RIVIERACQUA SpA
Via San Pio da Pietrelcina 42 Imperia

Scarico d'emergenza del depuratore delle acque reflue del Comune di Vallecrosia

Progetto di fattibilità tecnico-economica - Progetto definitivo

Il progettista

Dott. Ing. Pierfrancesco RUSSO



Il R.U.P.

Oggetto:

RELAZIONE TECNICA : DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

Consegna	Descrizione modifiche	Eseguito	Approvato	Validato
Progetto : Novembre 2025	Ordine nr 499 del 30-07-2025			
Rev.				

B



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Premesse

Nella seguente relazione si dimensiona la condotta di scarico a mare nelle due ipotesi di progetto:

- 1° stralcio : realizzazione di una condotta d'emergenza funzionante esclusivamente a gravità;
- 2° stralcio: realizzazione di una condotta d'emergenza dimensionata in base alle prescrizioni della L.R nr 43/95 e smi. Tale condotta comprende anche le opere di cui al primo stralcio e, stante la distanza dalla costa del diffusore, funzionerà esclusivamente con spinta meccanica (pompaggio).



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Determinazione delle portate affluenti all'impianto

Valori forniti dal gestore

Il gestore dell'impianto fornisce i seguenti valori di portata media affluente nel periodo invernale (Qmres) ed in quello estivo (Qm – portata massima) (riferito all'ultimo anno di attività):

- Qmres = 170-200 mc/h = 0,047- 0,056 mc/s
- **Qm** = 280-300 mc/h = **0,078-0,083** mc/s

Tale valore tiene conto ovviamente anche di tutti i picchi di portata affluente che si possono registrare durante la singola giornata .

Concordemente ai disposti di letteratura (v. pag 326 – Fognature – Da Deppo Datei – Ed. libreria Cortina e pag 38 Depurazione delle Acque – Masotti – ed. Calderini) per dimensionare l'opera di scarico a mare di emergenza verrà assunto un valore pari a **6** volte la portata media, ossia si considererà il fermo tecnico totale dell'impianto di sollevamento posto in testa al depuratore .

Cautelativamente verrà assunto il valore della portata media estiva (Qm) che tiene conto delle presenze turistiche:

Qtot = 6 x Qm = 6 x 83 = **500 l/s**

Verifica delle portate affluenti in base alle utenze servite

Ai fini di verificare l'attendibilità di tale dato viene svolta una indagine conoscitiva del parco utenze idriche afferenti all'impianto di depurazione di Vallecrosia che si basa essenzialmente sui dati ISTAT della popolazione e dal documento "Aggiornamento del Piano d'Ambito dell'ATO Idrico" redatto da Rivieracqua nel 2019.

L'impianto di depurazione di Vallecrosia serve un comprensorio costituito prevalentemente da utenze civili e da qualche attività agricola . All'impianto confluiscono nr 2 condotte interrate DN500 che raccolgono i liquami dei principali comuni della val Nervia ; risulta inoltre insistere sull'impianto anche una canalizzazione delle acque bianche che seppur normalmente in grado di

by-passare i processi depurativi può anche essere ad essi connessa. Essendoci pertanto due sistemi di raccolta delle acque in grado di separare le acque bianche dalle nere si ritiene che gli afflussi di acque nere non siano particolarmente influenzati dalle acque meteoriche. Come si evince dallo studio "Esecuzioni di indagini propedeutiche alla predisposizione del PFTE per la realizzazione di un nuovo scarico di emergenza a servizio dell'impianto di trattamento delle acque reflue nel comune di Vallecrosia" del maggio 2025 a firma Ing. Ravera (nel prosieguo denominato "studio propedeutico") i Comuni che affluiscono all'impianto sono i seguenti:

Comuni	Nr residenti (fonte dati ISTAT 1 gennaio 2025
APRICALE	604
CAMPOROSSO	5684
DOLCEACQUA	2186
ISOLABONA	701
PERINALDO	787
ROCCHETTA NERVINA	282
VALLECROSIA	6801
TOTALE	**17045**

Le attività industriali o manifatturiere del comprensorio risultano trascurabili ai fini della determinazione delle portate affluenti all'impianto alla luce di quanto descritto nel documento "Aggiornamento del Piano d'Ambito dell'ATO Idrico" redatto da Rivieracqua nel 2019 (nel prosieguo denominato "ATO". Le previsioni di crescita della popolazione residente fino al 2042 risultano essere negative (circa -6,2% - v. pag 30 ATO) pertanto nel presente studio non si procederà con una proiezione statistica relativa alla aspettativa di popolazione futura ma, a favore di sicurezza si assumerà come dato di calcolo il valore della popolazione residente al 2019.

Nello stesso documento a pag 28 viene riportato il totale dei consumi domestici della provincia di Imperia (11.678.431 mc/anno 2019) che rapportato al nr di abitanti servito (217.710 ab) porta a determinare la seguente dotazione idrica :

Dres = 11678431/217710 = 53,642 mc/ab anno = 147 l/ab g

Assumendo pertanto una dotazione idrica di **150 l/ab g** si ottiene una portata media giornaliera affluente all'impianto di Vallecrosia pari a :

Qmres = 150 x 17045 /86400 x 0,8 = **23,7 l/s**

assumendo un coefficiente di deflusso pari all'80%.
A pag 34 del documento ATO vengono riportate considerazioni numeriche in merito all'entità della popolazione fluttuante (turistica) dell'imperiese arrivando a stimare un valore che risulta pressochè doppio rispetto alla popolazione residente; pertanto per determinare gli afflussi della popolazione turistica (fluttuanti) al depuratore si assumerà il valore **17.000 ab**.
La dotazione idrica attribuibile ai fluttuanti (principalmente relativa al periodo estivo) risulta essere normalmente superiore a quella della popolazione residente; tale considerazione trova conforto nelle analisi svolte a pag 35 dell'ATO da cui si evince che la dotazione idrica attribuibile ai consumi alberghieri è circa pari a 267,5 l/ab g e quella attribuibile ai consumi delle seconde case 215,5 l/ab g. Mediando tali valori si ottiene una dotazione relativa alla popolazione fluttuante pari a: **225 l/ab g.**
Il valore della portata media giornaliera fluttuanti che affluisce all'impianto di Vallecrosia è pertanto pari a :

Qmflu = 17000 x 225 /86400 x 0,8 = **35,4 l/s**

Ottenendo quindi una portata totale media giornaliera massima (periodo estivo):

Qm = 23,7+35,4 = **59,1 l/s**



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Le portate di punta affluenti all'impianto vengono determinate con le usuali formulazioni di letteratura (v. pag 115 – Fognature – Da Deppo Datei – Ed libreiria Cortina):

$Qpres = Qmres \times \rho_g \times \rho_0 = 53{,}3$ l/s

$Qpflu = Qmflu \times \rho_g \times \rho_0 = 79{,}7$ l/s

Qp = 53,3+79,7 = **133 l/s**

Dove ρ_g ρ_0 assumono valori pari a 1,5 .

Concordemente ai disposti di letteratura (v. pag 326 – Fognature – Da Deppo Datei – Ed. libreria Cortina e pag 38 Depurazione delle Acque – Masotti – ed. Calderini) per dimensionare l'opera di scarico a mare di emergenza verrà assunto un valore pari a 6 volte la portata media, ossia si considererà il fermo tecnico totale dell'impianto di sollevamento posto in testa al depuratore . Cautelativamente verrà assunto il valore della portata media estiva (pertanto con l'intera popolazione fluttuante). Inoltre , sempre a favore di sicurezza verrà aggiunta la quota parte relativa al momento di punta; in definitiva lo scarico di emergenza verrà dimensionato per scaricare a mare la portata affluente nel periodo estivo , con la contemporaneità di afflussi meteorici e della portata nera di picco.

Qtot = 6 x Qm + (Qp-Qm) = 6 x 59,1 +(133-59,1) = **430 l/s**

Tale valore conferma l'attendibilità della portata fornita dal gestore dell'impianto; nei successivi calcoli si assumerà pertanto il valore di dimensionamento pari a:

Qtot = 0,5 mc/s = **500 l/s**



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Calcoli idraulici e di stabilità

Verifica di stabilità della condotta sottomarina

La condotta sottomarina di progetto è costituita da una tubazione in acciaio con rivestimento bituminoso avente le seguente caratteristiche:

- Tubo DN800
- Spessore 12,5 mm (serie pesante)
- De = 813 mm - Di = 788 mm
- γt= 7850 kg/mc - γa= 1000 kg/mc
- Peso condotta : 247 kg/m
- L= lunghezza tratto sottomarino in appoggio sul fondale= circa 986 m

Si evidenzia che la condotta di progetto rappresenta una tipologia di tubazioni estremamente pesanti, “non galleggianti”, che in fase di varo non necessitano pertanto di alcun appesantimento. Inoltre è una condotta che durante l’esercizio rimane sempre piena di liquidi senza pertanto possibilità di tendere al galleggiamento.

La verifica di stabilità viene condotta in base al calcolo riportato nel Manuale “Condotte di scarico sottomarine di scarico dei liquami” di Ferdinando Chiatto Liguori Editore , pagg72-74 ed in base ai dati reperiti nel “Manuale di Ingegneria portuale e costiera” di Ugo Tomasicchio Hoepli editore pagg 839-842.
Si determina dapprima la spinta al galleggiamento della condotta:

$$Sp= \pi/4 \, (De^2 - Di^2) \, (\gamma a - \gamma t) = 215 \text{ kg a metro lineare di condotta}$$

Si determina la spinta F esercitata dalle correnti marine. Cautelativamente si assume che la spinta avvenga ortogonalmente alla condotta, che la velocità della corrente sia distribuita uniformemente su tutta la colonna d’acqua e corrispondente ad una intensa perturbazione (cfr Tomasicchio: V= 1,0 m/s):

$$F= V^2 \, \gamma a \, De \, C / (2g) = 32 \text{ kg a metro lineare di condotta}$$

avendo assunto il coefficiente C= 0,75.

La forza stabilizzante risulta pari alla somma dei due suddetti membri con l'incremento dovuto all'attrito sul fondo:

$$Z = \text{spinta stabilizzante} = (Sp+F/v)$$

dove v= coefficiente di attrito viene assunto pari a 0,2 (fondale sabbioso-melmoso).

Si ottiene :

$$Z= 215+32/0,2 = 375 \text{ kg/ml}$$

valore superiore al peso del tubo di circa 128 kg/ml per complessivi 130 ton circa .
Per conseguire un grado di sicurezza superiore all'unità verranno posizionate delle chiodature a elica in acciaio inox con fascioni in materiale plastico o acciaio inox in grado di ancorare la condotta al fondo, ciascuna in grado di reggere una spinta di almeno 1 ton/cad (ancora tipo SK120/2 - complessive 140 chiodature) . Nella presente sede preliminare si ipotizza pertanto un utilizzo di nr 1+1 elica ogni 15 ml di condotta con infittimento nella zona di testata ed in corrispondenza dell'inizio del tratto di appoggio sul fondale (nr 1+1 ogni 3 metri).



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

VERIFICA IDRAULICA

Il presente calcolo di verifica e dimensionamento di una condotta di scarico a mare d'emergenza a servizio del depuratore di Vallecrosia viene redatto utilizzando le usuali formulazioni idrauliche per il dimensionamento dei tubi sottomarini. In particolare si farà riferimento alle metodologie di dimensionamento contenute nella pubblicazione "Condotte sottomarine di scarico di liquami" (F. Chiatto Liguori Editore), , nel "Manuale di Depurazione delle acque" di L. Masotti Ed. calderini e nel Manuale di Ingegneria Civile ESAC Editore. I dati geometrici vengono ricavati dal rilievo delle opere a terra e dal rilievo batimetrico del fondale forniti allo scrivente dalla società Rivieracqua.

Verifica delle tubazioni – valutazione delle perdite di carico per la determinazione della portata di progetto

Tubazioni:
Nella valutazione delle perdite di carico generalmente si utilizza la formula di Chezy così espressa:

$$J = \frac{V^2}{C^2 R}$$

utilizzando per C l'espressione di Gauckler e Strickler

$$C = K\, R^{1/6}$$

ottenendo:

$$J = \frac{Q^2}{K^2 A^2 R^{4/3}}$$

essendo J la pendenza motrice, V la velocità in condotta e R il raggio idraulico (D/4).

Per un tratto di lunghezza L la perdita di carico diventa:

$$H_l = \frac{L}{A^2 K^2 R^{4/3}} Q^2$$

dove A è l'area della sezione (3,14 $D2$/4)

Per quanto concerne il coeff. di attrito K ad esso vengono assegnati i seguenti valori: 90 per le condotte di progetto (condotte in servizio corrente con leggera ruggine – pag 205 Manuale Ingegneria civile).

Perdita di carico per differenza di peso specifico

La perdita di carico per differenza di peso specifico rappresenta di quanto si deve sopraelevare il carico in partenza per bilanciare il fatto che l'acqua di mare è più pesante dell'acqua di fognatura.

In termini numerici tale perdita è così esprimibile:

$$H_m = \frac{p_m - p_f}{p_f} y$$

essendo y la profondità media di scarico.

Perdita di carico diffusore

Il diffusore è approssimabile ad una condotta con portata estratta continua lungo il tracciato per il quale la perdita di carico complessiva è uguale ad 1/3 della perdita di carico che si avrebbe senza erogazione continua.
In termini numerici se L è la lunghezza del diffusore, la perdita di carico per il deflusso della portata Q diventa:

$$H_{II,1} = \frac{1}{3}\frac{L_d}{K^2 A^2 R^{4/3}} Q^2$$

Quindi, oltre al predetto valore, occorre considerare le perdite di sbocco che sono così esprimibili:

$$H_{II,2} = \left(\frac{1}{\Sigma_i a_i c_i}\right)^2 \frac{1}{2g} Q^2$$

essendo

a_i l'area del singolo foro

c_i il coefficiente di contrazione della vena fluida che si assume costante e pari a 0,6

Perdita di carico concentrate

Le perdite di carico concentrate sono sostanzialmente dovute alle perdite dell'imbocco, dello sbocco e per la presenza di eventuali curve. Sono rappresentate dalla formula :

$$Hc = \xi\, V^2/ 2g$$

Dove :

ξ = coefficiente assunto pari a 0,1 per imbocco, 1 per lo sbocco e 0,1 in caso di curve a 45° (con rapporto r/D = 2-3) o 1 per curve a 90°

Complessivamente la curva caratteristica dell'impianto sarà data dalla somma dei due termini e cioè:

$$H = H_1+H_m+Hd+Hc+M$$

Dove M rappresenta il sopralzo di marea media assunto cautelativamente nel suddetto calcolo e pari a 0,20 m



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Tale espressione ci permette di valutare il carico necessario per smaltire la portata Q e quindi costruire la curva H = H(Q).

Portate di verifica

Qmax= portata di dimensionamento massima = 6xQt = **0,5 mc/s**
Qnera= portata di dimensionamento per la carica batterica = 6xQt = **0,133 mc/s**

Opere di 1° stralcio
Perdite di carico e curva caratteristica della condotta

1° stralcio – condotta a gravità DN800 sp = 12,5 mm

Dati della condotta:

Condotta a terra e sottomarina (progetto) : DN800, Di= 0,788, Ai= 0,487 mq , Ri= 0,197 m , K= 90 $m^{1/3}$ / s , L = 389,4 m , Hp= -4,51 mslm (quota media di scarico della TE su fondale di circa 5.5 m)

V0= 1,03 m/s
L = lunghezza condotta = 183 (terra) + 206,4- 6 (sottomarina) = 383,40 m
Ld = lunghezza diffusore = 6 m – NR 2 dn800 V= 0,5 m/s

Curva caratteristica della condotta:

H_1= 383,4 / ($0,487^2$ x 90^2 x $0,197^{4/3}$) Q^2 = 383,4/220,21 Q^2 = **1,74 Q^2**

Hm= 1030 – 1000 / 1000 x (Peff) = 0,03 x (4,51) = 0,135 m
Hc= 0,10 m

- Imbocco: $0,1x(1,03^{\wedge 2})/(2*9,81) = 0,005$ m
- Curve : $(6o+2v)x0,1x(1,03^{\wedge 2})/(2*9,81)+ 1x1x(1,03^{\wedge 2})/(2*9,81)= 0,1$ m

Le perdite di carico del tratto diffusore vengono calcolate nel paragrafo successivo e sono pari a 0,056 m.

$Htot= 1,74\ Q^2 +0,046 +0,135+0,105+0,20 = 0,92$ mslm

Dal suddetto calcolo si evince che il minimo carico che consente lo scarico della portata a mare nelle condizioni di progetto è pari a circa 0.92 mslm , valore leggermente superiore alla quota di sfioro verso le acque bianche posto a lato del canale sgrigliatura (0,90 mslm). In tale ottica di funzionamento tale sfioro dovrà essere innalzato cautelativamente di circa 5 cm fino ad una quota di sicurezza di 0,95 mslm. Lo sfioro posto a monte della grigliatura potrà continuare a funzionare, previa verifica funzionale, con le quote attuale (circa 1,14 mslm) ; i canali di immissione dei liquami il cui fondo è posto al min a 0,7 mslm funzioneranno con un modesto rigurgito verso monte che non si ritiene possa causare problematiche ad eventuali allacci; ciò in considerazione anche del fatto che la portata di sfioro è stata assunta pari a 6 volte quella media (presunta di dimensionamento dei canali affluenti); pertanto nel caso di innesco dello sfioro sottomarino entrambi i canali convoglieranno una portata di 6 volte superiore alla loro di progetto. In tale condizione le condotte risulterebbero scaricare a sezione pressochè piena e pertanto con una quota ed una velocità tali da non essere interessate se non localmente da eventuali fenomeni di rigurgito.
Infatti calcoli di massima effettuati sui suddetti due tubi, ipotizzando pendenze comprese tra 0,5% e 1% evidenziano che la portata pari a 6Q defluisce all'interno delle condotte con altezze superiori a ½ tubo e pertanto superiori ad almeno 0.95 mslm (v. tavola grafica).
Infine si evidenzia come la quota di scarico dello sfioratore dovrà essere posta cautelativamente a circa 0,70 mslm (con carico max sopra di essa

posto a 0.92 mslm) . I livelli di funzionamento delle pompe dell'impianto dovranno pertanto essere ritarati in modo da funzionare con un livello massimo pari o inferiore a 0,65 mslm (livello massimo attuale fornito dal gestore pari a circa 1,5 m dal fondo vasca e pertanto 0,3-0,4 mslm).

Con tali condizioni si ritiene accettabile la verifica idraulica.
Si evidenzia peraltro una criticità di tale opera: qualora dovesse funzionare per lunghi periodi con le sole portate nere (per es in caso di fermo impianto non associato ad eventi pluviometrici) potrebbero verificarsi fenomeni sedimentativi lungo la condotta con conseguenti eventuali parzializzazioni della sezione idraulica. In tali frangenti sarà opportuno che il gestore dell'impianto operi una immissione di acque bianche all'interno dello scarico di emergenza in modo da realizzare una pulizia naturale della condotta.

Dimensionamento diffusori

Nr 1 diffusore DN800 – A= 0,487 mq – L= 6,0 m

Il carico sulla bocca di uscita (a bocca piena) è dato dalla formula di cui al precedente paragrafo:

$$H_{bocca\ uscita} = \left(\frac{1}{Ac}\right)^2 \frac{1}{2g} Q^2$$

Da cui imponendo una portata pari a 0,25 mc/s (circa ½ rispetto al totale corrispondente ad una velocità nell'ultimo tratto di circa 0,5 m/s, valore che garantisce la condotta da occlusioni per sedimentazione) ed un coefficiente di efflusso pari a 0,8 si ottiene:

$$H_{\text{bocca uscita}} = 0{,}021 \text{ m}$$

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (1° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto (risultano pari a 0,023 m le perdite per differenza di salinità).

$H_{1° diff}$ = 0,021 + 6* (0,25^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) +0,023= 0,03+0,0017+0,024 = 0,046 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,6):

$Q_{1° diff}$ = 0,6 *0,487* $(2*9,81*0,046)^{\wedge 1/2}$ = 0,28 mc/s

Pertanto essendo la somma delle due portate superiore alla portata totale si ritiene il diffusore verificato.

Opere di 2° stralcio
Perdite di carico e curva caratteristica della condotta

2° stralcio – condotta in pompaggio DN800 sp = 12,5 mm

Dati della condotta:

Condotta a terra e sottomarina (progetto) : DN800, Di= 0,788, Ai= 0,487 mq , Ri= 0,197 m , K= 90 $m^{1/3}$ / s , L = 1159,4 m , Hp= 33,4 mslm (quota media di scarico su fondale tra 33.23 e 36,6 mslm)

V0= 1,03 m/s
L = lunghezza condotta = 183 (terra) + 976,4 - 30 (sottomarina) = 1129,4 m
Ld = lunghezza diffusore = 30 m

Curva caratteristica della condotta:

H_1= 1129,4 / ($0,487^2$ x 90^2 x $0,197^{4/3}$) Q^2 = 1129,4/220,21 Q^2 = **5,13 Q^2**

Hm= 1030 – 1000 / 1000 x (Peff) = 0,03 x 33,4 = 1,00 m
Hc= 0,1 m

- Imbocco: 0,1x(1,03^2)/(2*9,81) = 0,005 m
- Curve : (6o+2v)x0,1x(1,03^2)/(2*9,81)+ 1x1x(1,03^2)/(2*9,81)= 0,1 m

Le perdite di carico del tratto diffusore vengono calcolate nel paragrafo successivo e sono pari a 0,337 m

Htot= 5,13 Q^2 +0,337 +1,00+0,105+0,20 = 2,93 m

Pertanto l'impianto di pompaggio verrà dimensionato con nr 2+1 pompa sommergibile delle seguenti caratteristiche complessive:
Q= 0,5 mc/s
H= 3,00 m
La vasca di accumulo e rilancio viene preliminarmente dimensionata con un intervallo tra due attacchi successivi di 6 min (360 sec); il volume del serbatoio risulta :
V:= 0,5*360/4 = 45 mc
Si realizzerà una vasca interrata di volume netto di accumulo pari a 48 mc (3,0x4,0 x4,0h) in cui l'altezza idraulica utile sarà compresa tra +0,90 mslm e -3,10 mslm.

Dimensionamento diffusori

Nr 6 diffusori DN150 – Di= 0,1593 m Ai= 0,02 mq – i= 5,0 m

Nr 1 bocca d'uscita parzializzata al 50% : DN800 – A= 0,244 mq

Il carico sulla bocca di uscita è dato dalla formula di cui ai precedenti paragrafi:

$$H_{bocca\,uscita} = \left(\frac{1}{Ac}\right)^2 \frac{1}{2g} Q^2$$

Da cui imponendo una portata pari a 0,30 mc/s (circa ½ rispetto al totale corrispondente ad una velocità nell'ultimo tratto di circa 0,6 m/s, valore che garantisce la condotta da occlusioni per sedimentazione) ed un coefficiente di efflusso pari a 0,8 si ottiene:

$H_{\text{bocca uscita}} = 0{,}12$ m

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (1° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{1° \text{ diff}}$ = 0,12 + 5* (0,3^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,06= 0,182 m

Tale valore rappresenta anche il carico che grava sul primo diffusore essendo lo stesso posizionato sopra alla bocca di uscita; per cui la portata effluente dal primo diffusore risulta (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{1° \text{ diff}}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,182)^1/2 = 0,03 mc/s =➔ $V_{1°}$ diff = 1,5 m/s

$Q_{1°\text{-}2° \text{ diff}}$ = 0,3+0,03 = 0,33 mc/s

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (2° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{2° \text{ diff}}$ = 0,182 + 5* (0,33^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,03= 0,215 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{2° \text{ diff}}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,215)^1/2 = 0,033 mc/s=➔ $V_{2°}$ diff = 1,65 m/s

$Q_{2°\text{-}3° \text{ diff}}$ = 0,363 mc/s

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (3° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{3° \text{ diff}}$ = 0,215 + 5* (0,363^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,03= 0,25 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{3° \text{ diff}}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,25)^1/2 = 0,035 mc/s=➔ $V_{2°}$ diff = 1,77 m/s

$Q_{3°\text{-}2° \text{ diff}}$ = 0,4 mc/s

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (4° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{3° diff}$ = 0,25 + 5* (0,4^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,03= 0,284 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{4° diff}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,284)^1/2 = 0,038 mc/s=➔ V_2° diff = 1,89 m/s

$Q_{3°-4° diff}$ = 0,438 mc/s

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (5° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{5° diff}$ = 0,284 + 5* (0,438^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,024= 0,312 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{5° diff}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,312)^1/2 = 0,04 mc/s=➔ V_2° diff = 1,98 m/s

$Q_{4°-5° diff}$ = 0,478 mc/s

Il carico che grava sulla bocca immediatamente a monte (6° diffusore) è pari al suddetto valore sommato alle perdite di carico distribuite nel tratto ed alle perdite per differenza di salinità).

$H_{6° diff}$ = 0,312 + 5* (0,478^2) /(0,487^2 90^2 0,197^4/3) + 0,02= 0,337 m

La portata effluente risulta quindi pari a (con coeff. approssimato pari a 0,8):

$Q_{6° diff}$ = 0,8 *0,02* (2*9,81*0,337)^1/2 = 0,041 mc/s=➔ V_2° diff = 2.06 m/s

$Q_{5°-6° diff}$ = 0,519 mc/s

Pertanto essendo il valore totale di portata a monte del 6° diffusore superiore al valore di progetto risulta idraulicamente verificato con una

lunghezza di 30 m e nr 6 torrini diffusori DN150 con una perdita di carico totale di 0,337 m .

Calcolo della diluizione

Opere di 1° stralcio

Resta da verificare il grado di diluizione dei liquami in mare in corrispondenza dello sbocco. Si utilizzeranno le formulazioni contenute nella pubblicazione di F. Chiatto citata in premessa a cui si rimanda per la spiegazione dei termini (pagg. 13 e segg.).
La condizione assunta contempla la peggiore situazione possibile: lo scarico della sola portata nera di punta estiva (non diluita dagli apporti meteorici) ed il calcolo della sola diluizione iniziale senza considerare la diluizione superficiale.

Dati :

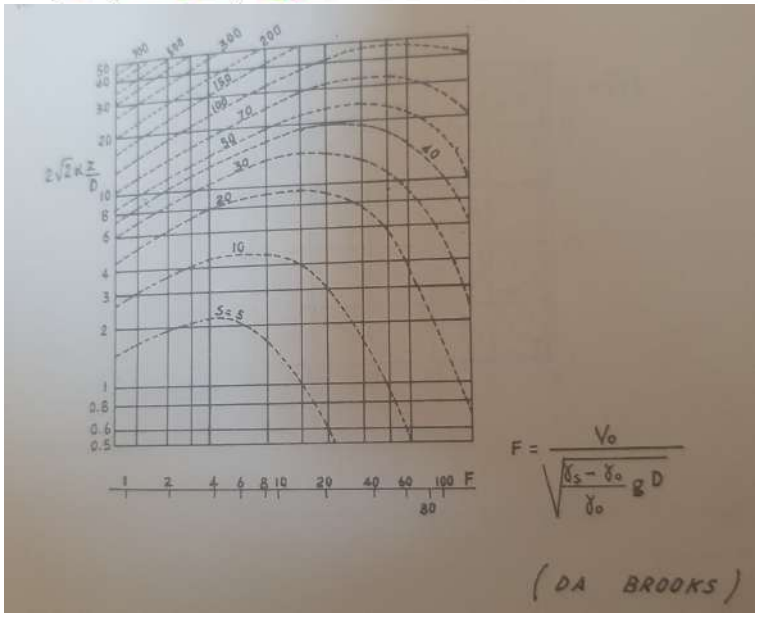
- H= 4,51 mslm
- z= 4,51 mslm (viste le condizioni iniziali estremamente cautelative si assume z=H)
- Qp = 0,133 mc/s
- V_0=0,137 = (0,133/(2*0.487)) m/s

F= 1,84 x 0,137/ (0,788^0,5) = 0,3

0,232 x z/Di= 1,33

Dal seguente diagramma di Brooks si ricava il valore della diluizione iniziale:

RUSSOSTUDIO
ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com



Sì = 4

Tale diluizione risulta relativamente bassa ; si evidenzia peraltro come la condizione iniziale sia estremamente cautelativa in cui si considera la portata di punta estiva senza apporti meteorici e senza diluizione superficiale. Si verifica quindi se tale valore possa effettivamente verificarsi utilizzando la seguente formula di verifica:

$$Q \times Si = Vs \times Ld \sin\alpha \times h/3$$

Dove:

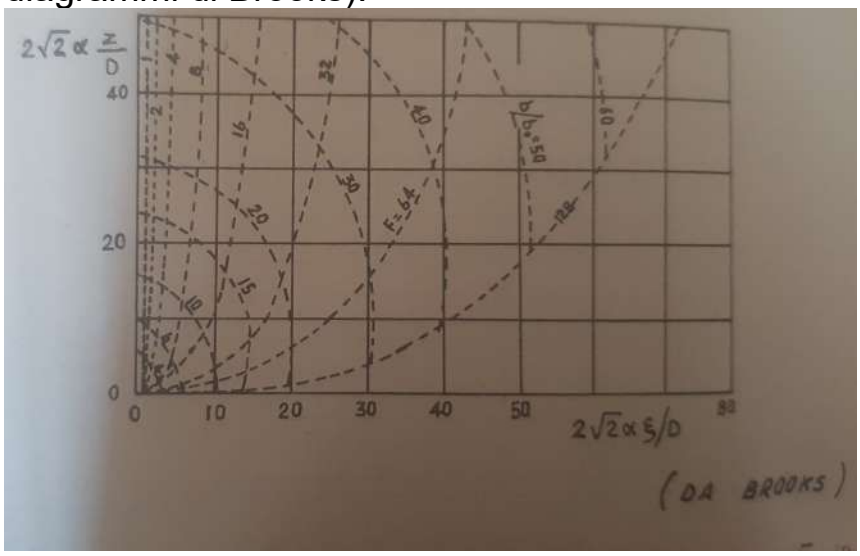
- Vs : velocità della massa d'acqua diluente (valore incognito)
- α = angolo tra la direzione della massa d'acqua diluente assunto pari alla traversia prevalente (libeccio 225°) e la direzione della condotta (29°) = 16°
- Ld = lunghezza diffusore = 6,0 m.

Utilizzando i suddetti dati si ottiene il seguente valore di Vs:

Vs = 0,92 m/s

Valore relativamente alto per cui non si può escludere che in determinate condizioni di vento non si verifichi la diluizione determinata. Per quanto sopra il diffusore non risulta verificato; si ritiene comunque

possa accettarsi tale condizione in virtù delle ipotesi condizioni estremamente cautelative adottate ed in considerazione del fatto che la condotta rappresenta uno scaricatore di emergenza in sostituzione dell'esistente che scarica i propri liquami direttamente sulla battigia.
Per quanto riguarda la correttezza della lunghezza del diffusore adottato si redige il seguente calcolo relativo alle interferenze tra le luci (v. diagrammi di Brooks).



Fissando ξ= 6 m si ottiene:
0,232*6/0,788 = 1,8
e con F=0,3 si ottiene b/b0 = 1 =➔ b = 0,79
Essendo b< ξ la distanza tra i diffusori risulta verificata

Si determina infine la scomparsa batterica nel tragitto tra il punto di scarico a mare e la battigia.
In base alle formule di letteratura (v. pagg 26-27 nella pubblicazione di F. Chiatto) il termine di scomparsa batterica segue una legge esponenziale:

$$e^{-kt}$$

dove :
$k= 2,3/T_{90}$ con T_{90} = 1,53 ore^{-1} (Aubert)

t=tempo di percorrenza dal diffusore a riva determinato in base ad una velocità di deriva del mare pari a 1 m/s (si assume cautelativamente una velocità corrispondente ad un evento di mareggiata di media intensità = 1 m/s * 200 m = 0,0556 ore.

Con i suddetti dati, partendo da una concentrazione di 300 ppm di BOD5 diluita con un fattore pari a 4 si ottiene una concentrazione residua a riva di circa **70 ppm** , valore superiore ai limiti di normativa.
Per quanto sopra l'opera di 1° stralcio non sarà in grado di garantire una diluizione accettabile dei liquami né una scomparsa batterica sul litorale.
Si evidenzia peraltro come tale situazione sia migliorativa rispetto a quella attuale in cui scaricando direttamente sulla battigia i liquami si ottiene una concentrazione sulla battigia pari a quella dei liquami in ingresso all'impianto , ossia 300 ppm!

Opere di 2° stralcio

Resta da verificare il grado di diluizione dei liquami in mare in corrispondenza dello sbocco. Si utilizzeranno le formulazioni contenute nella pubblicazione di F. Chiatto citata in premessa a cui si rimanda per la spiegazione dei termini (pagg. 13 e segg.).
La condizione assunta contempla la peggiore situazione possibile: lo scarico della sola portata nera di punta estiva (non diluita dagli apporti meteorici) ed il calcolo della sola diluizione iniziale senza considerare la diluizione superficiale.

Dati :

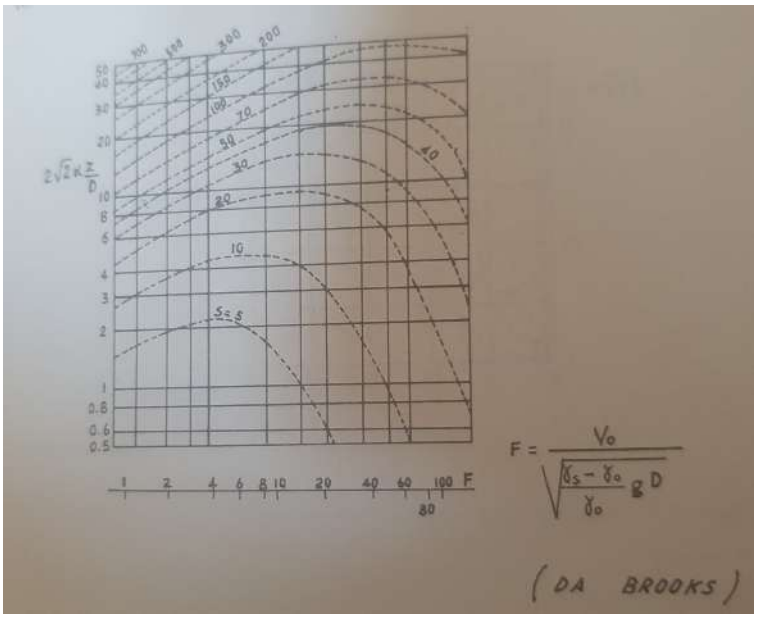
- H= 33,415 mslm (profondità media del tratto diffusore)
- z= 33,415 mslm (viste le condizioni iniziali estremamente cautelative si assume z=H)
- Qp = 0,133 mc/s
- V_0=1,8 m/s (valore medio di velocità da ogni torrino)

F= 1,84 x 1,8/ (0,1593^0,5) = 8,3

0,232 x z/Di= 48,6

Dal diagramma di Brooks si ricava il valore della diluizione iniziale:

Sì = 190



Tale diluizione risulta ampiamente verificata: infatti ipotizzando una concentrazione di BOD5 del liquame in origine pari a 300 ppm si ottiene un liquame diluito in mare a 1,6 ppm.

Si verifica quindi se tale valore possa effettivamente verificarsi utilizzando la seguente formula di verifica:

$$Q \times Si = Vs \times Ld \, sen\alpha \times h/3$$

Dove:

- Vs : velocità della massa d'acqua diluente (valore incognito)
- α = angolo tra la direzione della massa d'acqua diluente assunto pari alla traversia prevalente (libeccio 225°) e la direzione della condotta (29°) = 16°
- Ld = lunghezza diffusore = 30,0 m
- Q= 0,133 mc/s.

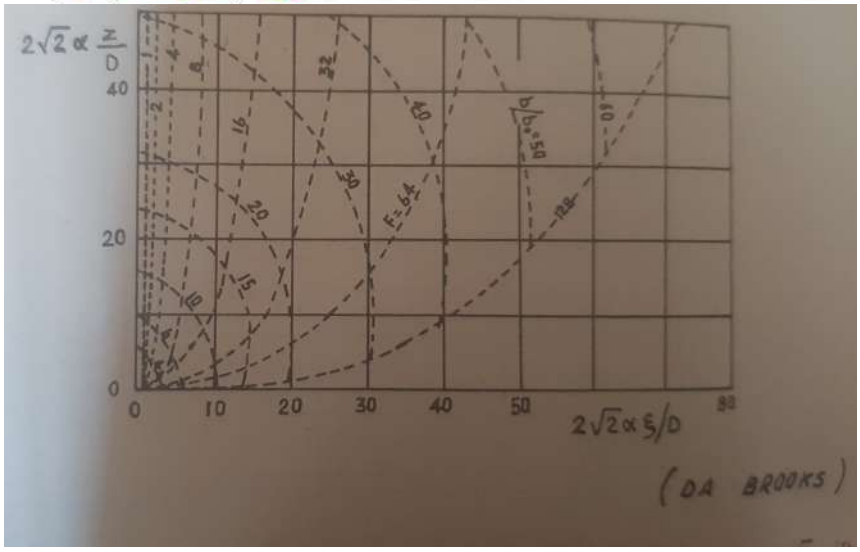
Utilizzando i suddetti dati si ottiene il seguente valore di Vs:

Vs = 0,27 m/s

Valore particolarmente basso di un flusso di acqua marina che associato alle ipotesi cautelative di partenza (portata esclusivamente nera e assenza di diluizione superficiale) consente di verificare il grado di diluizione ottenuta.

Per quanto riguarda la correttezza della lunghezza del diffusore adottato si redige il seguente calcolo relativo alle interferenze tra le luci (v. diagrammi di Brooks).

RUSSOSTUDIO
ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com



Fissando ξ= 5 m con F=8,3 si ottiene b= 0,94
Essendo b< ξ la distanza tra i diffusori risulta verificata
Fissando ξ= 5 m si ottiene:
0,232*5/0,15 =7,7
e con F=8,3 si ottiene b/b0 = 10 =➔ b = 0,75
Essendo b< ξ la distanza tra i diffusori risulta verificata

Si determina infine la scomparsa batterica nel tragitto tra il punto di scarico a mare e la battigia.
In base alle formule di letteratura (v. pagg 26-27 nella pubblicazione di F. Chiatto) il termine di scomparsa batterica segue una legge esponenziale:

$$e^{-kt}$$

dove :
$k = 2,3/T_{90}$ con T_{90} = 1,53 ore^{-1} (Aubert)
t=tempo di percorrenza dal diffusore a riva determinato in base ad una velocità di deriva del mare pari a 1 m/s (si assume cautelativamente una velocità corrispondente ad un evento di mareggiata di media intensità = 1 m/s * (976-30) m = 0,263 ore.



RUSSOSTUDIO

ING. PIERFRANCESCO RUSSO
VIA ROMA 119 – 18038 SANREMO (IM)
TEL/FAX 0184–840639
P.I. 01513330082
pierfrancesco.russo@ingpec.eu
ing.pierfrancescorusso@gmail.com

Con i suddetti dati, partendo da una concentrazione di 300 ppm diluita con un fattore pari a 190 si ottiene una concentrazione residua a riva di circa **1,06 ppm** , valore inferiore ai limiti di normativa e determinato senza il contributo della diluizione superficiale e senza considerare i fenomeni di non raggiungimento della superficie del getto di liquami .