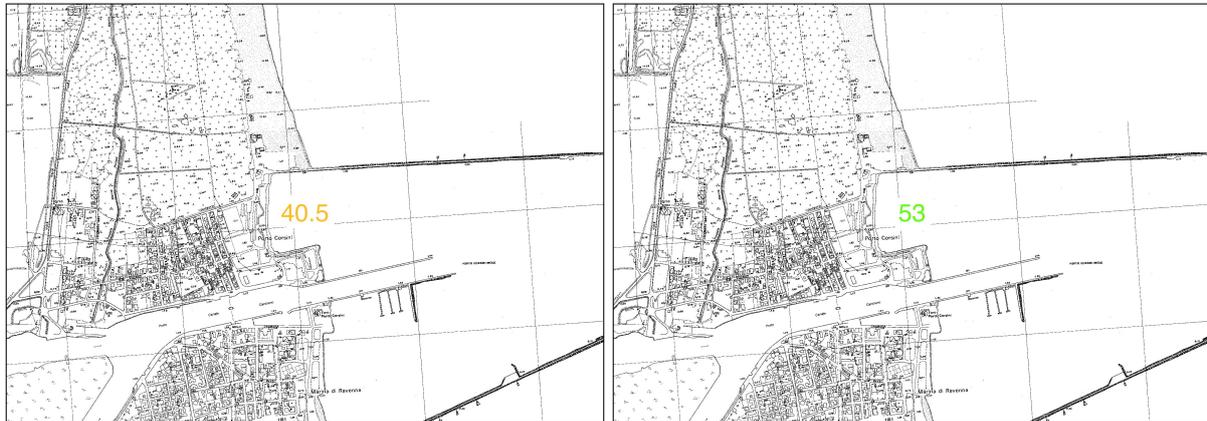


Figura 4: Mappe dei valori massimi previsti per durata 6 h (sx) e 12 h (dx)



Figura 5: Mappa dei valori massimi previsti per durata 24 h

Di seguito si riportano i valori ottenuti per le altezze di pioggia, al variare della durata, per $Tr = 20$ anni; tali valori permettono di determinare i coefficienti della curva di possibilità climatica a ed n , che dal grafico di figura 6 risultano essere:

$$a = 45.813 \text{ mm/h}$$

$$n = 0.2438$$

Pioggia Totale (mm)	durata 1 ora	Tr 20 anni	FORMULA USWB
48.409			
L'altezza di pioggia è stata ottenuta con i seguenti parametri:			
Coefficiente di smorzamento areale		1	
Fattore di crescita		1.745	
Pioggia Totale (mm)	durata 3 ore	Tr 20 anni	
57.495			
L'altezza di pioggia è stata ottenuta con i seguenti parametri:			
Coefficiente di smorzamento areale		1	
Fattore di crescita		1.667	
Pioggia Totale (mm)	durata 6 ore	Tr 20 anni	
66.265			
L'altezza di pioggia è stata ottenuta con i seguenti parametri:			
Coefficiente di smorzamento areale		1	
Fattore di crescita		1.636	
Pioggia Totale (mm)	durata 12 ore	Tr 20 anni	
84.356			
L'altezza di pioggia è stata ottenuta con i seguenti parametri:			
Coefficiente di smorzamento areale		1	
Fattore di crescita		1.592	
Pioggia Totale (mm)	durata 12 ore	Tr 50 anni	
104.356			
L'altezza di pioggia è stata ottenuta con i seguenti parametri:			
Coefficiente di smorzamento areale		1	
Fattore di crescita		1.605	

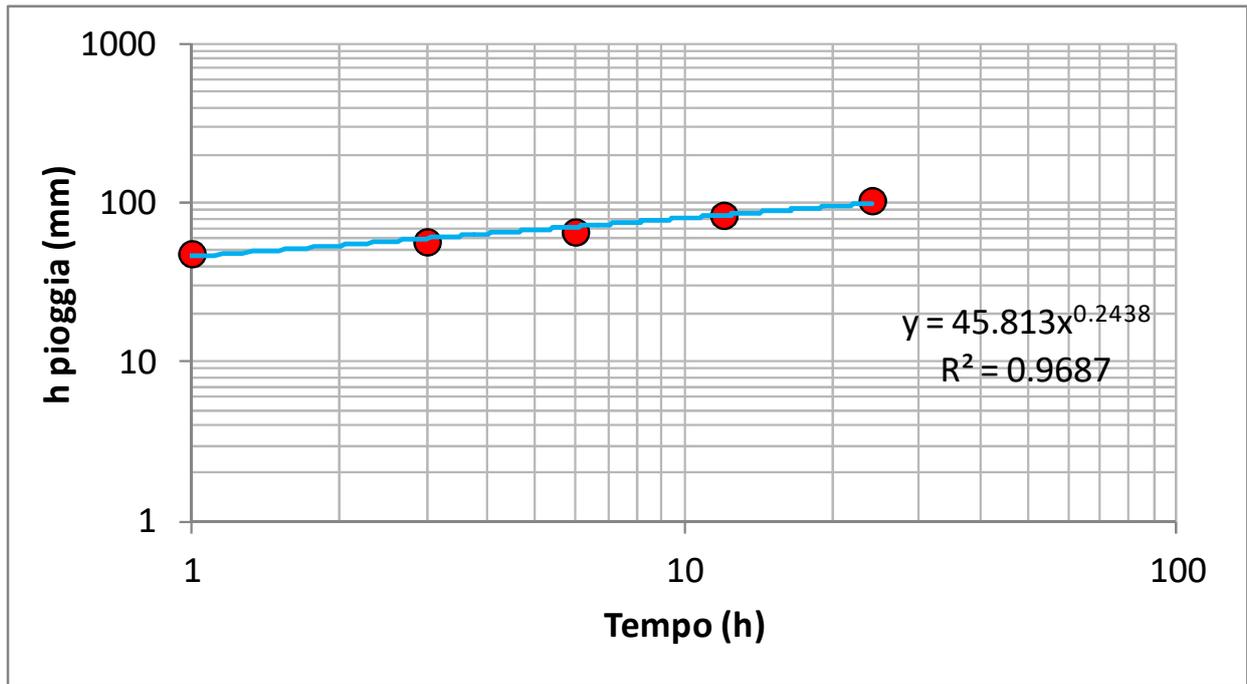


Figura 6: Curva di possibilità climatica per $T_r = 20$ anni, per l'area di interesse

I valori delle altezze di pioggia indice sono stati determinati mediante osservazioni sperimentali di eventi meteorici estremi di durata superiore all'ora; osservazioni sperimentali sugli eventi di elevata intensità e breve durata (inferiore all'ora) hanno mostrato, per uno stesso sito, come tali eventi siano caratterizzati da coefficienti n inferiori (a parità di tempo di ritorno).

Risulta complesso fare una statistica sugli eventi meteorici intensi, a causa della scarsità dei dati disponibili (basti pensare che molte stazioni pluviometriche hanno una frequenza di registrazione oraria).

Al fine di "estendere" le curve di possibilità climatica per durate inferiori all'ora, è stata applicata la funzione estrapolatrice proposta da F. C. Bell (1969), ricavata da dati sperimentali:

$$h_t/h_{60} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50 \quad (2)$$

ove h_t è la massima altezza di pioggia di durata t ed h_{60} quella relativa ad una durata pari a 60 min.

Tale estrapolazione consente, quindi, di determinare l'altezza di pioggia massima corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 20 anni, anche per durate inferiori all'ora (quali tipicamente risultano essere i tempi di corrivazione delle reti fognarie per aree urbane di piccole e medie dimensioni).

1.2 PROGETTAZIONE DELLA FOGNATURA BIANCA DI PROGETTO E VERIFICA DI QUELLA REALIZZATA DA PRECEDENTE PROGETTO

Prima di procedere alla progettazione dell'impianto fognario di acque bianche a servizio della nuova viabilità di accesso e interna all'area di intervento, è stato di fondamentale importanza verificare gli aspetti caratterizzanti lo status quo "idraulico" dell'area.

Come descritto in premessa, l'area oggetto di intervento confina a sud e ad est rispettivamente con il Canale Candiano e con il mare.

Allo stato attuale è presente una rete di raccolta delle acque meteoriche (realizzata con progetto precedente) lungo la banchina di attracco, nel piazzale lato mare e lungo tutta l'attuale strada di accesso alla banchina stessa (in tavola FOG 03 "Fognatura bianca" indicata con una linea tratto punto), che, con le sue caditoie, drena tali porzioni di aree già pavimentate.

Il recettore terminale di tale rete è il Canale Candiano, ove scaricano due condotte in PEAD $\Phi 800$, sfalsate in quota di 1,32 metri rispetto al loro scorrimento.

In tale rete esistente, in sede di progettazione del terminal, potranno essere recapitate anche le acque meteoriche raccolte dai pluviali dei tetti.

A tale rete esistente si prevede il collegamento della nuova rete di fognatura bianca di progetto (in tavola FOG 03 "Fognatura bianca" indicata con una linea a tratto continuo); in particolare, si prevede la realizzazione di due rami principali:

- ramo B1 (pozzetto di testa) - B* (allaccio a rete esistente, su pozzetto esistente) che andrà a drenare la viabilità interna e le aree adibite a parcheggio autoveicoli ed autobus; le acque di prima pioggia di tali superfici (presumibilmente le più inquinate dal momento che su tali aree è prevista la permanenza di veicoli) verranno inviate ad una vasca di trattamento adeguatamente dimensionata, prima di essere recapitate alla rete fognaria esistente e, da qui, al recettore;
- ramo B36 (pozzetto di testa) - B** (allaccio a rete esistente, su pozzetto esistente) che andrà a drenare la strada di accesso, che verrà modificata rispetto all'esistente con la realizzazione di una rotatoria per meglio gestire i flussi veicolari in ingresso e in uscita; per le acque meteoriche che cadono su tali porzioni di strada non è necessario alcun trattamento.

Si mantiene quindi come recettore terminale il canale Candiano, che, in quanto corpo idrico di estensione "infinita", non subisce sensibili alterazioni in caso di incremento delle portate ivi scaricate durante un evento meteorico; non è quindi necessario predisporre dei dispositivi di accumulo temporaneo di volumi idrici, né di condotte terminali limitatrici della portata massima in uscita, al fine di garantire l'invarianza idraulica della trasformazione urbanistica (ai sensi del paragrafo 7.5. della Direttiva tecnica dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli che cita testualmente: "... nei casi in cui lo scarico delle acque meteoriche da una superficie giunga direttamente al mare o ad altro corpo idrico il cui livello non risulti influenzato dagli apporti meteorici, l'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici è implicitamente garantita a prescindere dalla realizzazione di dispositivi di laminazione ...).

Si riportano di seguito i calcoli di dimensionamento dell'impianto fognario per le acque meteoriche di progetto.

Le pendenze di posa dei vari tratti fognari pubblici di nuova realizzazione sono variabili (dell'ordine dello 0.10-1.20%). Tutti i condotti di fognatura bianca sono previsti in polietilene ad alta densità, corrugato a doppia parete, SN4, a sezione circolare con diametro $\Phi 315/500/800$; i rami a gravità in ingresso ed in uscita dalla vasca di prima pioggia saranno in PVC, SN4, con diametro $\Phi 125/315$, così come i soli due condotti $\Phi 400$ del tratto terminale B32-B*, per ridurre gli spessori delle tubazioni (ed aumentare quindi l'efficienza idraulica dei condotti, a parità di diametro esterno).

Tutti i condotti sono stati dimensionati assumendo come sollecitazione di progetto il valore estremo di altezza di pioggia con tempo di ritorno pari a 20 anni.

La portata idrologica massima è stata calcolata con la nota formula del "metodo razionale", il quale ipotizza che la portata di picco per un bacino drenato caratterizzato da un tempo di corrivazione t_c è data da una precipitazione rappresentata da un ietogramma a intensità costante e di durata pari proprio a t_c .

Il tempo di corrivazione - ossia il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura raggiunga tale sezione - è stimabile fissando la velocità media in rete, che si assume qui pari a 0.9 m/s (velocità tipica delle portate in transito all'interno delle reti fognarie e verificata a posteriori durante il dimensionamento), lungo il percorso idraulicamente più lungo (L_{max}), alla quale si somma il tempo di accesso alla rete (assunto pari a $t_{acc} = 5$ min).

Quindi la portata massima è calcolata con la formula:

$$Q_{MAX_PREC} = C * i * A = C_{aff} * (h/t_c) * A \quad (3)$$

con C_{aff} = coefficiente di deflusso medio dell'area (dato dalla media tra il coefficiente di deflusso delle aree impermeabili, pari a 0.9, e quello delle aree permeabili, assunto pari a 0.2); i = intensità di pioggia di fissato tempo di ritorno e durata pari al tempo di corrivazione $t_c = L_{max}/v + t_{acc}$; A = area drenata.

La portata massima così calcolata è stata confrontata con l'efficienza dei condotti che costituiscono la rete di progetto (i.e. massima portata smaltibile a bocca piena); questa seconda grandezza viene così stimata:

$$Q_{max} = \text{(formula di moto uniforme di Chezy)} = C * \Omega * (R * p)^{0.5} \quad (4)$$

essendo:

Ω : sezione a bocca piena della sezione in metri quadrati;

R : raggio idraulico a bocca piena in metri;

p : pendenza del ramo;

C : coefficiente di resistenza adimensionale (con espressione di Gauckler-Strickler)

$C = c * R^{1/6}$ con $c = 90$.

Di seguito si riportano, per brevità, unicamente le verifiche per i tratti principali delle due dorsali di progetto (per precipitazioni con tempo di ritorno $T_r = 20$ anni).

I rami più a monte, che hanno diametro o pendenza inferiore (ma che comunque drenano aree di estensione minore) sono stati parimente verificati in sede di dimensionamento.

L'altezza di pioggia corrispondente ad una durata pari a t_c è calcolata con la formula (2).

Oltre alla massima portata meteorica viene riportato il grado di riempimento corrispondente alla portata di progetto (ventennale) e la scala di deflusso della condotta di progetto.

RAMO B20 – B23 in PEAD $\Phi 800$, $p = 0.16\%$

Area drenata = 15'188 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.76$

$L_{\text{max}} = 379 \text{ m}$

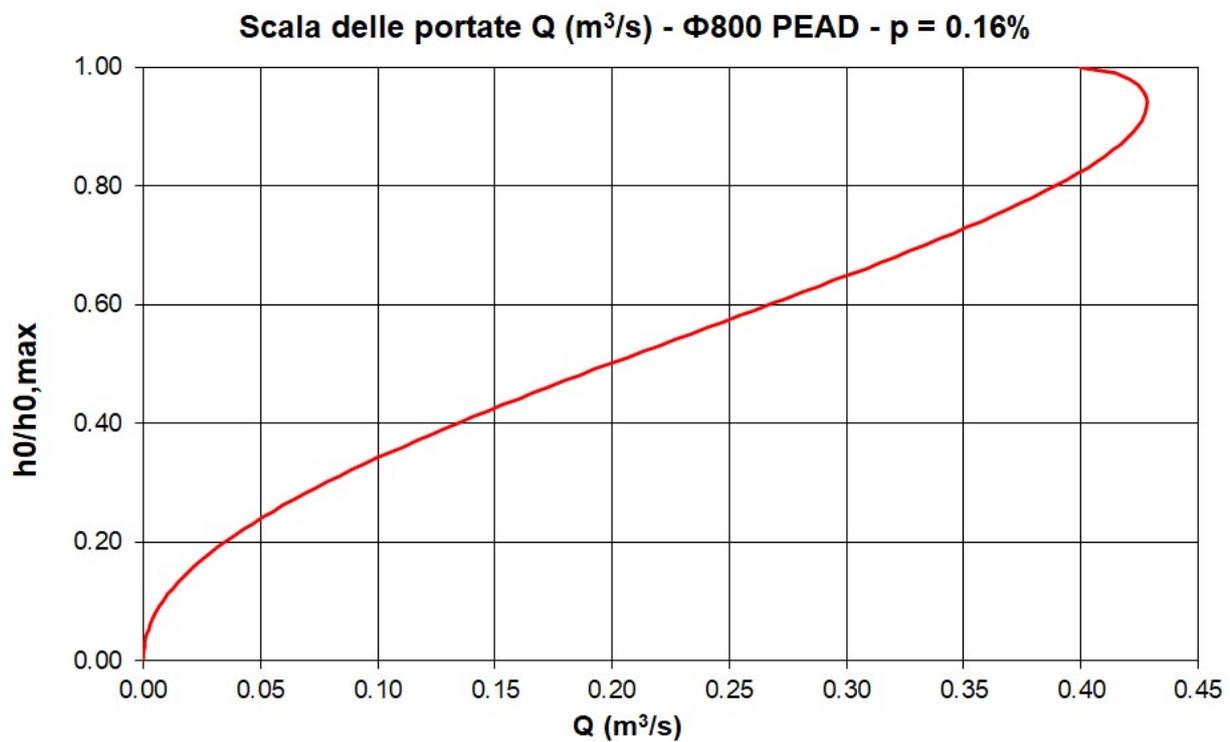
$t_c = 12.02 \text{ min} = 0.20 \text{ h}$

$h(t_c) = 24.47 \text{ mm}$

$i(t_c) = 24.47 \text{ mm} / 0.20 \text{ h} = 122.15 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 391.66 \text{ l/s}$

$Q_{\text{max}} = 428.20 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento = 81%



RAMO B23 – B32 in PEAD $\Phi 800$, $p = 0.20\%$

Area drenata = 18'005 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.76$

$L_{\text{max}} = 393 \text{ m}$

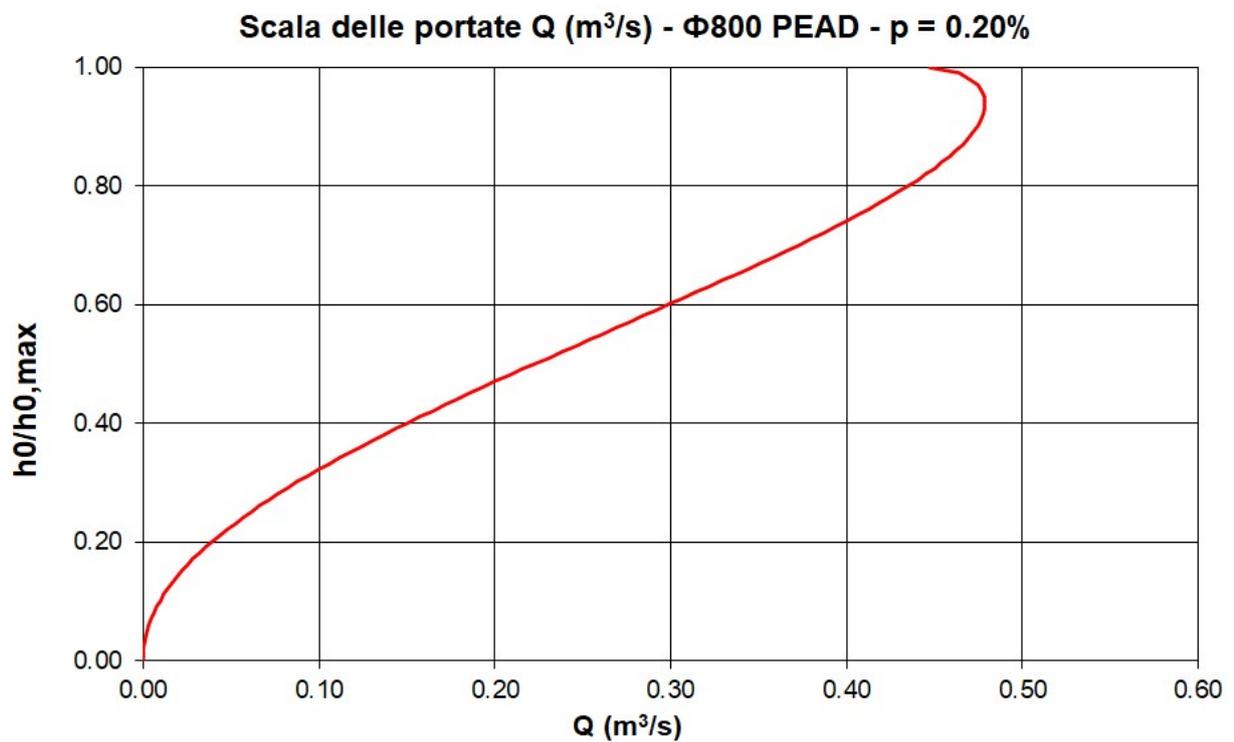
$t_c = 12.28 \text{ min} = 0.20 \text{ h}$

$h(t_c) = 24.73 \text{ mm}$

$i(t_c) = 24.73 \text{ mm} / 0.20 \text{ h} = 120.84 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 459.33 \text{ l/s}$

$Q_{\text{max}} = 478.74 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento = 85%



RAMO B32 - B* n. 2 condotte in PVC $\Phi 400$, $p = 1.20\%$

Area drenata = 18'005 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.76$

$L_{\text{max}} = 412 \text{ m}$

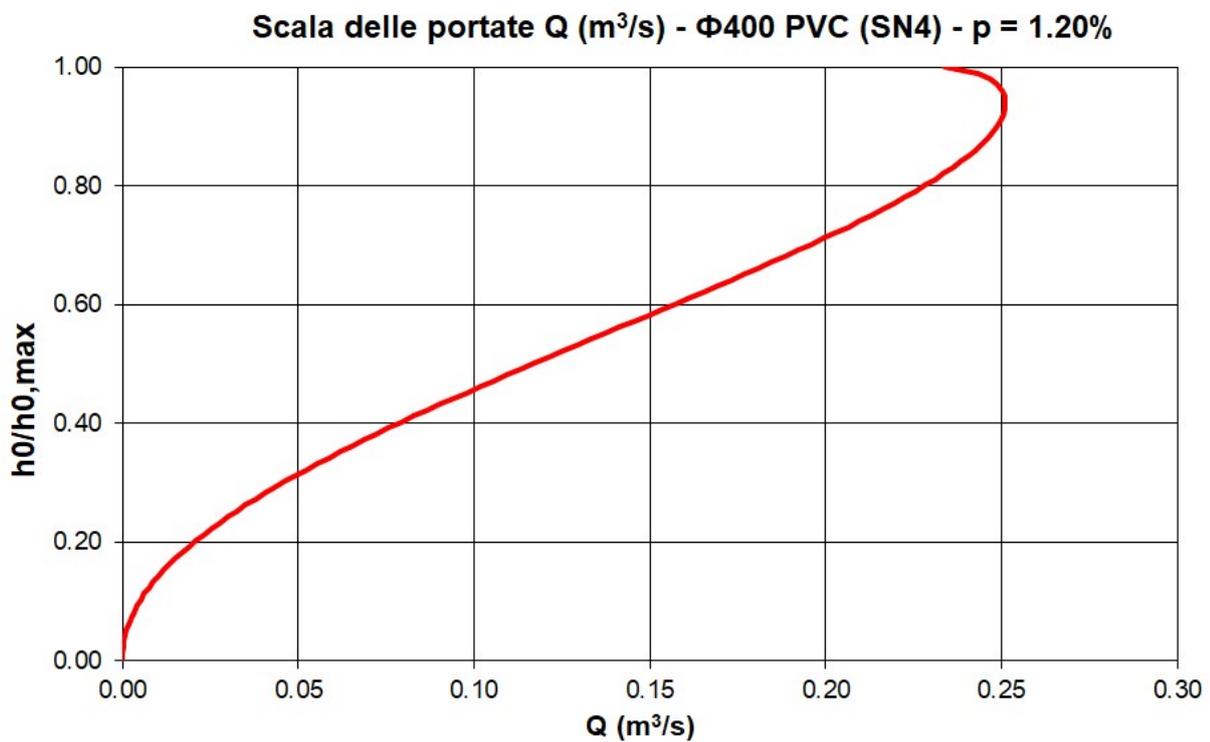
$t_c = 12.63 \text{ min} = 0.21 \text{ h}$

$h(t_c) = 25.08 \text{ mm}$

$i(t_c) = 25.08 \text{ mm} / 0.21 \text{ h} = 119.13 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 452.80 \text{ l/s}$

$2 * Q_{\text{max}} = 2 * 251.11 \text{ l/s} = 502.23 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento (singolo condotto) = 79%



RAMO B26 – B23 in PEAD $\Phi 500$, $p = 0.15\%$

Area drenata = 1'730 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.76$

$L_{\text{max}} = 84 \text{ m}$

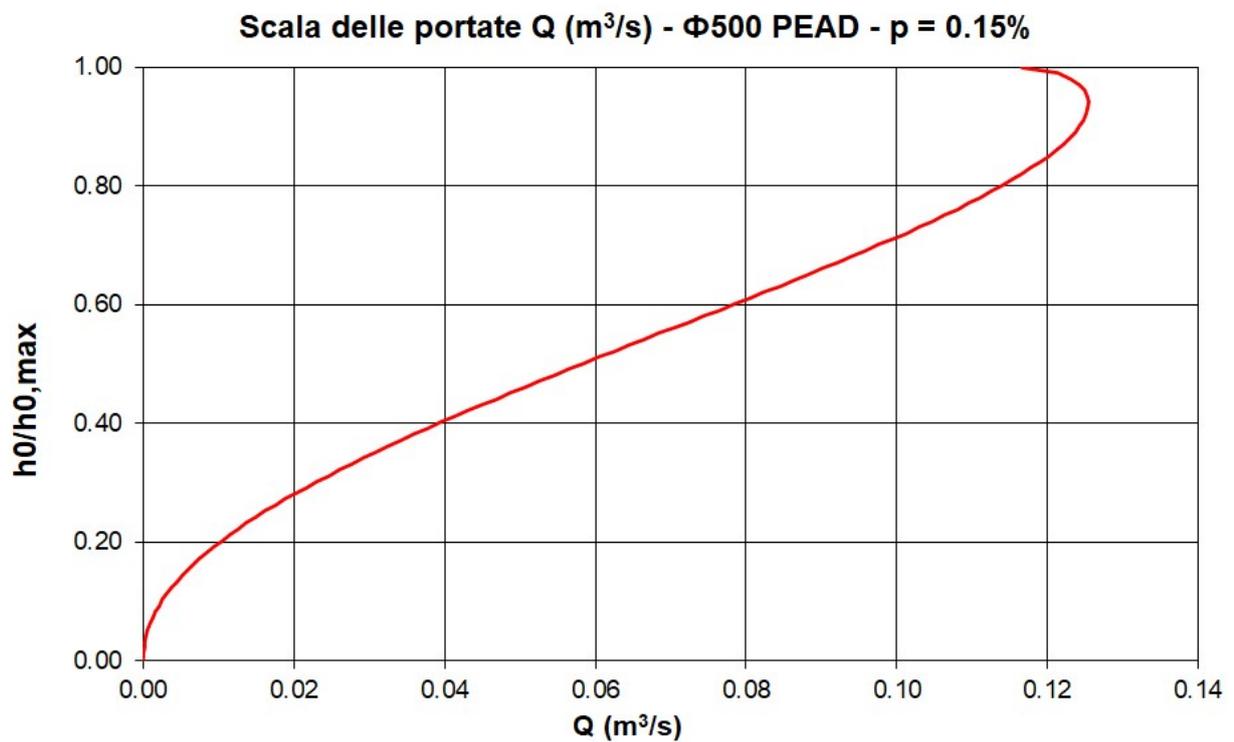
$t_c = 6.56 \text{ min} = 0.11 \text{ h}$

$h(t_c) = 17.62 \text{ mm}$

$i(t_c) = 17.62 \text{ mm} / 0.11 \text{ h} = 161.30 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 58.91 \text{ l/s}$

$Q_{\text{max}} = 125.41 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento = 50%



RAMO B34 – B33 in PEAD $\Phi 500$, $p = 0.19\%$

Area drenata = 973 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.90$

$L_{\text{max}} = 113 \text{ m}$

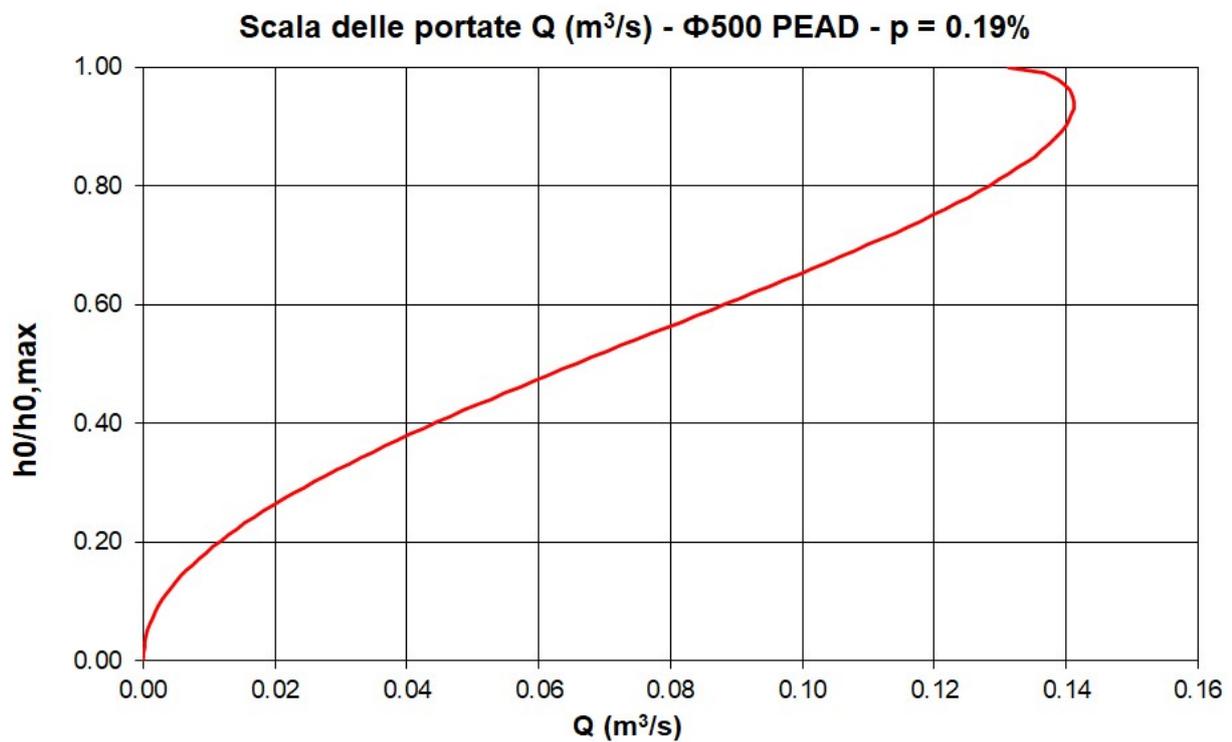
$t_c = 7.09 \text{ min} = 0.12 \text{ h}$

$h(t_c) = 18.46 \text{ mm}$

$i(t_c) = 18.46 \text{ mm} / 0.12 \text{ h} = 156.13 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 37.98 \text{ l/s}$

$Q_{\text{max}} = 141.14 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento (singolo condotto) = 37%



RAMO B33 - B in PEAD $\Phi 800$, $p = 0.50\%$**

Area drenata = 2'372 mq

$C_{\text{aff}} \text{ (medio)} = 0.90$

$L_{\text{max}} = 154 \text{ m}$

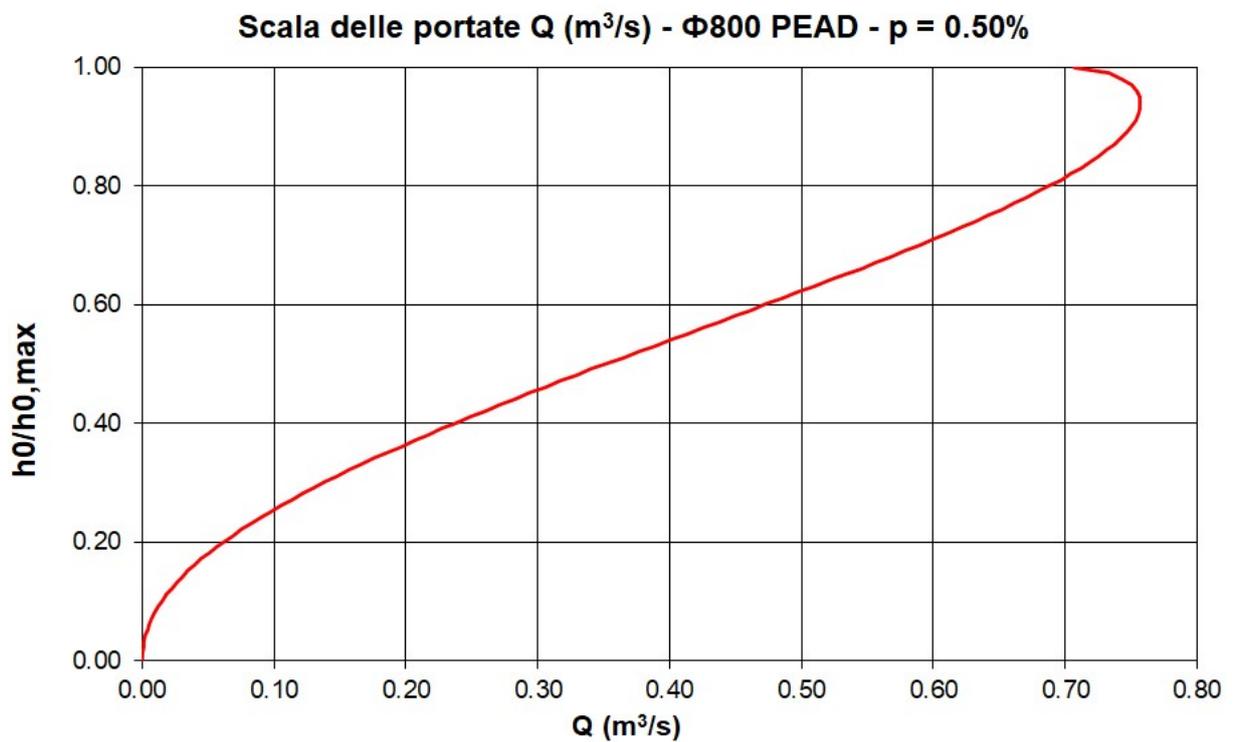
$t_c = 7.85 \text{ min} = 0.13 \text{ h}$

$h(t_c) = 19.55 \text{ mm}$

$i(t_c) = 19.55 \text{ mm} / 0.13 \text{ h} = 149.42 \text{ mm/h}$

$Q_{\text{MAX_PREC}} = 88.61 \text{ l/s}$

$Q_{\text{max}} = 756.96 \text{ l/s}$ - Grado di riempimento (singolo condotto) = 24%



Ing. Massimo Plazzi

I pozzetti d'ispezione sono previsti con un interasse di circa 50 metri massimi nei tratti rettilinei e nei tratti di intersezione/cambio di diametro/cambio di direzione.

I pozzetti che verranno installati saranno prefabbricati in cls, a base quadrata, e ne sono previste due sole tipologie diverse, in funzione del condotto di maggior diametro in ingresso/uscita, secondo lo schema seguente:

- 80x80 cm per condotto massimo $\Phi 500$;
- 120x120 cm per condotto massimo $\Phi 800$.

Tutti i pozzetti saranno sormontati da un chiusino circolare a passo d'uomo ($\Phi 600$ mm), in ghisa sferoidale D400, tipologia idonea per la carreggiata stradale secondo le norme UNI EN124.

Le caditoie di raccolta delle acque meteoriche avranno dimensione interna 50x50 cm - come quelle già installate da precedente progetto, lungo il molo e l'area pavimentata fronte mare -; la griglia di captazione sarà anch'essa in ghisa sferoidale D400. L'allaccio delle caditoie alla rete fognaria verrà realizzata in PVC SN4, $\Phi 160$.

2. DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA DI PRIMA PIOGGIA A SERVIZIO DELLE AREE DI POSTEGGIO AUTOVEICOLI ED AUTOBUS (E VIABILITÀ INTERNA)

In questo paragrafo si riportano i calcoli per il dimensionamento del sistema di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia a servizio delle aree di sosta dei veicoli e degli autobus, oltre che della viabilità interna a servizio del terminal passeggeri; il dimensionamento delle vasche di prima pioggia verrà implementata in linea con la normativa vigente D.G.R. 286/05.

L'area trattata è riportata in figura 7 con un tratteggio di colore blu ed ha un'estensione totale di 18'005 mq circa, di cui solo una minima superficie dedicata a verde (aiuole, ...); per la quasi totalità dell'area succitata il progetto ne prevede quindi l'impermeabilizzazione. I primi 5 mm di pioggia verranno intercettati da un pozzetto scolmatore (B32) e bypassati alla vasca di prima pioggia; le acque trattate, in uscita, verranno convogliate tramite una condotta premente verso il disoleatore statico.

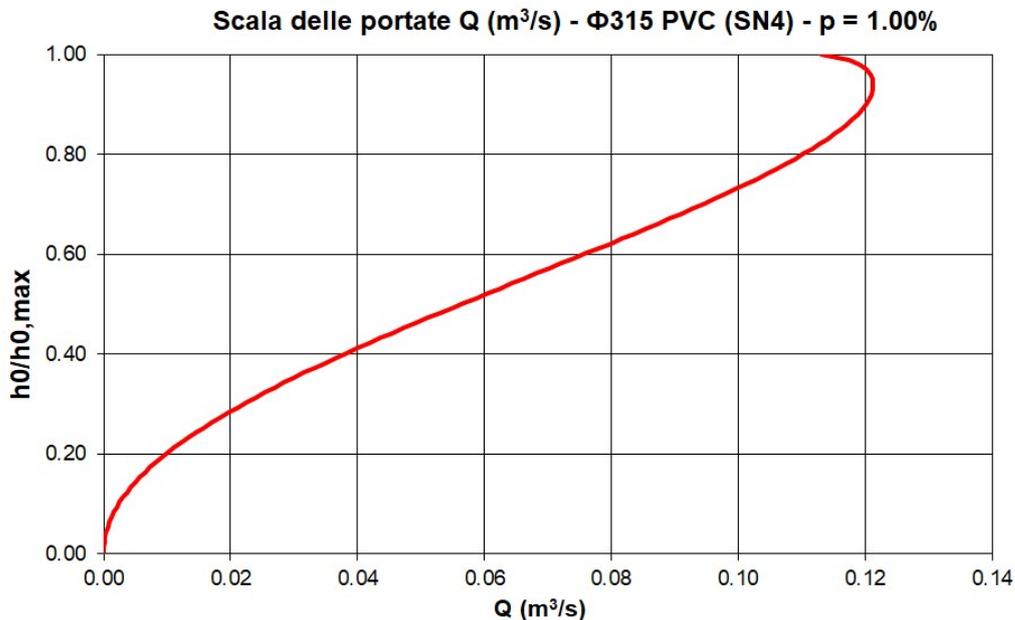
Prima di affrontare specificatamente il tema del dimensionamento della vasca di sedimentazione e disoleazione da prevedersi in uscita della dorsale fognaria a servizio dei parcheggi e della viabilità interna dell'area terminal (dotata di apposito pozzetto scolmatore e di tubazione di "presa" delle acque di prima pioggia - posta al fondo del succitato pozzetto - PVC DN 315), è bene definire alcuni parametri idraulici fondamentali che compaiono nelle formule matematiche utilizzate dalla Direttiva (Q [portata] = ψ (coeff. di deflusso) * i (intensità di pioggia) * A (estensione bacino scolante)) per il dimensionamento dei dispositivi volumetrici di decantazione per il trattamento delle acque reflue di dilavamento, potenzialmente cariche di liquidi leggeri (oli) e/o solidi sospesi:

- conformemente a quanto indicato dalla Direttiva, il coefficiente di deflusso ψ viene assunto mediamente pari a 0.90 per le parti fortemente impermeabili (tetti, asfalti, sup. cementate) e pari a 0.30 per le parti permeabili di qualunque tipo, incluso ghiaia e stabilizzato. Cautelativamente si assume $\psi = 1$;
- si prevede la "produzione" di una quantità di fango ridotta ($fd=1 - NS=100$) e si adotta un tempo di separazione degli oli pari a 16.6 minuti (cioè per liquidi leggeri con densità fino a 0.85 g/cm³).

Tutto ciò premesso, si ha una portata alla sezione di chiusura della dorsale per acque di "prima pioggia" dell'ordine di 100.03 l/s circa.

Come si evince dalla scala delle portate di seguito riportata, la condotta di presa delle acque di prima pioggia, in PVC DN315, con pendenza di posa dell'1,00% è in grado di convogliare alle vasche di trattamento la suindicata portata di 100.03 l/s con un grado di riempimento pari al 74%, cioè con circa 22 cm di tirante, essendo l'officiosità della condotta pari a 121.27 l/s.

Ciò significa che tutti i volumi di prima pioggia verranno collettati alle vasche prima che essi possano (erroneamente) prendere la direzione del recettore (tramite i n. 2 condotti in PVC DN400, per le sole seconde piogge) poiché il battente utile nel pozzetto scolmatore B32 è pari a 22 cm.



Nella scheda tecnica di seguito riportata vi sono tutti i calcoli ed i relativi dimensionamenti dei vari manufatti installati.

Oltre a tale scheda, si rimanda allo schema grafico della vasca di prima pioggia progettata (separatore/sedimentatore) e del disoleatore (in tavola FOG 05 "Schema impianto trattamento acque di prima pioggia").

Si specifica che, come già detto, la vasca di prima pioggia installata avrà unicamente funzione di sedimentazione, mentre la fase di disoleazione verrà demandata al disoleatore statico. La vasca di prima pioggia sarà dotata di un impianto di sollevamento con sensore di pioggia che, tramite una condotta premente, Φ2", invierà - passando per un pozzetto di puro passaggio da funzionamento a pressione a moto a gravità - le acque al disoleatore statico (con filtro a coalescenza).

In sintesi, dai calcoli risulta che il volume totale minimo della vasca di prima pioggia da installare deve essere pari a 100.03 mc.

I manufatti adottati soddisfano adeguatamente tali volumetrie minime: si è optato per l'utilizzo di due manufatti identici, collegati in serie, in modo tale da avere un volume della vasca di prima pioggia di 100.75 mc, maggiore del volume necessario ai fini della D.G.R. 286/05.

Il volume minimo da trattare a disoleazione è pari a 1.50 mc; tale volume verrà ampiamente reperito nel disoleatore statico previsto, avente volume utile pari a 1.92 mc.

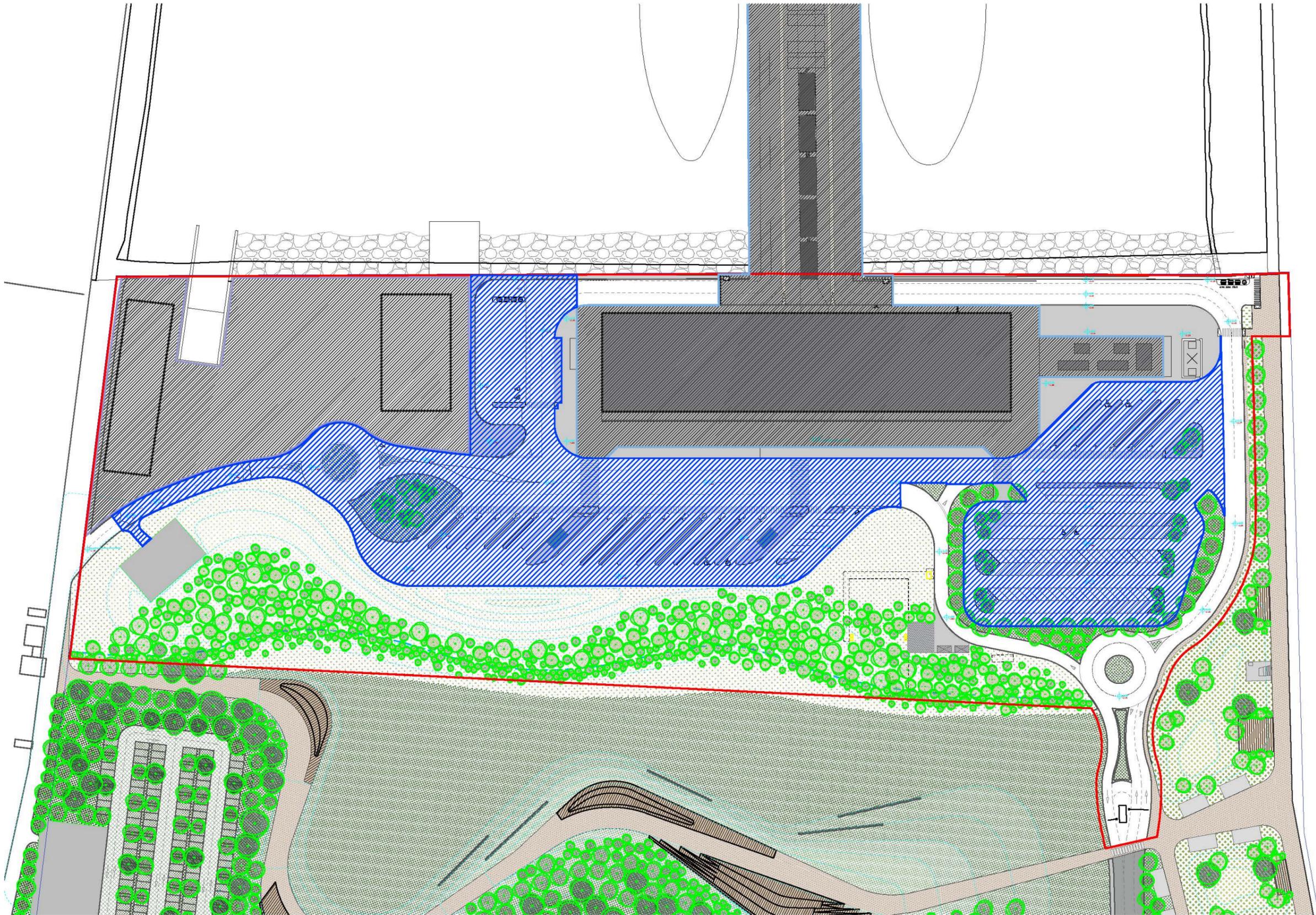


Figura 7: Aree trattate dall'impianto di prima pioggia (retino blu)

SCHEDA DI CALCOLO VASCA DI PRIMA PIOGGIA

Dati generali

Superficie : 18'005 mq circa

Altezza di prima pioggia prefissata : 5 mm per mqMODEm

Tempo da considerare : 15 minuti di pioggia

Evento meteorico : 20 mm/h intensità di prima pioggia

Dimensionamento vasca prima pioggia: come da D.G.R. 286/05

Calcolo Volume accumulo/sedimentazione

Calcolo volume prima pioggia V1° pioggia : $18'005 \times 0.005 = 90.03$ mc

Calcolo Vsedimentazione (zona fango)

$NS = Q \text{ 1° pioggia} = V1° \text{ pioggia (mc)}/0.25 \text{ (h)} = 90.03/0.25 = 360.10 \text{ mc/h} = 100.03 \text{ lt/s}$
da cui

$Vsedimentazione = 100 \times NS / fd = 100 \times 100.03 \text{ lt/s} / 1 = 10'003 \text{ lt} = 10.00 \text{ mc}$
(fd = 1)

In conclusione:

Vvasca di accumulo = V1° pioggia + Vsedimentazione : 90.03 + 10.00 mc = 100.03 mc

Calcolo volumi effettivi

Si adottano n°2 manufatti dalle dimensioni esterne:

cm 246x1170xh250+20

collegati con tubazione Ø315 mm.

Entrambe le vasche avranno unicamente funzione di sedimentazione, per un volume effettivo di:

Veffettivo = 2 x (2.22 x 11.46 x h 1.98) = 2 x mc 50.37 = mc 100.75 > 100.03 mc

CARATTERISTICHE TECNICHE

Tipo: Monoblocco prefabbricato in c.a.v. da interrare, modello vasca VACM33H250 marca Edilimpianti2 s.r.l. o equipollente.

Dimensioni esterne vasca di prima pioggia: N°2 manufatti

Larghezza: cm 246

Lunghezza: cm 1170

Altezza: cm 250 + 20

N°1 tubazione di ingresso: PVC Ø315 mm

N° 2 tubazioni di collegamento: PEAD corrugato Ø315 mm

N°1 tubazione premente in uscita: Ø2"

Sistema di sicurezza: Valvola di chiusura a galleggiante

Dimensionamento disoleatore statico: come da D.G.R. 286/05

Calcolo Volume disoleazione

Il volume del disoleatore è funzione della portata della pompa sommersa (1.50 lt/sec con sistemi di regolazione, per un tempo di svuotamento massimo pari a poco meno di 20 ore e quindi conforme alla D.G.R. 286/05, che richiede un tempo massimo di 48-72 ore) e del tempo di separazione.

Per una densità di olio fino a 0.85 gr/cm³ si considera un tempo di separazione di 16.6 min per cui:

$$V_{\text{disoleazione}} = Q \text{ pompa sommersa} \times t \text{ separaz.} = 1.5 \text{ l/s} * 16.6 * 60 = 1'500 \text{ lt} = 1.50 \text{ mc}$$

Calcolo volumi effettivi

Si adotta n°1 manufatto dalle dimensioni esterne:

cm 125x180xh150+20

per un volume effettivo di:

$$V_{\text{effettivo}} = 1.03 \times 1.58 \times h \ 1.18 = \text{mc } 1.92 > 1.50 \text{ mc}$$

CARATTERISTICHE TECNICHE

Tipo: Monoblocco prefabbricato in c.a.v. da interrare, modello disoleatore statico DISCE2C-FC marca Edilimpianti2 s.r.l. o equipollente.

Dimensioni esterne disoleatore statico:

Larghezza: cm 125

Lunghezza: cm 180

Altezza: cm 150 + 20

N°1 tubazione di ingresso: PVC Ø125 mm

N° 1 tubazione di uscita: PVC Ø125 mm

Vano di filtrazione: n°1 a coalescenza

Serbatoio oli: n°1

Sistema di sicurezza: Sistema di chiusura automatica ad otturatore

Le acque di prima pioggia adeguatamente trattate vengono reimmesse, mediante due condotte in parallelo in PVC, SN4, Ø400 (delegate anche al vettoriamento della seconda pioggia a valle) nella rete fognaria bianca esistente interna al comparto di intervento qui oggetto di trattazione, in gestione all'Autorità Sistema Portuale, la quale a sua volta scarica direttamente nel Canale Candiano (corpo idrico superficiale).

A tal proposito, con riferimento alla normativa vigente D.G.R. 286/05 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne", il capitolo 8.1 "Forme di controllo e gestione delle acque di prima pioggia" recita testualmente quanto di seguito riportato.

“... 8.1 - Forme di controllo e gestione delle acque di prima pioggia

Ai fini della disciplina dello scarico delle acque di prima pioggia e di lavaggio derivanti dalle aree esterne degli stabilimenti / insediamenti richiamati al precedente punto 8 - II, si forniscono i seguenti criteri di indirizzo:

8.1.1 - Aree esterne dotate di fognatura di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento o di lavaggio

I - Recapito in rete fognaria unitaria

Nei casi in cui le aree esterne siano dotate di proprie fognature di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento o di lavaggio con recapito nella rete fognaria di tipo unitario esterna agli insediamenti, valgono le norme e prescrizioni regolamentari stabilite dal gestore del servizio idrico integrato o da altro soggetto gestore titolare del servizio.

In questo ambito si avranno a riferimento i seguenti criteri di indirizzo:

· Garantire che le acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne siano convogliate nella rete fognaria unitaria. Qualora sia richiesto da esigenze di funzionalità idraulica della rete unitaria durante gli eventi piovosi, il gestore del servizio prescriverà la realizzazione di sistemi di accumulo di tali acque (vasche di prima pioggia) presso gli insediamenti definendo le modalità ed i tempi del loro convogliamento nella rete medesima.

· Evitare il sovraccarico idraulico della rete fognaria unitaria durante gli eventi piovosi. A tal fine potrà essere prevista la possibilità che le acque seconda pioggia derivanti dalle aree esterne degli insediamenti siano recapitate in corpi idrici superficiali, qualora presenti.

II - Recapito in rete fognaria separata (rete bianca)

Nei casi in cui le aree esterne siano dotate di proprie fognature di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento o di lavaggio con recapito nella rete bianca esterna all'insediamento, dovranno essere adottati i sistemi di gestione delle acque di prima pioggia da ricondursi, di norma, all'installazione di dispositivi per il convogliamento delle stesse nella fognatura nera aziendale ovvero alla raccolta e contenimento delle acque medesime attraverso la realizzazione di sistemi di accumulo (ad esempio vasche di prima pioggia). Ad evento meteorico esaurito deve essere attivato il loro successivo svuotamento nell'ambito, di norma, delle 48 - 72 ore successive all'ultimo evento piovoso con l'invio nella fognatura nera.

In ogni condizione le acque di lavaggio delle aree esterne devono essere convogliate nella fognatura nera aziendale.

Le acque di seconda pioggia come definite al precedente capitolo 2 – punto VI, derivanti dalle predette aree esterne sono recapitate direttamente nella rete bianca.

Ai fini delle modalità / prescrizioni di scarico delle acque di prima pioggia o di lavaggio nonché delle acque di seconda pioggia nella rete bianca, trovano applicazione le norme regolamentari stabilite dal gestore del servizio idrico integrato o da altro soggetto gestore titolare del servizio.

III - Recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo

A - Nei casi in cui le acque meteoriche di dilavamento o di lavaggio delle aree esterne degli stabilimenti / insediamenti richiamati al precedente punto 8 - II siano recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo tramite condotta dedicata, possono essere distinte due casistiche - tipo:

CASO I

Il dilavamento delle superfici scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia.

Tale condizione è da ritenersi soddisfatta quando sono state adottate le misure atte ad evitare / contenere, durante il periodo di pioggia, il dilavamento delle zone nelle quali si svolgono fasi di lavorazione o attività di deposito / stoccaggio di materie prime / scarti o rifiuti (realizzazione di bacini di contenimento, coperture, ecc.).

In questo ambito trovano applicazione le seguenti disposizioni:

a) Lo scarico delle acque meteoriche di dilavamento in corpo idrico superficiale o sul suolo è consentito a condizione che le acque di prima pioggia o di lavaggio, attraverso l'installazione di appositi dispositivi (deviatori di flusso, vasche di accumulo), siano convogliate nella fognatura aziendale delle acque reflue (industriali o domestiche) a servizio dello stabilimento/insediamento, il cui recapito avvenga nella rete fognaria dell'agglomerato o del nucleo isolato. Tali dispositivi dovranno essere realizzati in modo da garantire, in ogni condizione, il convogliamento nella fognatura aziendale delle acque di lavaggio e delle acque di prima pioggia per il quantitativo calcolato secondo le indicazioni riportate al precedente punto 2 - V.

Il criterio suddetto trova applicazione anche nei casi in cui la fognatura aziendale delle acque reflue abbia recapito in acque superficiali e si caratterizzi come fognatura di acque reflue industriali dotata di trattamento depurativo adeguato che garantisca il rispetto dei valori limite di emissione di cui alla tabella 3 dell'Allegato 5 del decreto.

Per condizioni operative diverse da quelle sopra richiamate, ad esempio un sistema di trattamento delle acque reflue aziendali non adeguato per tipologia e/o capacità depurativa/idraulica a trattare le acque di prima pioggia o di lavaggio di cui sopra, la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio deve necessariamente prevedere la loro raccolta in idonei sistemi di accumulo (vasche di prima pioggia). Ad evento meteorico esaurito deve essere garantito il loro successivo svuotamento nell'ambito, di norma, delle 48 - 72 ore successive all'ultimo evento piovoso.

b) Ai fini del regime autorizzativo, pertanto, qualora siano rispettate le condizioni di cui alla precedente lettera a) il recapito in corpo idrico superficiale delle acque di seconda pioggia delle aree esterne non è soggetto ad autorizzazione ai sensi dell'art. 45 del decreto. L'autorità competente al rilascio dell'autorizzazione allo scarico delle acque reflue derivanti dall'insediamento / stabilimento connesso alle predette aree esterne, in sede di autorizzazione, valuta le condizioni di appartenenza alla casistica 1 e definisce le prescrizioni atte a garantire il rispetto delle disposizioni di cui alla precedente lettera a).

c) Lo scarico in corpo idrico superficiale delle acque di prima pioggia o di lavaggio raccolte in vasche di accumulo è ammesso previo adeguato trattamento. A tale scopo dette acque possono essere convogliate all'impianto di depurazione a servizio delle acque reflue industriali dello stesso insediamento; quando ciò non sia possibile, di norma, è da ritenersi coerente l'adozione di sistemi sedimentazione e disoleatura, dimensionati in relazione ai volumi da smaltire. Gli scarichi di cui trattasi, da qualificarsi come "acque di prima pioggia" sono soggetti ad autorizzazione allo scarico da rilasciarsi da parte dell'autorità competente, secondo quanto indicato al successivo punto 8.3. In sede di rilascio di autorizzazione, l'Autorità competente, se del caso, individua nell'ambito della tabella 3 dell'Allegato 5 del decreto, alcuni parametri ed i relativi valori limite di emissione da applicarsi ai relativi scarichi ...".

Come si evince dalla lettera c) del Caso 1 del capitolo 8.1, valido nel caso specifico, è ammesso immettere le acque di prima pioggia nel corpo idrico previo adeguato trattamento, da progetto previsto e correttamente dimensionato secondo quanto richiesto da normativa vigente, con scarico da autorizzare secondo normativa.

La scelta del recapito delle acque di prima pioggia adeguatamente trattate nella fogna bianca esistente con scarico nel Canale Candiano (corpo idrico superficiale) è quindi da ritenersi in linea e coerente con le disposizioni della D.G.R. 286/05.

Per completezza, di seguito si riportano le schede tecniche dei manufatti sopra descritti.



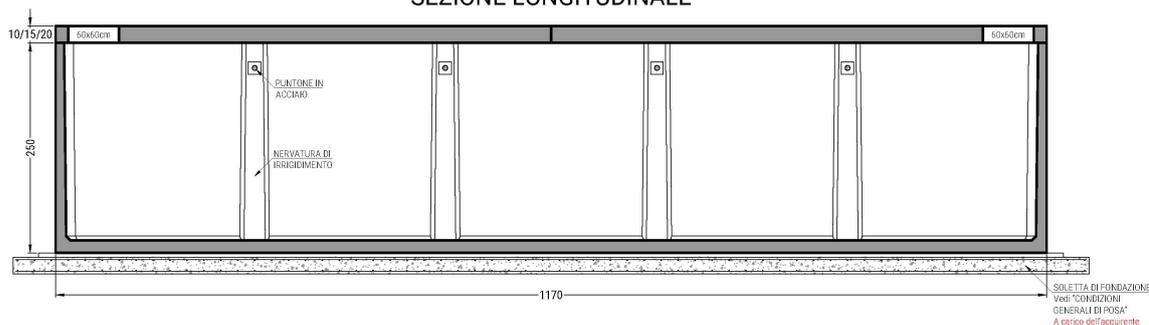
EDIL IMPIANTI₂

Via A. Costa 139
C.P. 90 - 47822
Santarcangelo di
Romagna (RN)

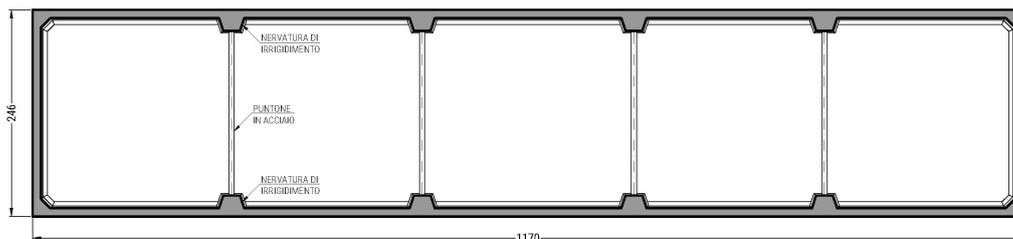
+39 0541 626 370
+39 0541 626 939
www.edilimpianti.it
info@edilimpianti.it

VACM33H250 - VASCA MONOBLOCCO PREFABBRICATA IN C.A.V.
cm. 246x1170xh250 + 10/15/20 cop.

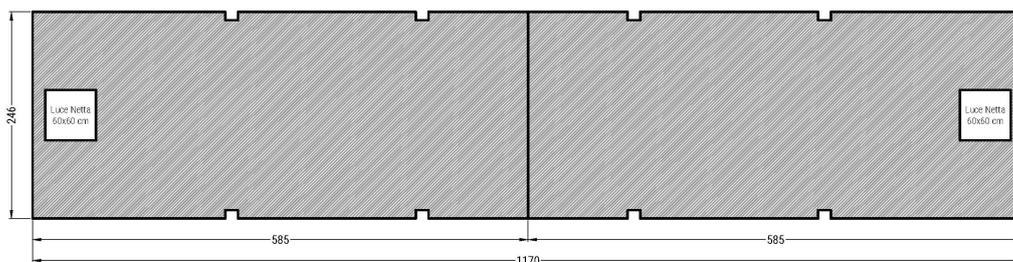
SEZIONE LONGITUDINALE



PIANTA VASCA



PIANTA COPERTURA



SCHEDA TECNICA

N.B.: Le dimensioni e i materiali qui utilizzati sono riferiti a manufatti da installare entrotterra

MATERIALI COSTITUENTI LA STRUTTURA	
Classe di Resistenza	C45/55
Slump	S5
Dmax	16mm
Classe di Esposizione	XC4 - XS3 - XD3 - XF3 - XA2
Acciaio d'Armatura	Tipo B 450 C (come Feb44k)
* il mix può prevedere l'aggiunta di fibre d'acciaio GREESMIX5	

DESCRIZIONI TECNICHE				PESO			
VOLUME TOTALE (mc)	DIMENSIONI ESTERNE (cm)			VASCA (q)	LASTRA DI COPERTURA (q)		
	Larghezza	Lunghezza	Altezza		h 10 cm B125	h 15 cm C250	h 20 cm D400
61,0	246	1170	250	314,3	71,5	107,2	143,0

Disegnato da EDIL IMPIANTI 2 S.r.l.	Disegnatore	Controllato da
--	-------------	----------------

Per lo scavo occorre maggiorare le misure di circa 50/100 cm Sui pesi l'Edil Impianti 2 S.r.l. si riserva una tolleranza del ± 5%	Questo disegno non può essere riprodotto o reso noto a terzi o aziende concorrenti senza la nostra autorizzazione	Rif. VACM33H250	N.B. Disegno non in scala	Data _ / _ / _
--	---	--------------------	------------------------------	-------------------



EDIL IMPIANTI₂

Via A. Costa 139
C.P. 90 - 47822
Santarcangelo di
Romagna (RN)

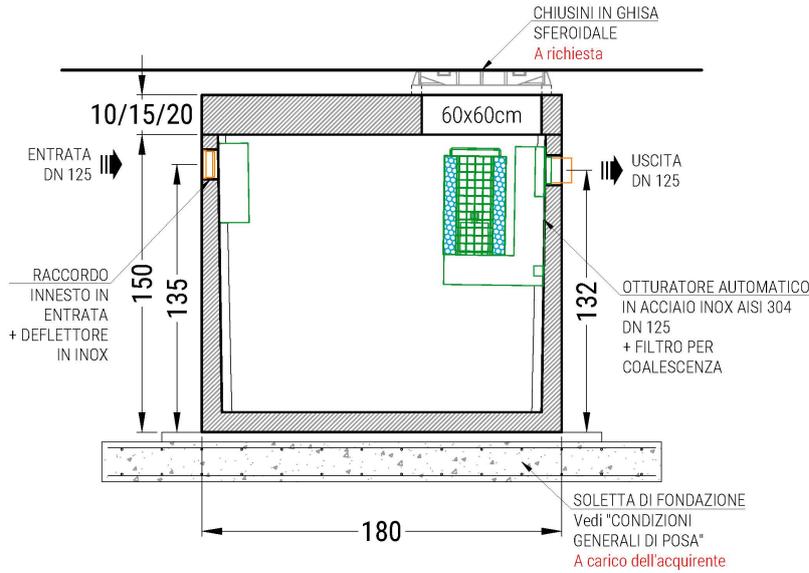
+39 0541 626 370
+39 0541 626 939
www.edilimpianti.it
info@edilimpianti.it

DISCE2C-FC - DISOLEATORE STATICO / SEPARATORE LIQUIDI LEGGERI

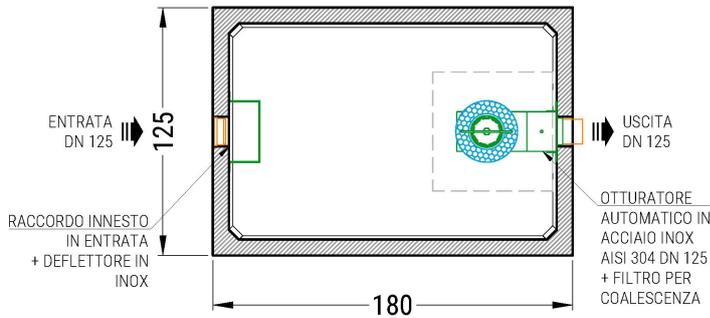
cm. 125x180xh150 + 10/15/20 cop.

marcato **CE** - conforme alla norma UNI EN 858

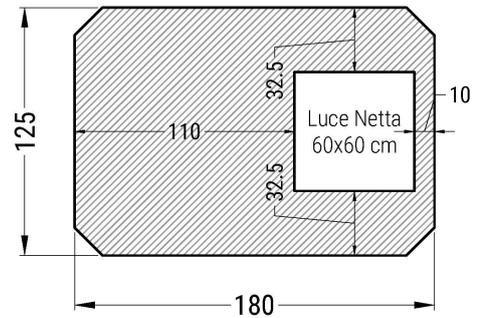
SEZIONE LONGITUDINALE



PIANTA VASCA



PIANTA COPERTURA



SCHEDA TECNICA

N.B.: Le dimensioni e i materiali qui utilizzati sono riferiti a manufatti da installare entroterra

MATERIALI COSTITUENTI LA STRUTTURA	
Classe di Resistenza	C45/55
Slump	S5
Dmax	16mm
Classe di Esposizione	XC4 - XS3 - XD3 - XF3 - XA2
Acciaio d'Armatura	Tipo B 450 C (come Feb44k)
* il mix può prevedere l'aggiunta di fibre d'acciaio GREEEMIX5	

DESCRIZIONI TECNICHE						PESO			
PORTATA NS (lt/sec)	CARICO FANGHI (mc)	CAPACITA' DI STOCCAGGIO LIQUIDI LEGGERI (lt)	DIM. ESTERNE (cm)			VASCA (q)	COPERTURA (q)		
			LARGHEZZA	LUNGHEZZA	ALTEZZA		h 10 cm B125	h 15 cm C250	h 20 cm D400
2	0,60	608	125	180	150	24,6	5,6	8,4	11,2

Per lo scavo occorre maggiorare le misure di circa 50/100 cm
Sui pesi l'Edil Impianti 2 S.r.l. si riserva una tolleranza del ± 5%

Questo disegno non può essere riprodotto o reso noto a terzi o aziende concorrenti senza la nostra autorizzazione

Rif. DISCE2C-FC

N.B. Disegno non in scala

Data ___/___/___

3. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA

La trasformazione dell'area prevede la realizzazione di un terminal passeggeri (il cui edificio sarà oggetto di altro progetto), per il quale si devono qui dimensionare le opere di urbanizzazione.

Relativamente alla rete fognaria delle acque reflue del terminal, il dimensionamento può essere fatto sulla base del numero di passeggeri medio annuo atteso, dei quali solo una parte usufruirà dei servizi. A tal proposito un aspetto fondamentale da evidenziare è legato alla provenienza delle portate reflue: esse verranno infatti generate esclusivamente dal terminal (bagni, servizi, ...) e dalle attività accessorie collegate a quest'ultimo (bar, cucine, chioschi, ...), non prevedendosi, invece, in alcun modo reflui di scarico delle navi da crociera che sosterranno presso il terminal.

Entro l'area d'intervento, allo stato attuale si individua una dorsale fognaria in PVC $\Phi 315$ e pendenza di posa dello 0.15% con sedime lungo la zona fronte mare e fronte Candiano, realizzata recentemente con altro progetto, non collegata però ad alcun recettore utile di fognatura nera.

Sempre lungo la zona fronte Candiano, poco ad Ovest dell'incrocio con via Lamone si individua la rete nera pubblica esistente, gestita da HERA, in PVC $\Phi 180$ e pendenza di posa "classica" di qualche per mille.

Parallelamente alla dorsale succitata, a Nord della stessa, si individua un ulteriore tratto di fognatura nera esistente in PVC $\Phi 315$ e pendenza di posa dello 0.15%, esteso dall'incrocio con via Lamone sino all'incrocio con via Cottino, realizzato recentemente in concomitanza di lavori di sistemazione stradale e di rifacimento del marciapiede lungo quel tratto, ma anch'esso non collegata attualmente ad alcun recettore utile.

Data l'entità comunque contenuta del carico refluo sollecitante derivante dal futuro terminal, vista la conformazione attuale della rete fognaria nera a servizio dell'area d'intervento e delle aree limitrofe, verrà adottata la soluzione di seguito descritta. Gli interventi previsti da progetto relativi alla rete fognaria nera, sotto elencati, dovranno essere realizzati contestualmente, così da permettere il collettamento dei reflui dell'area del terminal alla rete pubblica nera esistente.

Per l'assetto generale si prevede in primis la realizzazione, extra comparto, del tratto intermedio lungo via Molo San Filippo compreso dall'uscita dell'area di PUC all'incrocio con via Lamone, così da collegare i due tratti fognari succitati in PVC $\Phi 315$ già precedentemente realizzati con altri progetti.

Il nuovo tratto succitato N**-N*** ha esclusivamente il compito di rendere funzionali i due tratti esistenti $\Phi 315$, entrambi attualmente ciechi, i quali verranno uniti per dare continuità idraulica alla dorsale stessa.

In particolare, la dorsale in PVC $\Phi 315$ già realizzata sino al limite del comparto del PUC verrà prolungata (con un tracciato parallelo e vicino alla recente dorsale HERA per acquedotto in ghisa DN250, realizzata nell'inverno 2015) sino a collegarsi al pozzetto di testa del secondo tratto della medesima dorsale, anch'esso in PVC $\Phi 315$, realizzato come detto lungo via Molo San Filippo tra via Lamone e via Cottino.

Il tratto di progetto di collegamento verrà realizzato in PVC, SN4, $\phi 315$; la pendenza di posa, determinata automaticamente dagli scorrimenti esistenti ad inizio/fine tratto, sarà pari allo 0.86 per mille, dunque inferiore ai tratti esistenti (questi con l'1,5 per mille) ma, come si vedrà dai calcoli di seguito esplicitati, comunque ampiamente sufficiente a smaltire i reflui del terminal.

Si evidenzia tra l'altro che l'intera tratta di dorsale così risultante, estesa perciò dal molo all'incrocio con via Cottino, risulterà ancora "cieca" in quanto ancora non collegata ad alcun recettore utile.

A seguito di ciò, in base alla favorevole configurazione planoaltimetrica delle due dorsali fognarie esistenti lungo via Molo San Filippo, ovvero la rete nera succitata in PVC $\phi 315$ e quella parallela in PVC $\Phi 180$ in gestione ad HERA, sarà possibile realizzare un collegamento tra di esse.

Il pozzetto di testa della rete fognaria nera pubblica HERA in PVC $\Phi 180$ è ubicato infatti a brevissima distanza dal secondo pozzetto del tratto intermedio della dorsale in PVC $\Phi 315$ tra l'incrocio con via Lamone e via Cottino; inoltre quest'ultima scorre circa 10 cm più in alto della linea esistente $\Phi 180$. Conseguentemente si prevede di collettare la dorsale in $\Phi 315$ nella fogna nera pubblica $\Phi 180$, in particolare esattamente nel pozzetto di testa di quest'ultima a partire dal secondo pozzetto del tratto intermedio della dorsale $\Phi 315$.

Per non sovraccaricare oltre la sua officiosità la linea esistente $\Phi 180$, essendo comunque le portate reflue derivanti dal terminal assai limitate (si vedano i calcoli a seguire), il previsto collegamento tra le due reti verrà realizzato con un condotto in PVC, SN4, $\Phi 160$ e pendenza di posa dell'1.00%. Contestualmente, verrà "tappato", nel pozzetto di presa dalla dorsale, la tubazione in uscita $\Phi 315$ in modo da evitare che la tratta di condotta a valle si riempia inutilmente di reflui (essendo comunque cieca) e che le acque di scarico siano come detto convogliate alla linea pubblica esistente $\Phi 180$ di fogna nera separata.

Ing. Massimo Plazzi

La dorsale $\Phi 315$ rimarrà quindi comunque "interrotta" all'altezza del pozzetto d'ispezione successivo a N***, dal quale verrà posato come già detto un breve tratto $\Phi 160$ con recapito al pozzetto di testa della linea $\Phi 180$ esistente gestita da HERA.

Definito ciò, all'interno dell'area d'intervento si prevede la realizzazione di una dorsale secondaria, localizzata sul "retro" del futuro terminal con sedime lungo la viabilità interna di progetto, che verrà collegata alla dorsale principale esistente succitata, in PVC $\phi 315$, in prossimità della banchina del Candiano in corrispondenza del pozzetto N*.

La nuova dorsale, sempre in PVC SN4 $\phi 315$ e pendenza di posa dello 0.15%, sarà a servizio dell'area terminal e di eventuali futuri possibili altri allacci delle aree limitrofe non oggetto del presente progetto.

Di seguito vengono riportati i calcoli per il dimensionamento della fognatura di progetto, a servizio dell'edificio terminal.

La stima delle portate reflue derivanti dal terminal richiede in primis la conoscenza del numero di avventori; il progetto del terminal crociere, non oggetto della presente trattazione, prevede la possibilità di gestire contemporaneamente 5'000-6'000 passeggeri in turnaround. Considerando quindi il massimo numero di passeggeri indicato, ed ipotizzando che tutti i passeggeri utilizzino i servizi presenti all'interno del terminal e nelle attività accessorie collegate al terminal (wc, bar, punti ristoro, ristoranti, ...), si ha un massimo di 6'000 avventori.

Sempre in fase di progettazione del terminal crociere, come già precedentemente detto non oggetto della presente trattazione, in base al numero massimo stimato di possibili avventori al terminal e alle tipologie di servizi previste all'interno del terminal e nelle attività ad esso accessorie, è stata valutata una portata reflua massima in uscita dall'area terminal di 6.51 l/s circa.

Per completezza e come ulteriore controprova dell'entità del carico refluo sollecitante, al quale si farà poi riferimento per il dimensionamento della fognatura nera di progetto, di seguito vengono riportati i calcoli implementati per la stima della portata reflua generata dall'area terminal.

Si evidenzia che in termini cautelativi le opere di urbanizzazione in progetto verranno tarate considerando la presenza contemporanea di un numero di avventori massimo pari a 7'000, quindi leggermente superiore a quanto previsto dal progetto del terminal così da poter tenere in considerazione anche eventuali futuri contributi (minori) di aree limitrofe non oggetto del presente progetto.

Si sottolinea che la stima del carico di refluo di seguito implementata restituirà comunque un valore da ritenersi sovrastimato, in quanto non tutti gli utenti fruiranno del terminal e molti lo faranno comunque solamente per l'utilizzo dei servizi igienici, dai quali deriva un consumo idrico irrisorio; anche la possibilità che si abbiano 7'000 avventori presenti contemporaneamente al terminal rappresenta sicuramente una condizione di calcolo molto cautelativa.

A tale numero di avventori corrisponde un certo numero di abitanti equivalenti, in funzione del tipo di attività (1 A.E. ogni 3 persone per ristoranti, mense, ...; 1 A.E. ogni 7 persone nel caso di bar, considerando in entrambi i casi sia gli avventori che i dipendenti, in questo caso trascurabili).

Tenuto conto che i passeggeri si potranno dividere in coloro che utilizzano solo i servizi igienici, altri che accederanno ai bar o ad altri locali di ristorazione, si ipotizza un coefficiente di conversione avventori/A.E. pari a 5.

Considerando poi che solo il 30% dei passeggeri in arrivo - così come constatato in altre realtà simili di terminals italiani - utilizzerà i servizi/punti di ristoro, si ottiene in conclusione un massimo di 420 A.E. stimati ($= 7'000 \times 0.3 / 5$).

Per questi 420 A.E. si considera, a favore di sicurezza, una dotazione idrica di 250 l/ab*gg e si ipotizza cautelativamente un coefficiente di rientro in fognatura pari all'unità (cioè che tutta l'acqua dell'acquedotto utilizzata venga scaricata in fogna nera).

Si evidenzia comunque come tali parametri risultino molto cautelativi: in particolare, la dotazione idrica è stata assunta pari a 250 l/ab*gg in una logica progettuale conservativa, quando tutte le misure (vedasi telecontrollo) in possesso dell'ente gestore HERA dimostrano che nella realtà tale dato è pari a poco più della metà; anche per il coefficiente di rientro in fogna si è assunto un valore unitario, mentre esiste sempre un'aliquota minima di acqua potabile utilizzata che non viene poi scaricata a fogna (riempimento bottiglie, acqua oggetto di asciugatura nei bagni, ...).

Il calcolo delle portate è stato eseguito utilizzando il procedimento di seguito illustrato.

Portata media giornaliera (Qm)

$$Q_m = \frac{P \times d \times \varphi}{86400} = \frac{420 \times 250 \times 1}{86400} = 1.22 \text{ l/s}$$

dove:

P = popolazione prevista (n. abitanti equivalenti) = 420

d = dotazione idrica giornaliera per abitante (l/ab*gg) = 250

φ = coefficiente di afflusso alla rete di fognatura nera = 1

Per la determinazione del coefficiente di punta per le portate nere massime (Cmax), si utilizzano varie formule, valide per un numero di abitanti equivalenti simili a quello qui ottenuto:

$$C_{max} = 15.84 \times P^{-0.167} = 5.78$$

(vedi: Depurazione delle acque, p35, Masotti);

$$C_{max} = \frac{18 + \left(\frac{AE}{1000}\right)^{0.5}}{4 + \left(\frac{AE}{1000}\right)^{0.5}} = 4.01$$

(vedi: formula Ten State Standards).

La Qmax viene determinata con la relazione:

$$Q_{max} = Q_m \times C_{max} = 1.22 \times 5.78 = 7.00 \text{ l/s}$$

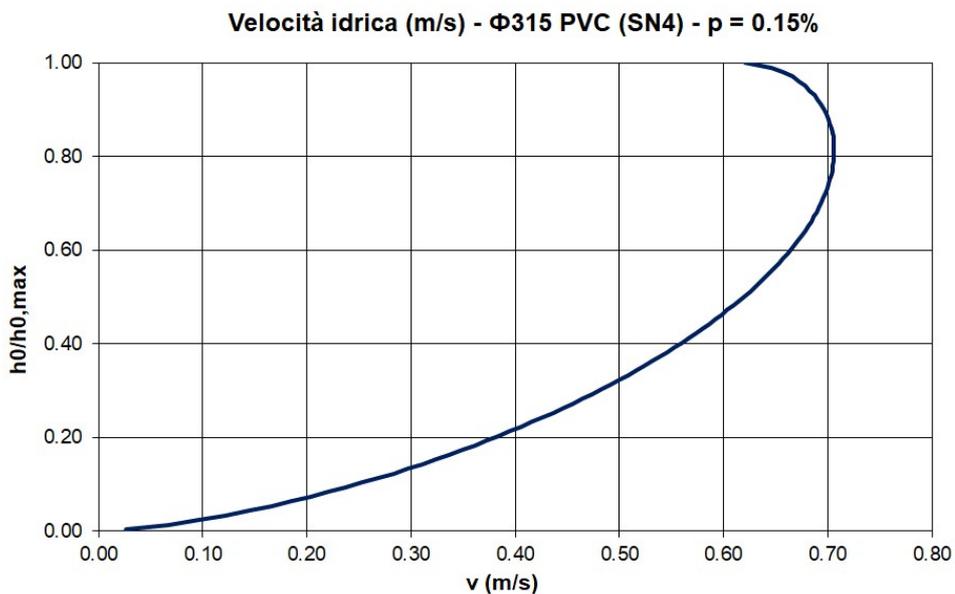
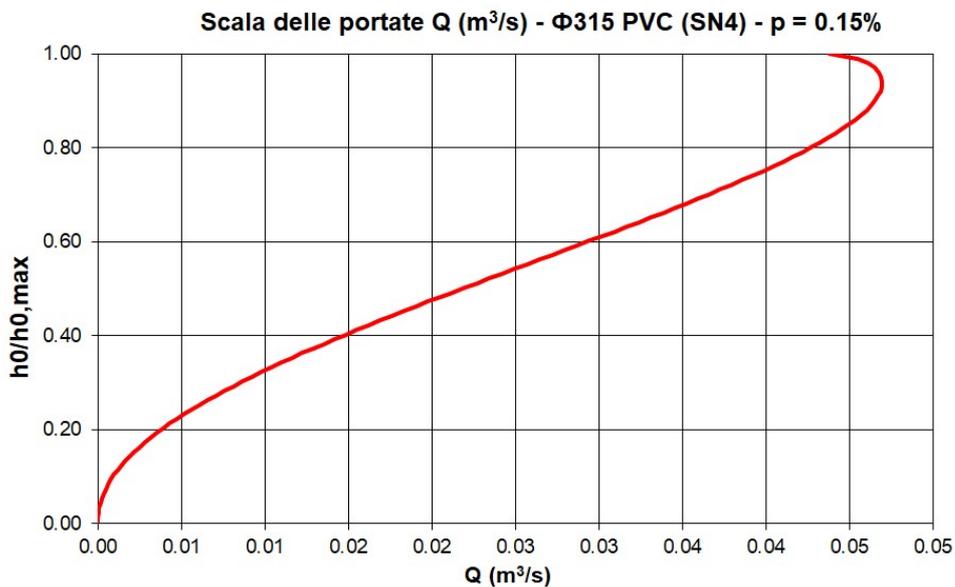
Dalla stima sopra esposta, implementata in base alle valutazioni e alla metodologia tipica delle urbanizzazioni, la portata reflua massima risulta pari a 7.00 l/s circa valutata con punte cautelative di 7'000 avventori; confrontando tale portata con il valore di 6.51 l/s circa stimato nella progettazione del terminal crociere, non oggetto del presente elaborato, considerando 5'000-6'000 avventori massimi, è possibile affermare come le due stime risultino convergenti e autovalidanti.

Si sottolinea nuovamente che la portata reflua sopra stimata, che verrà di seguito impiegata per il dimensionamento della rete fognaria nera di progetto, è esclusivamente quella proveniente dell'area del terminal, per cui di natura "acque reflue di tipo domestico", mentre non si contempla in alcun modo l'attività di scarico delle navi da crociera che sosterranno presso il terminal. Le acque reflue di tipo domestico complessivamente prodotte equivalgono quindi ai soli scarichi dell'area a servizio del terminal crociere.

Per trasferire verso valle tale portata di 7.00 l/s circa, risulta senz'altro sufficiente una condotta in PVC, SN4, di dimensioni $\phi 315$ e pendenza di posa pari allo 0.15%.

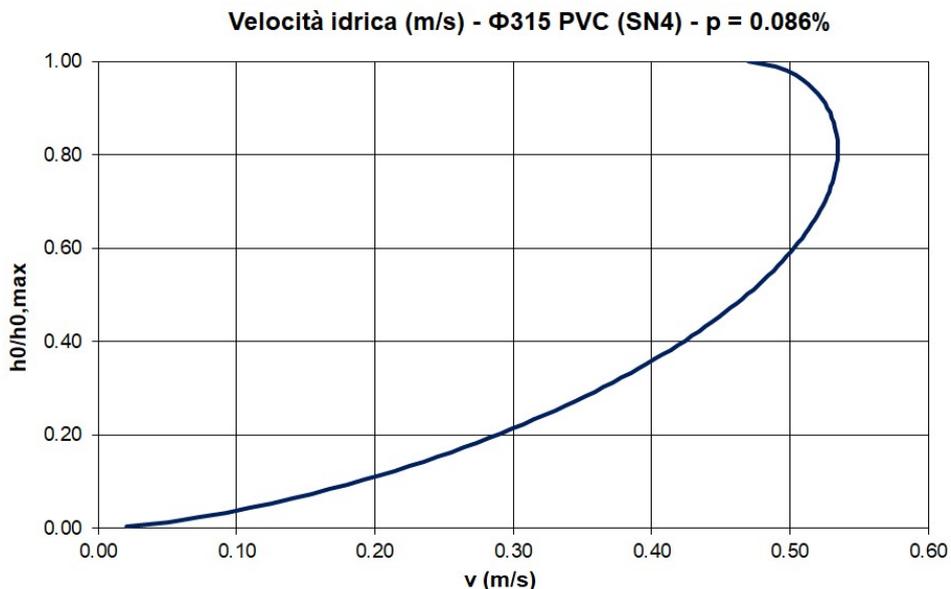
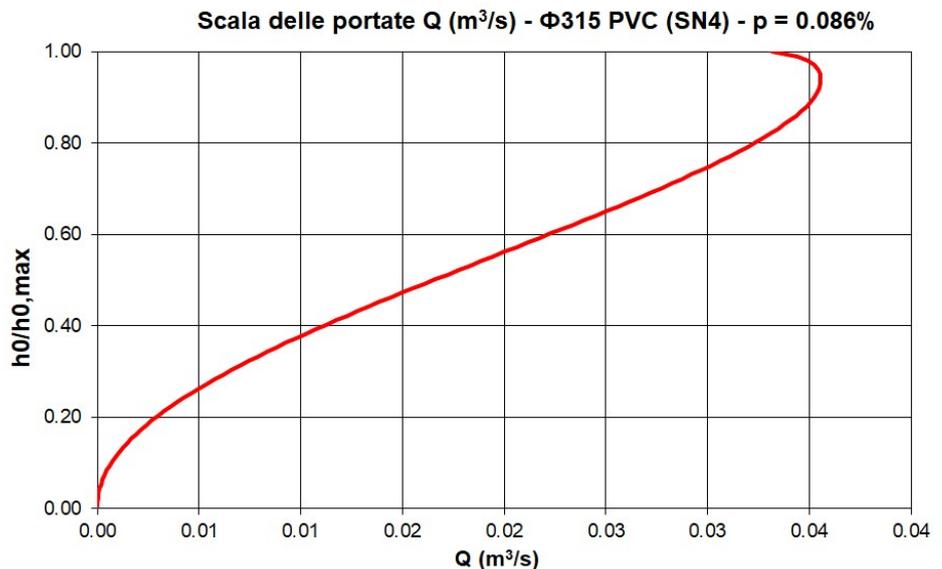
Mediante l'applicazione della formula di Chezy in condizioni di moto uniforme, la condotta succitata da realizzarsi sul "retro" del futuro terminal è in grado di trasferire verso valle a bocca piena addirittura una portata massima di 47 l/s circa.

La portata reflua di circa 7.00 l/s sopra stimata verrà perciò smaltita dalla condotta di progetto con un grado di riempimento del 27% e una velocità di circa 0.46 m/s, valore ottimale per evitare sollecitazioni dannose alle tubazioni ed ai giunti ed al tempo stesso sufficiente a non facilitare pericolosi ristagni/intasamenti della linea.



Anche il nuovo tratto "intermedio" di dorsale principale con funzione di collegamento tra i due tratti fognari già precedentemente realizzati con altri progetti, previsto quindi lungo via Molo San Filippo e compreso dall'uscita dell'area d'intervento all'incrocio con via Lamone, presenta un'ufficiosità comunque sufficiente nonostante la minore pendenza di posa.

Infatti, la condotta in PVC, SN4, di dimensioni $\phi 315$ e pendenza di posa pari allo 0.86 per mille è caratterizzata da un'ufficiosità a bocca piena di 36 l/s circa, quindi ampiamente superiore alla portata di 7.00 l/s circa ad essa afferente; in questo caso, la portata reflua massima transita con un grado di riempimento del 31% e una velocità di circa 0.37 m/s, comunque ottimale per evitare sollecitazioni dannose alle tubazioni ed ai giunti ed al tempo stesso sufficiente, anche se di poco ($\geq 0,3$ m/s), a non facilitare pericolosi ristagni/intasamenti della linea.



Ing. Massimo Plazzi

Si utilizzeranno tubi in PVC rigido (non plastificato) per condotte di reflui a pelo libero prodotti conformemente alle Norme UNI 1401 Serie SN4, vista la profondità media di ricoprimento tubo dell'ordine di 1.50-2.20 metri.

I pozzetti di ispezione saranno del tipo monolite $\phi 1000$, con interasse di:

- 45-50 metri per la dorsale secondaria $\phi 315$ PVC interna all'area d'intervento (sulla quale, tra l'altro, sono previsti due stacchi iniziali, sul pozzetto di testa, $\phi 200$ PVC a servizio degli scarichi sia dell'edificio terminal sia dell'area non oggetto di presente progetto localizzata a Nord del terminal);
- fino a 70 metri massimi per la tratta di dorsale principale DN315 PVC extra comparto (dall'uscita dell'area d'intervento all'incrocio con via Lamone)

Tali pozzetti saranno sormontati da botola carrabile in ghisa sferoidale, classe D400, con passo d'uomo $\phi 600$.