

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 2

FORMAZIONE DI UNA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA
NAVALE

RELAZIONE IDRAULICA ACQUE DI PIATTAFORMA

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV



COMMESSA FASE LOTTO TIPO DOC. PROGR. REV.
4 5 5 0 2 3 7 6 D 2 R 0 0 4 B

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA  Dott. Ing. S. Susani
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014	
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014	

VERIFICATO:

VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA

IL RUP		ASSISTENTI AL RUP	
Dott. Ing. A. Pieracci		Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott. Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi	

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
1.1.	Scopo del lavoro	3
1.2.	Normativa di Riferimento	3
2.	INQUADRAMENTO	4
2.1.	Dati Disponibili	5
2.2.	Dati Idrologici	5
3.	MODELLAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI	7
3.1.	Calcolo della portata	7
3.2.	Soluzione progettuale adottata	8
4.	VERIFICHE.....	10
4.1.	Verifiche statiche	10
4.2.	Verifica idraulica dei collettori	11
4.3.	Verifica disoleatore	12
5.	BIBLIOGRAFIA	13
	APPENDICE A: SERIE STORICA DI PRECIPITAZIONI	14
	APPENDICE B: MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFLUSSI –DEFLUSSI	17
	APPENDICE C:.....	21



1. INTRODUZIONE

Questa sezione del progetto si prefigge di esemplificare lo studio e i metodi che hanno portato al dimensionamento della rete di drenaggio della nuova piattaforma portuale, all'interno del progetto definitivo della "nuova calata ad uso cantieristico navale all'interno del porto petroli di Genova Sestri Ponente e della sistemazione idraulica del Rio Molinassi".

La nuova calata per la realizzazione della piattaforma di circa 9 ha necessita infatti di un sistema di raccolta delle acque di dilavamento del piazzale. Tale sistema raccoglie le acque di dilavamento derivate dall'attività industriale e quelle di raccolta delle acque meteoriche. Le prime sono in quantità minime vista la futura destinazione d'uso del sito. Si è quindi proceduto a considerare le sole acque meteoriche secondo:

- L'elaborazione statistica delle precipitazioni;
- Un modello di trasformazione afflussi-deflussi;
- Dimensionamento dei manufatti di raccolta e convogliamento a mare.

1.1. Scopo del lavoro

Lo scopo del presente documento è di dimensionare e verificare un sistema di drenaggio per la nuova piattaforma portuale nell'area di Sestri Ponente dove è prevista una riorganizzazione dell'area di Fincantieri. Tale sistema di drenaggio viene dimensionato sulla base di una portata opportunamente calcolata partendo dai dati di pioggia disponibili in letteratura e tenendo conto anche delle prescrizioni della normativa regionale che implica l'adozione di un Piano di Gestione e Prevenzione delle acque di dilavamento. Una volta dimensionato il sistema di drenaggio, si sono eseguite le verifiche statiche e idrauliche dei manufatti principali. Questo viene richiesto dalla normativa di gestione di tali acque meteoriche al fine di verificare e certificare che acque potenzialmente inquinate non siano sversate a mare.

1.2. Normativa di Riferimento

Le normative prese in considerazione per il presente elaborato tecnico del piano di gestione sono:

- D.Lgs 152/2006 e s.m.i.
- L.R. Liguria n°43 del 16.08.1995
- L.R. Liguria n°39 del 28.10.2008
- R.R. Liguria n°4 del 10.07.2009
- Circolare Regionale Liguria 07.12.2010

Tali normative di settore nazionali e regionali regolano i casi come il presente. Questi casi infatti sono esclusi da particolari vincoli secondo il D.Lgs 152/2006 e s.m.i.

I regolamenti regionali, però, riprendono i limiti di scarico presenti in tale decreto come i limiti da rispettare. Non vi è necessità di un autorizzazione allo scarico (art.21 della L.R. N°43 del 16.08.1995), però l'autorità competente (Provincia) deve essere informata dello scarico mediante un Piano di Gestione e Prevenzione delle acque di dilavamento (art. 7 R.R. Liguria n°4 del 10.07.2009) che deve prevedere un idoneo trattamento delle acque di prima pioggia al fine di evitare l'inquinamento dei corpi idrici.

Tale Piano di Gestione deve seguire delle linee guida illustrate nell'Allegato A del suddetto Regolamento Regionale.

La presente relazione tratta i punti richiesti dalle linee guida del Piano di Gestione e Prevenzione.



2. INQUADRAMENTO

Il sito d'intervento è localizzato in prossimità dell'aeroporto di Genova Cristoforo Colombo. Tutta l'area è interessata da un progetto di riorganizzazione e messa in sicurezza idraulica del Rio Molinassi.

Questa parte di relazione tecnica si occupa esclusivamente della progettazione e verifica del sistema di drenaggio della nuova piattaforma portuale di circa 85.000 m². Le destinazioni d'uso della stessa riguarderanno la cantieristica navale.

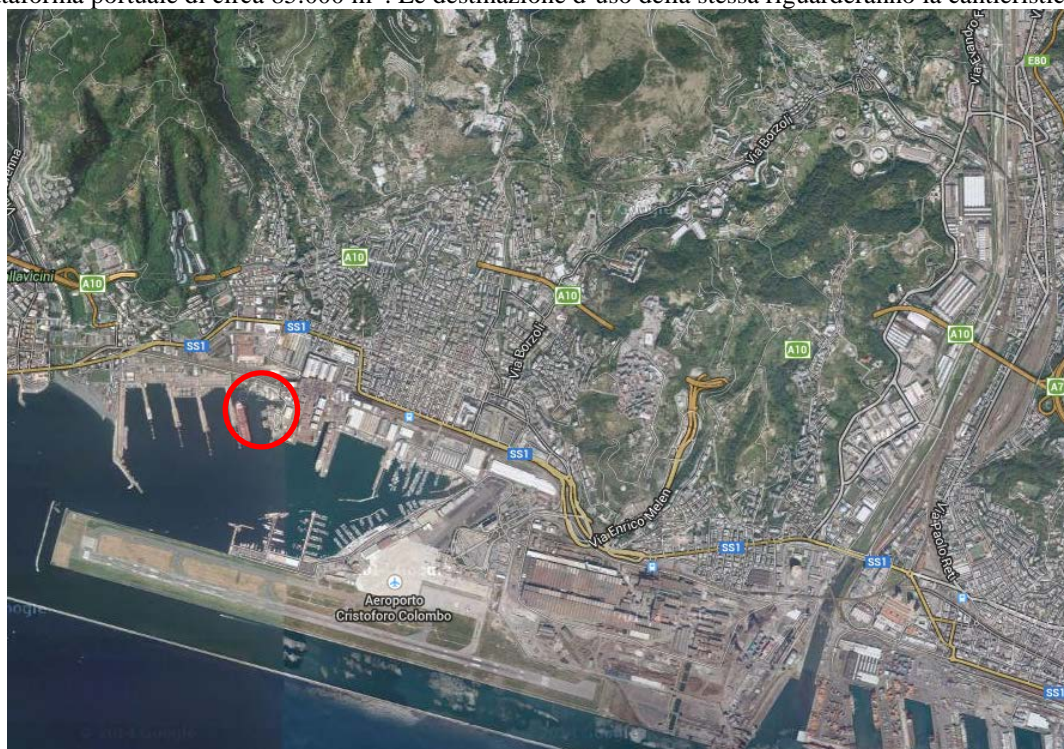


Fig. 2.1 Inquadramento dell'area – vista aerea

Lo studio preliminare ha previsto un'analisi idrologica dell'area per determinare un deflusso idrico che quantificasse la portata d'acqua che il nuovo sistema di raccolta acque meteoriche deve smaltire.

La maggior parte dei metodi che l'idrologia propone per ricostruire il deflusso idrico a seguito di un evento meteorico sono indiretti, ossia metodi che stimano l'idrogramma di portata utilizzando un modello di trasformazione piogge-portate che prevede, come input, la definizione di un particolare evento di pioggia. In particolare, volendo stimare eventi di piena di dato tempo di ritorno, è necessario prima ricostruire l'evento di pioggia di pari tempo di ritorno assumendo l'ipotesi che un evento di pioggia di tempo di ritorno T genera un evento di piena di pari tempo di ritorno T.

In statistica si definisce il tempo di ritorno T, di un fenomeno generico, come il tempo medio di attesa tra il verificarsi di due eventi successivi. Il termine è utilizzato nell'ingegneria idraulica per valutare il grado di rarità di un evento, quindi la sua probabilità di verificarsi. Quando si specifica che una determinata infrastruttura idraulica è progettata e verificata per un dato tempo di ritorno T significa che è dimensionata per condizioni idrauliche associate ad un evento meteorico di dato tempo di ritorno.

La verifica della rete fognaria necessita come dato di partenza la conoscenza della distribuzione spaziale e temporale delle piogge di progetto che determineranno la generazione delle onde di piena all'interno dei collettori.

Il regime pluviometrico di una determinata zona viene di norma caratterizzato tramite una serie di curve di probabilità pluviometrica.

La curva di probabilità pluviometrica rappresenta il legame tra l'altezza di precipitazione h e la sua durata t per un assegnato tempo di ritorno T, ed è comunemente espressa da una relazione del tipo:

$$h = a \times t^n \quad (1)$$

dove "a" ed "n" sono parametri che dipendono dallo specifico tempo di ritorno T considerato e t è la durata del tempo di pioggia [ore]. L'esponente "n" risulta sempre minore di uno.



Il tempo di ritorno assegnato per la relazione in questione è pari a 10 anni che è un tempo solitamente congruo per il tipo di opera in esame (Da Deppo L., Datei C.).

2.1. Dati Disponibili

Per la ricostruzione della curva di possibilità climatica si è partiti dai dati pluviometrici di Genova – Università che è situato a 3 Km circa dal sito in questione (serie disponibile per gli anni 1935-1993). Per tali dati è presente anche una serie di dati per durate di precipitazioni inferiori all'ora ricavate dalla lettura diretta degli ietogrammi storici.

I dati di pioggia misurati sono visibili nell'Appendice A.

Per il caso in questione si è tenuto conto della serie di dati di durata inferiore all'ora in quanto il sistema di drenaggio della piattaforma ha un bacino afferente limitato che restituisce le portate massime in caso di eventi piovosi di breve durata.

2.2. Dati Idrologici

L'analisi statistica vera e propria della serie di dati viene eseguita mediante metodi statistici volti a fornire i parametri a ed n della curva di possibilità climatica sulla base del tempo di ritorno assegnato. Questo avviene mediante l'interpolazione ai minimi quadrati dei valori di pioggia h (millimetri) al variare di t (ore) per un prefissato tempo di ritorno T (anni).

Prendendo spunto dall'analisi effettuata nel progetto preliminare i dati disponibili sono stati elaborati secondo tre leggi probabilistiche:

- Distribuzione di Gumbel

$$P(h) = e^{-e^{-a \times (h-u)}}$$

Con:

$$a = \frac{1.283}{s(h)}$$

$$u = m(h) - \frac{0.577}{a}$$

- Distribuzione log-normale

$$P(h) = \frac{1}{\sqrt{2} \times \pi} \times \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2} \times u^2} du$$

Con:

$$u = a \times \ln(h) + b$$

$$a = \left[\ln \left(1 + \left(\frac{s(h)}{m(h)} \right)^2 \right) \right]^{-0.5}$$

$$b = \frac{0.5}{a} - a \times \ln(m(h))$$

- Distribuzione Gamma

$$P(h) = \frac{\alpha^\gamma}{\Delta(\gamma)} \times \int_0^h e^{-\alpha h} \times h^{\gamma-1} dh$$

Con:



$$\alpha = \frac{m(h)}{s^2(h)}$$

$$\gamma = \left[\frac{m(h)}{s(h)} \right]^2$$

$$\Delta(\gamma) = \int_0^{\infty} e^{-u} \times u^{\gamma-1} du$$

Per ciascuna delle 3 distribuzioni di probabilità cumulata “ $P(h)$ ” sono utilizzate la media di ciascuna serie di dati per le diverse durate di pioggia $m(h)$ e il suo scarto quadratico medio $s(h)$, con “ h ” altezza di pioggia in millimetri. Per ciascun dato di ciascuna serie di dati si è assegnata una variabile contatore “ i ” con $i = 1, \dots, N$ dopo averli disposti in ordine decrescente e la sua relativa frequenza d’osservazione secondo Gringorten (N numero totale di dati per ciascuna durata):

$$F(i) = \frac{i - 0.44}{N + 0.12}$$

Dal confronto con questi tre leggi si evince che quella che restituisce i valori maggiori è la log-normale, si è quindi presa in considerazione quella per il calcolo della curva di possibilità climatica. Adottando il metodo di interpolazione ai minimi quadrati si è poi ricostruita la curva in questione per durate di pioggia inferiori all’ora. I parametri “ a ” ed “ n ” calcolati sono :

$$a = 80.68$$

$$n = 0.565$$

Nota quindi una durata di pioggia inferiore all’ora, attraverso la formula (1) si ottiene l’altezza di pioggia utile per il calcolo della portata di piena con Tempo di ritorno pari a 10 anni.

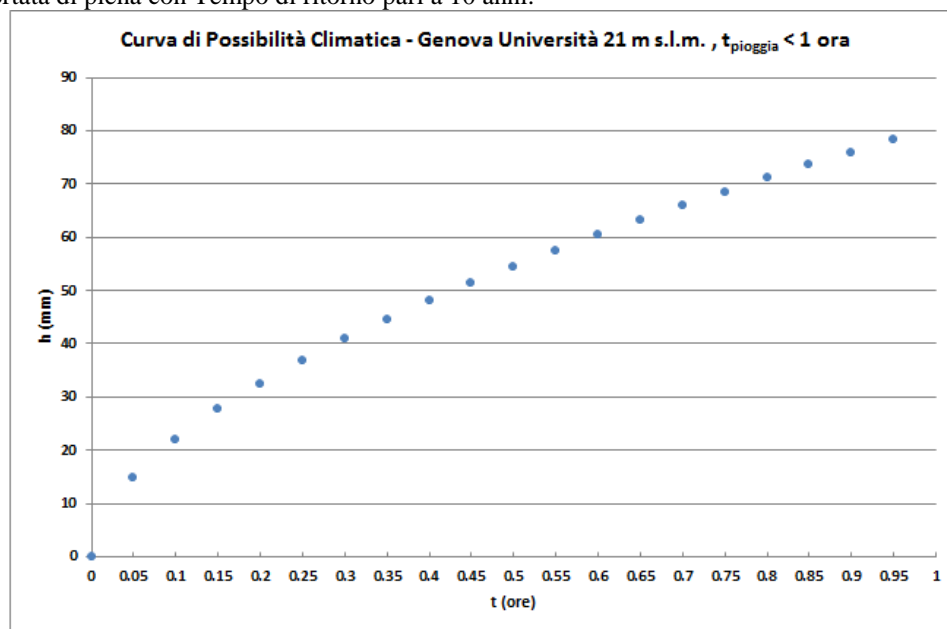


Fig.2.1 Curva di possibilità Climatica – Genova Università



3. MODELLAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI

Per il dimensionamento delle nuove opere di collettamento e smaltimento delle acque meteoriche è necessario utilizzare, in mancanza di dati di portata, un modello di trasformazione afflussi – deflussi.

La prassi progettuale permette di utilizzare due tipologie di approcci:

- Modellazione di tipo concentrata: ad es. Modello dell'Invaso lineare e Modello Cinematico o della Corrivazione dove il bacino afferente viene studiato nella sua sezione di chiusura;
- Modellazione di tipo distribuito: ad es. modellazione della rete nell'intero bacino di interesse tramite idonei softwares in grado di simulare i fenomeni di afflusso/deflusso in rete degli eventi meteorici.

3.1. Calcolo della portata

La prassi progettuale per la modellazione di reti semplici, solitamente in comparti di piccole dimensioni, prevede l'utilizzo di cosiddetti modelli di tipo concentrato. Il metodo utilizzato in questo caso è denominato cinematico o metodo della corrivazione, che ha il vantaggio di garantire risultati adeguatamente cautelativi dal momento che, rispetto ad altri metodi (ad es. il metodo dell'invaso lineare), fornisce portate maggiori a parità di altri parametri quali il coefficiente di afflusso, inteso come indice della percentuale della portata che defluisce in rete a partire dalla componente meteorica piovuta. Tale indice è influenzato principalmente dalla impermeabilità delle superfici drenate dalla rete, dai fenomeni di infiltrazione e di intercettazione (ad es. pozzanghere e depressioni).

La portata di deflusso alla base dei dimensionamenti in progetto, determinata mediante l'utilizzo del metodo cinematico o della corrivazione, è fondata sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto di caduta;
- la portata defluente risulta dalla somma delle portate elementari provenienti da diversi punti del bacino che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Il tempo di pioggia da considerare è un tempo calcolato sulla base del bacino di studio, per tale metodo il tempo di pioggia che restituisce la portata maggiore è il tempo di corrivazione (da qui il nome *metodo della corrivazione*), che è pari al tempo che impiega la particella d'acqua piovuta nel punto idraulicamente più distante a giungere alle sezione di chiusura considerata.

la portata risulta quindi:

$$Q = \frac{\mu \times A \times h}{t_c} \quad (2)$$

Con:

Q : Portata calcolata (m^3/s)

μ : coefficiente di deflusso (-)

A : superficie del bacino afferente (m^2)

h : altezza di pioggia (m)

t_c : tempo di pioggia (= tempo di corrivazione) (s)

la superficie presa in considerazione è pressappoco uguale alla superficie della piattaforma ($85000 m^2$). Questa è stata suddivisa in tante piccole sub-aree utili a calcolare l'effettiva portata transitante in ciascun collettore che collega due caditoie. Il dettagli dei calcoli delle portate e le sub-aree possono essere trovate nell'Appendice C. L'altezza di pioggia è



quella ottenuta dalla curva di possibilità climatica inserendo il tempo di corrivazione, e t_c è il tempo di corrivazione stesso.

Il Coefficiente m è il coefficiente di deflusso che quantifica la quota parte della precipitazione che realmente giunge nel sistema di drenaggio al netto della parte che si infila nella superficie. Questo è posto pari a $\underline{1}$ così come prescrive la L.R. n°4 del 10.07.2009 – Allegato A.

Le specifiche del metodo e i risultati sono riportati in Allegato C .

3.2. Soluzione progettuale adottata

La soluzione progettuale adottata è quella di due grandi rami di fognatura confluenti in un unico manufatto partitore che convoglia le acque in un disoleatore e poi a mare precisamente in prossimità della nuova foce del Rio Molinassi.

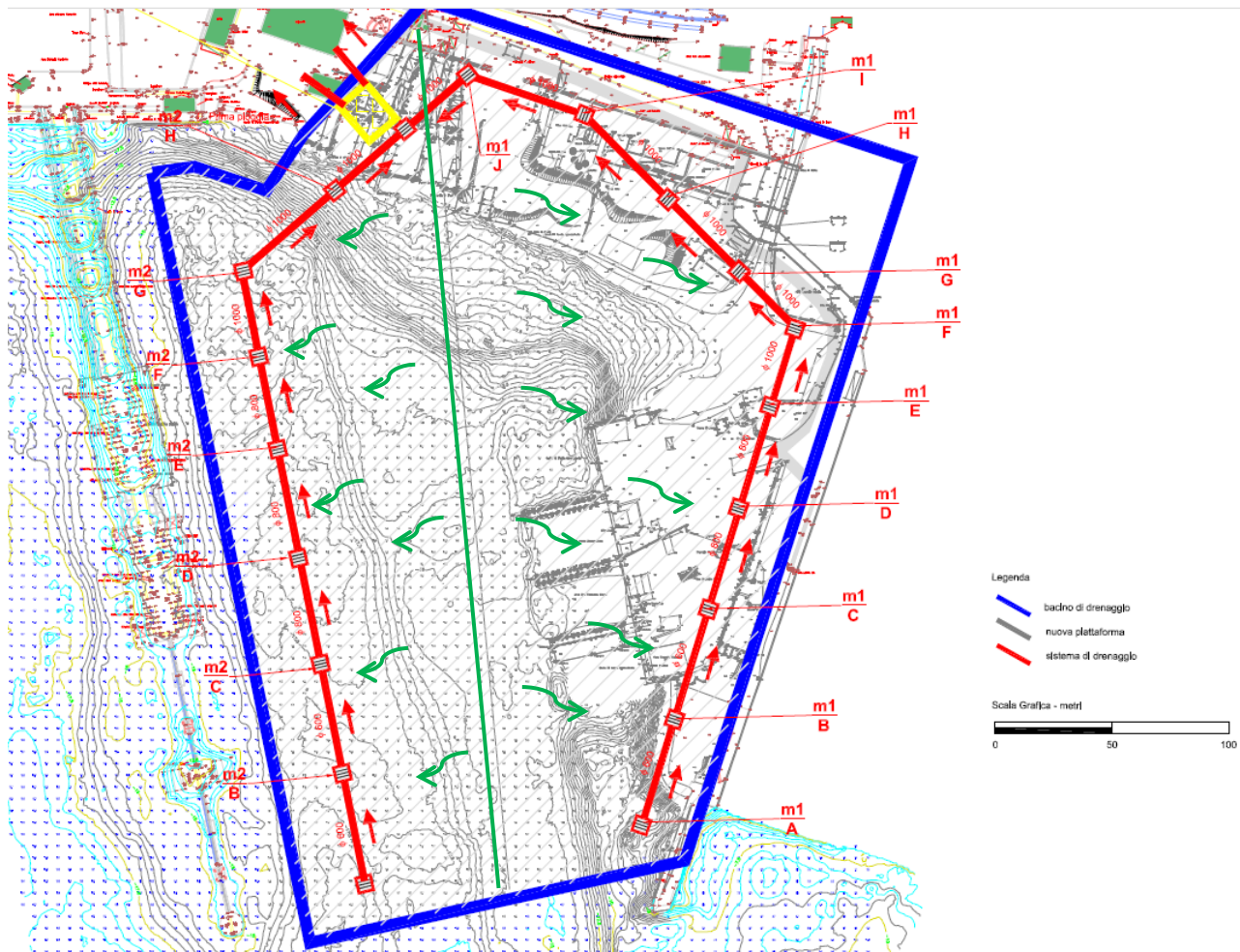


Fig. 3.1 Schema funzionale rete drenaggio

Nel dimensionamento dei manufatti sono risultate diverse pezzature di tubazioni e pozzetti commerciali che vengono riportate nelle tavole progettuali.

Le tubazioni sono in PVC secondo UNI EN 1401 e UNI EN 7613 di diametro $\phi 600$, $\phi 800$, $\phi 1000$ mm classe di resistenza SN4 kN/m^2 .

I pozzetti devono essere rinforzati con soletta e chiusino carrabile E600, di dimensioni 1500 x 1500 mm o 1000 x 1000 mm e devono rispettare le Norma UNI EN 124.



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione idraulica acque di piattaforma

Il disoleatore deve essere un NG500 con un ingombro 15x20 m. Questo provvederà alla separazione delle acque di prima e seconda pioggia. Essendo dotato di un filtro a coalescenza, questo dovrà essere manutentato con regolarità (ogni 4 mesi).

La superficie della piattaforma deve essere realizzata con una leggera pendenza del 3 ‰ come indicano le frecce verdi in figura. La linea di colmo (crinale) favorirà così il deflusso delle acque verso le caditoie. Generalmente le caditoie devono essere poste leggermente in depressione rispetto al piano campagna originario in modo da favorire l'invito del flusso d'acqua all'interno del sistema.

Per i dettagli costruttivi si rimanda alle tavole di progetto.



4. VERIFICHE

Le verifiche della rete di drenaggio sono solitamente suddivise in verifiche statiche e idrauliche.

Le verifiche statiche mirano a considerare i carichi del terreno e dei mezzi gravanti sulla piattaforma e precisamente sulle aree interessate da strutture interrato quali tubazioni, pozzetti e vasche.

Essendo le vasche e i pozzetti per progetto carrabili con classe E600, questi non necessitano di calcoli aggiuntivi se non il rispetto delle specifiche di settore rimarcate nel paragrafo precedente.

Le tubazioni invece sono soggette a sforzi trasmessi dal terreno sovrastante e dal passaggio dei mezzi in superficie.

L'altra famiglia delle verifiche sono quelle idrauliche dei collettori e della capacità di trattamento del disoleatore.

4.1. Verifiche statiche

Gli sforzi a cui è soggetta una tubazione interrata non sono facilmente quantificabili. Le principali componenti che determinano il carico sul condotto sono il riempimento di terreno ed eventuali sovraccarichi accidentali, siano essi statici o dinamici.

Questi due fattori preponderanti sono collegati e dipendenti da una serie di variabili che concorrono a definire il carico finale sulla tubazione.

Il dimensionamento statico è eseguito generalmente attraverso una metodologia distinta in ragione delle caratteristiche meccaniche del tubo da verificare. Infatti, a seconda che si intenda usare un tubo flessibile o uno rigido si imposta il metodo di calcolo arrivando alle conclusioni finali. Si può affermare che il carico del terreno della trincea superiore al tubo e il sovraccarico uniformemente distribuito sopra alla trincea stessa siano ripartiti tra terreno e tubazione in funzione dei relativi moduli di elasticità. Tanto maggiore è il modulo di elasticità della tubazione rispetto al terreno più questa assume una maggiore aliquota del carico verticale gravante e si comporta da tubazione rigida. Dunque il comportamento di una tubazione è rigido o flessibile in funzione della costipazione del terreno e sarebbe opportuno compattare lo stesso al fine di far traslare il comportamento di questa da rigido a flessibile in modo da ottenere minori deformazioni collegate tra l'altro ad una maggiore collaborazione laterale del terreno.

Nel caso in esame la tubazione è assimilabile a flessibile in quanto il materiale costituente (PVC), la grande dimensione del diametro e la natura del terreno fanno sì che la risposta del manufatto sia più orientata a deterioramenti di tipo "deformativo" che "a rottura". Nel caso "flessibile" la verifica statica risulta soddisfatta se il rapporto tra la deformazione del diametro e il diametro stesso, risulta inferiore al 5%.

Il calcolo dell'inflessione viene fatta mediante la formula di Marston-Spangler:

$$\Delta y = \frac{(D_e \times Q_R + Q_S) \times k_x}{8 \times SN + 0.061 \times k_a \times E_{terr}} + \Delta a \quad (3)$$

Con:

D_e : *fattore di ritardo inflessione che tiene conto del fatto che il terreno continua a costiparsi nel tempo (-)*

Q_R : *carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (kN/m)*

Q_S : *sovraccarico mobile sul tubo per unità di lunghezza (kN/m)*

k_x : *coefficiente di inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore di appoggio del tubo (-)*

SN : *classe di rigidità nominale della condotta (kN/m²)*

k_a ; Δa : *parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% probabilità) all'inflessione massima caratteristica (m)*

E_{terr} : *modulo elastico del terreno (kN/m²)*

I valori dei suddetti parametri sono funzione della natura del terreno e delle modalità di posa della condotta.

Le tabelle dei valori vengono riportate in Appendice C.

I carichi Q_R e Q_S sono ottenuti da:

$$Q_R = C_e \times \gamma_t \times D^2$$



Con:

C_e : coefficiente di carico statico (con tubazione flessibili $C_e = H/D$, H : spessore reinterro)

g_t : peso specifico del terreno (kN/m^3)

D : diametro della tubazione (m)

Questa formula anche in virtù del fatto che l'affondo poco profondo porta a considerare la trincea di scavo "larga".

Mentre Q_s :

$$Q_s = \sigma_z \times D \times \varphi$$

Con:

s_z : tensione a cui è sottoposta da condotta a causa del passaggio del mezzo (kN/m^2)

D : diametro della tubazione (m)

Φ : coefficiente che tiene conto dell'incremento dinamico delle sollecitazioni dovuto alla mobilità di questi ultimi (-)

La tensione s_z viene calcolata tenendo conto del carico più gravoso previsto per i mezzi convenzionali cioè 60 tonnellate per un mezzo a 3 assi. Il conto della tensione fa risultare in funzione del diametro della tubazione: 164 kN/m^2 ($\varphi 600$), 122.57 kN/m^2 ($\varphi 800$), 98.06 kN/m^2 ($\varphi 1000$).

Da letterature viene invece preso il valore del peso specifico del terreno: 21 kN/m^3 considerato saturo perché è il caso più gravoso.

Per i tre tipi di diametro si è proceduto con questa verifica che è risultata sempre entro la deformazione massima ammissibile del 5%. Tale verifica ha tenuto conto dei tre diversi diametri della gamma di tubazioni necessarie e del minimo riempimento che si riscontra confrontando la quota della piattaforma e 4.2 m s.l.m. (quota minima garantita) e l'affondo delle tubazioni dal piano campagna.

4.2. Verifica idraulica dei collettori

Le condizioni di deflusso della portata di progetto nei singoli collettori sono determinate mediante l'utilizzo della formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \times A \times R^{2/3} \times \sqrt{i} \quad (4)$$

Dove:

Q = portata di progetto (m^3/s)

A = sezione idraulica bagnata (m^2)

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler ($m^{1/3}/s$)

R = raggio idraulico (m)

i = pendenza di fondo (m/m)

Conoscendo la portata che deve defluire nel collettore e utilizzando la scala delle portate si perviene alla definizione, una volta fissata la dimensione della sezione del canale, dell'altezza d'acqua.

Determinato questo valore, si verifica se la sezione è idonea al trasporto della portata di progetto garantendo un sufficiente franco di sicurezza. La sezione idraulica risulta adeguata quando l'altezza d'acqua non supera l'80% del diametro dello speco.

La rete di smaltimento è costituita da tubazioni in PVC (polivinilcloruro) rigido con giunto a bicchiere ed anello elastomerico di tenuta per condotte di scarico non in pressione, conformi alle norme UNI EN 7613 e UNI EN 1401, munite di marchio di conformità, con classe di rigidità pari a SN 4 kN/m^2 , in barre da 6 o 12 m.

Il parametro K_s è stato preso pari a 90 $m^{1/3}/s$ da un'indagine bibliografica (Da Deppo L., Datei C.)

In Appendice C si riportano i risultati di calcolo delle verifiche idrauliche realizzate in occasione delle portate meteoriche generate da eventi con tempo di ritorno pari a 10 anni per i vari tratti previsti.



4.3. Verifica disoleatore

Le normative vigenti (L.R. 39 del 28.10.2008 e il relativo Regolamento Regionale n°4 del 10.07.2009) prevedono che le acque derivate dal dilavamento della piattaforma siano trattate prima di essere immesse nel corpo idrico superficiale (mare) per la rimozione delle particelle oleose rilasciate dal passaggio dei mezzi sul piano campagna.

Il disoleatore, necessario per il trattamento delle acque di prima pioggia, è stato dimensionato sulla base dei requisiti della normativa specifica in materia. Infatti questa quantifica il volume d'acqua da trattare come i primi 5 mm di pioggia uniformemente distribuiti sulla superficie scolante. Il tempo di pioggia di quest'evento, come da assunzioni presenti in letteratura e in normative di settore, è quantificato in 15 minuti.

Risulta quindi un volume d'acqua da trattare di 425 m^3 (che rispetta pure i $50 \text{ m}^3/\text{ha}$ di volume d'invaso per ettaro di superficie prescritto dalla normativa) e una conseguente portata di $0.472 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tale portata viene suddivisa in quattro parti in quanto, nel manufatto a monte del disoleatore, i tubi di cacciata sono 4.

Risulta importante, assicurarsi che le acque di prima pioggia non vengano derivate negli scolmatori di seconda pioggia. È stata infatti calcolata l'altezza minima alla quale deve trovarsi la quota dello sfioro nel manufatto di separazione acque-oli affinché le acque "oleose" procedano verso il filtro a coalescenza e quelle "pulite" verso lo scarico a mare.

I filtri a coalescenza inoltre devono assicurare un abbattimento del contenuto di olii che rispetti i limiti tabellari contenuti nella Tabella 3 dell'Allegato V della parte terza del D.lgs 152/2006.

Inoltre la struttura del manufatto deve consentire prelievi di campioni di acque a monte e a valle del trattamento.

La scelta è ricaduta su un NG500 conforme alle normativa UNI-EN 858-2, le verifiche idrauliche dei collettori del manufatto sono in Appendice C e i dettagli costruttivi sono nelle tavole progettuali.



5. BIBLIOGRAFIA

Decreto Legislativo 3 Aprile 2006, n. 152, “*Norme in materia ambientale*”, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 88 del 14 Aprile 2006, successive integrazioni

Legge Regionale Liguria 16 Agosto 1995, n°43 “*Norme in materia di valorizzazione delle risorse idriche e di tutela delle acque dall'inquinamento*”, Bollettino ufficiale regionale 30 Agosto 1995, n° 14, Supplemento ordinario.

Regolamento Regionale Liguria 10 Luglio 2009 , n° 4 “*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di lavaggio di aree esterne*”, Bollettino Ufficiale delle Regione Liguria n°13 del 15 Luglio 2009.

Circolare Regionale Liguria del 7 Dicembre 2010, Dipartimento ambiente, via d'Annunzio 111, Genova.

Da Deppo L., Datei C., “*Fognature*”, 2005, Editrice Cortina, Padova.

Nuovo Colombo, “*il Manuale dell'Ingegnere*”, 2012, Editore Hoepli, Milano.



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione idraulica acque di piattaforma

APPENDICE A: SERIE STORICA DI PRECIPITAZIONI

APPENDICE A - DATI PLUVIOMETRICI

Pluviometro di Genova Università - Altezza massima di pioggia (mm) per durata assegnata										
Anno	durata									
	5 min	10 min	20 min	30 min	40 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1935	25.70	33.20	39.10	46.30	49.80	60.00	82.40	83.60	95.00	95.00
1936	9.80	14.70	20.20	25.00	32.50	39.40	46.40	47.20	68.60	99.00
1937	12.60	15.80	24.20	27.10	29.80	33.60	64.60	70.00	71.00	80.00
1938	12.00	15.90	21.70	26.80	27.00	28.00	43.20	63.00	79.40	99.40
1939	9.60	18.30	28.60	39.00	43.60	49.00	59.20	59.60	91.40	180.60
1940	14.90	21.60	35.50	50.40	60.20	80.00	105.60	106.60	122.20	122.40
1941	12.30	21.90	28.90	34.60	39.20	41.80	42.00	69.20	87.60	106.00
1942	12.10	15.20	25.90	34.60	43.30	54.60	120.00	153.40	166.20	203.00
1943	16.80	21.50	24.40	25.50	25.90	26.00	44.60	68.20	92.00	101.00
1944	8.70	12.00	21.90	29.40	33.70	34.60	50.20	67.00	94.80	98.00
1945	17.60	25.50	41.40	51.50	59.80	71.00	152.60	198.20	207.00	256.40
1946	6.00	10.00	16.90	21.40	24.90	29.20	47.00	49.20	49.20	49.20
1947	9.20	15.00	20.60	26.00	33.70	51.00	78.00	103.60	165.40	223.20
1948	17.60	25.00	38.60	44.30	48.00	53.60	74.60	75.20	75.20	83.20
1949	13.50	16.60	24.00	26.90	27.70	29.40	65.40	84.00	126.40	160.60
1950	12.00	12.30	21.10	24.50	26.70	27.20	41.80	50.20	62.40	66.40
1951	24.90	30.20	41.20	48.60	57.10	75.00	105.20	135.60	192.40	272.60
1952	10.60	11.70	14.80	19.00	24.90	27.80	44.20	47.00	61.20	79.20
1953		22.00	38.00	55.00		69.40	146.00	214.40	218.80	219.40
1954						22.80	60.80	69.00	69.20	82.80
1955	7.50	11.20	21.00	27.10	29.30	34.60	41.40	52.40	85.40	139.80
1956	15.30	20.00	28.00	32.60	34.90	38.20	53.00	60.60	73.20	102.40
1957	15.00	15.10	25.20	30.10	34.10	39.60	47.80	78.20	92.60	93.60
1958	10.80	15.30	22.00	24.10	24.10	29.00	31.40	40.00	66.60	111.40
1959	12.00	17.10	29.20	37.20	47.10	58.00	101.00	156.00	173.20	182.60
1960	15.20	28.30	34.20	38.10	46.90	48.60	69.40	79.40	100.40	121.00
1961	17.10	27.10	38.90	52.10	58.80	66.00	107.00	120.00	137.60	183.20
1962	14.40	17.20	18.90	19.40	21.80	25.20	41.00	53.20	78.60	121.20
1963	17.90	24.10	38.90	53.60	62.60	65.20	70.20	74.00	120.00	121.60
1964	16.00	24.90	34.90	40.30	44.50	54.00	91.00	112.80	118.80	127.60
1965	23.10	30.10	40.10	54.80	60.70	79.80	88.60	88.80	91.20	99.20
1966	13.50	19.40	20.90	25.40	27.60	33.20	35.00	43.20	59.40	85.00
1967	19.30	23.70	35.90	42.90	47.90	52.40	84.20	108.40	118.20	127.80
1968	9.60	10.30	18.00	23.60	25.10	28.60	44.00	63.80	118.60	136.20
1969	8.30	10.30	15.00	20.00	21.50	22.80	26.40	32.00	46.00	59.00
1970	16.10	26.00	36.00	46.90	56.10	76.00	166.00	201.00	256.00	414.80
1971	13.00	16.00	26.80	35.10	41.90	50.40	56.80	62.40	82.80	84.60
1972	9.50	15.00	20.00	26.20	30.20	43.20	89.80	97.20	135.60	183.00
1973			25.00			39.60	42.60	59.00	66.20	76.60
1974	12.10	19.50	28.80	30.50	32.40	37.80	51.80	52.80	75.20	90.60
1975	10.10	14.90	26.70	31.20	34.70	40.00	56.20	78.00	127.80	147.00
1976	17.90	20.00	31.10	37.20	41.10	53.50	76.10	99.20	111.30	124.10
1977	20.00	32.60	52.60	72.40	90.10	108.80	178.40	211.80	224.20	233.40
1978	5.10	13.60	16.00	21.30	24.10					
1979	20.50	26.10	36.30	46.10	49.30	51.80	80.40	135.60	138.40	176.40
1980	10.00	15.70	20.90	25.00	30.50	40.00	63.80	70.40	79.60	80.20
1981	12.00	27.90	47.90	56.00	70.00	85.40	113.00	133.80	168.20	173.00
1982	10.00	14.40	20.00	23.30	25.10	26.80	37.20	57.20	105.20	106.80
1983	10.00	12.10	17.30	19.20	22.10	27.40	65.80	76.00	99.40	108.60
1984	20.10	32.80	60.00	65.70	76.10	76.80	102.80	128.40	146.00	181.80
1985	7.60	8.10	13.00	16.50	21.60	25.60	46.00	71.00	91.80	121.00
1986	8.70	11.70	20.00	22.90	26.10	31.60	53.60	61.20	62.20	105.80
1987	24.60	36.70	56.70	73.90	93.90	95.60	187.40	187.40	187.40	188.60
1988	10.90	12.70	19.00	23.30	24.50	24.50	55.40	99.40	159.20	207.00

APPENDICE A - DATI PLUVIOMETRICI

1989	15.16	23.03	27.60	28.90	30.63	33.00	33.80	40.00	50.20	71.20
1990	12.26	18.91	33.21	40.70	46.52	53.00	84.60	123.80	196.00	262.00
1991		18.20	32.83	40.64	49.47	63.00	75.20	116.20	117.00	249.00
1992		26.36	41.12	57.63	65.66	71.00	173.40	229.00	426.00	451.00
1993		24.84	42.50	60.29	76.05	92.11	158.47	246.04	324.58	



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione idraulica acque di piattaforma

APPENDICE B: MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFLUSSI –DEFLUSSI

Appendice B – Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Il Modello afflussi-deflussi impiegato è denominato anche metodo della corrivazione e si basa su una serie di iterazione di calcolo per ciascuna asta della rete di drenaggio che viene computata con tutte le sue aste a monte. In questo modo alla sezione di chiusura del nostro bacino di drenaggio si ottiene una portata che comprende i contributi di tutte le sottobacini afferenti.

Per un dato bacino e una data curva di possibilità pluviometrica (definita per un dato tempo di ritorno T, la portata massima di deflusso (Q_{max}), o portata al colmo, in una sezione generica della rete si ottiene per una pioggia di durata t, pari al tempo massimo di corrivazione del bacino e risulta dalla seguente espressione:

$$Q_{max}(t, T) = \frac{\varphi \times \Psi \times I(t, T) \times A}{360}$$

dove:

$Q_{max}(t, T)$ = portata massima per tempo di ritorno T assegnato [m^3/s];

φ = coefficiente di afflusso che si ritiene indipendente dalla durata t e dal tempo di ritorno T;

Ψ = coefficiente di ritardo posto pari a 1;

I = intensità di pioggia [mm/h];

A = area del bacino drenato [ha].

Nel caso in cui la durata t' dell'evento critico risulti inferiore al tempo di corrivazione t_c , l'idrogramma di piena è caratterizzato da una forma trapezia con fase di crescita e di decrescita pari al tempo di pioggia t'. Il valore massimo della portata si mantiene per una durata $t_c - t'$ ed assume il seguente valore:

$$Q_{max} = \frac{\varphi \times \Psi \times A \times h}{t'}$$

Nel caso in cui la durata dell'evento di pioggia t' sia uguale a t_c l'idrogramma assume una forma triangolare con un valore massimo di portata pari a:

$$Q_{max} = \frac{\varphi \times \Psi \times A \times h}{t_c}$$

Infine, nel caso in cui la durata della precipitazione t'' sia maggiore di t_c , l'idrogramma assume ancora una forma trapezia con fase di crescita e di decrescita di durata pari a t_c : il valore massimo della portata si mantiene per una durata pari t''- t_c e vale:

$$Q_{max} = \frac{\varphi \times \Psi \times A \times h}{t''}$$

Nella Figura B - 1 si riportano a livello schematico gli idrogrammi descritti in funzione della loro durata.

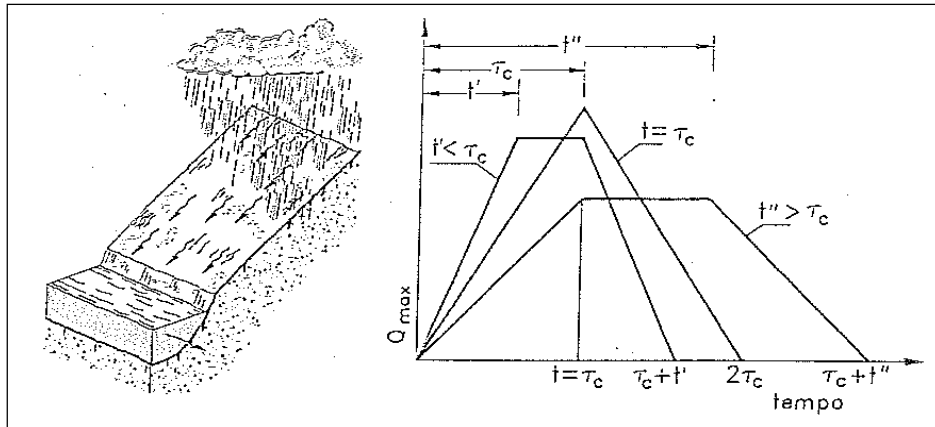


Figura B - 1 Idrogramma secondo il modello cinematico

Il coefficiente di afflusso ϕ è assunto pari a 1 come da prescrizione normativa.

Il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto della rete viene valutato attraverso la seguente relazione:

$$t_c = t'_c + L/V$$

dove:

t'_c = il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte [s];

L = lunghezza del tratto in esame [m];

V = velocità della corrente nel tratto in esame [m/s];

L/V = tempo di percorrenza del tratto [s].

Per quanto riguarda i tratti iniziali, in cui non confluiscono altri rami della rete di smaltimento, il tempo di corrivazione t_c viene determinato mediante la seguente espressione:

$$t_c = t_r + L/V$$

nella quale t_r è il tempo di entrata o di ingresso, vale a dire il tempo massimo che impiegano le gocce d'acqua a raggiungere la rete di drenaggio a partire dal punto di caduta.

Il tempo di percorrenza viene valutato come rapporto tra la lunghezza della condotta e la velocità media della corrente in condizioni di moto uniforme. Durante la fase di dimensionamento non conoscendo a priori le dimensioni della tubazione si procede per successive iterazioni.

La procedura di calcolo è la seguente:

- per ogni sezione di progetto si determina l'area sottesa ed il coefficiente di afflusso medio calcolato come media pesata delle singole subaree in cui è stata suddivisa l'area sottesa;
- si determina, per ogni singolo tratto della rete, il tempo di corrivazione t_c , ipotizzando un valore della velocità di scorrimento all'interno del canale e/o collettore (nel presente progetto, per il calcolo del tempo di percorrenza si è assunto un valore di velocità pari ad 1 m/s);
- noto il tempo di corrivazione si calcola l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione ed, in base alla formula sopra riportata si valuta la portata al colmo (Q_{max});
- a partire dalla portata si dimensiona lo speco e si calcola la velocità corrispondente; se il valore ottenuto è diverso da quello precedentemente ipotizzato si ripartirà dal secondo punto della procedura, ricalcolando il tempo di corrivazione, l'intensità media e la portata al colmo. Il procedimento iterativo si conclude arrivando a convergenza.

In definitiva, la portata di progetto per ogni singolo tratto della rete di drenaggio viene determinata procedendo da monte verso valle e calcolando per successive iterazioni il tempo di percorrenza L/V .

Il dimensionamento conseguente delle sezioni idrauliche delle canalette e dei collettori, eseguito a partire dalle ipotesi fatte, ha dimostrato come i valori delle velocità della corrente calcolati siano molto simili a quelli di partenza. Non si è quindi ritenuto necessario operare ulteriori iterazioni di calcolo, in quanto non andrebbero a determinare variazioni significative ai valori di portata e alle sezioni idrauliche valutate tramite le ipotesi iniziali.



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione idraulica acque di piattaforma

APPENDICE C: AREE DRENATE, DETERMINAZIONE PORTATA

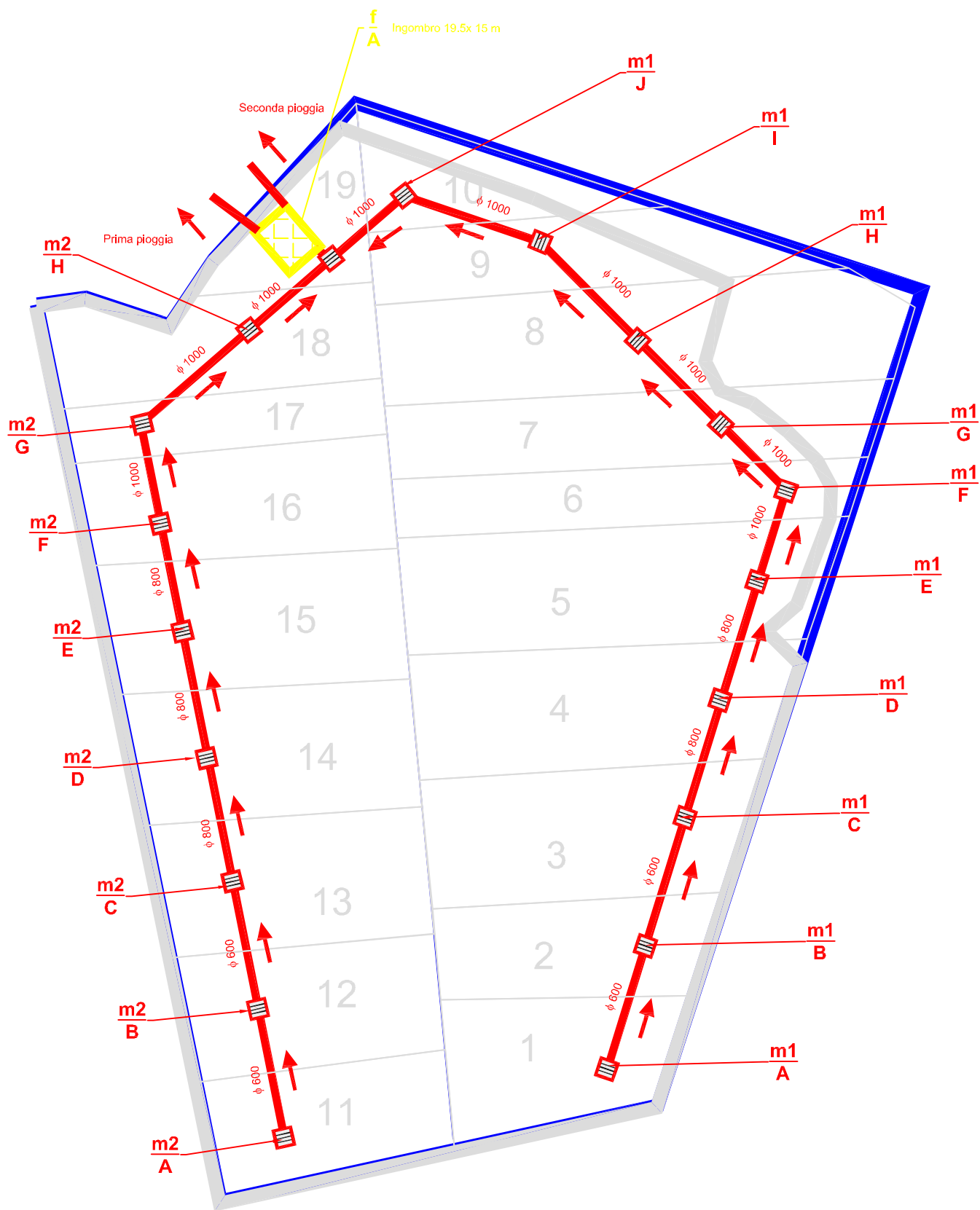
APPENDICE C - AREE DRENATE

	Subcatchment (Codice Area)	Draining Area [m2] (Area drenata)	ϕ	Reduced Area (Area ridotta)
Bacini scolanti	1	3960	1.00	3960
	2	3533	1.00	3533
	3	5599	1.00	5599
	4	6074	1.00	6074
	5	6795	1.00	6795
	6	3635	1.00	3635
	7	4952	1.00	4952
	8	7436	1.00	7436
	9	3875	1.00	3875
	10	2607	1.00	2607
	11	3669	1.00	3669
	12	4186	1.00	4186
	13	4772	1.00	4772
	14	5025	1.00	5025
	15	5300	1.00	5300
	16	4605	1.00	4605
	17	2422	1.00	2422
	18	4305	1.00	4305
	19	2244	1.00	2244

totale (m2)

84994

APPENDICE C - Aree drenate - Schema



Legenda

- bacino di drenaggio
- nuova piattaforma
- sistema di drenaggio

Scala Grafica - metri



**APPENDICE C -
CALCOLO PORTATA DI PUNTA**

Collettore	Bacino	Tc [s]	Lunghezza [m]	Strade e parcheggi [Ha]	Pendenza [m/m]	Tr [s]	A tot. [ha]	A rid. [ha]	A tot. [ha]	A rid. [ha]	Coeff. Afflusso Φ	Tp [s]	Tc [s]	h [mm]	l [mm/h]	Q [m³/s]	u [l/s*ha]
Tronco1																	
m1/B - m1/A	1		48.2	0.396		900	0.396	0.396	0.396	0.396	1.000	48.2	948.2	37.97	144.15	0.15856	400.409
m1/C -m1/B	1+2		48.6	0.353		900	0.353	0.353	0.353	0.353	1.000	48.6					
	m1/B - m1/A	948.2							0.396	0.396							
									0.749	0.749	1.000		996.8	39.05	141.05	0.29357	391.796
m1/D -m1/C	1+2+3		44	0.560		900	0.560	0.560	0.560	0.560	1.000	44					
	m1/C - m1/B	996.8							0.749	0.749							
									1.309	1.309	1.000		1040.8	40.02	138.42	0.50339	384.503
m1/E -m1/D	1+2+3+4		47	0.607		900	0.607	0.607	0.607	0.607	1.000	47					
	m1/D - m1/C	1040.8							1.309	1.309							
									1.917	1.917	1.000		1087.8	41.03	135.79	0.72292	377.186
m1/F -m1/E	1+2+3+4+5		35	0.680		900	0.680	0.680	0.680	0.680	1.000	35					
	m1/E - m1/D	1087.8							1.917	1.917							
									2.596	2.596	1.000		1122.8	41.77	133.93	0.96582	372.026
m1/G -m1/F	1+2+3+4+5+6		34	0.364		900	0.364	0.364	0.364	0.364	1.000	34					
	m1/F - m1/E	1122.8							2.596	2.596							
									2.960	2.960	1.000		1156.8	42.48	132.20	1.08685	367.230
m1/H -m1/G	1+2+3+4+5+6+7		44	0.495		900	0.495	0.495	0.495	0.495	1.000	44					
	m1/G - m1/F	1156.8							2.960	2.960							
									3.455	3.455	1.000		1200.8	43.39	130.07	1.24827	361.314
m1/I -m1/H	1+2+3+4+5+6+7+8		50	0.744		900	0.744	0.744	0.744	0.744	1.000	50					
	m1/H - m1/G	1200.8							3.455	3.455							
									4.198	4.198	1.000		1250.8	44.40	127.79	1.49026	354.959
m1/J -m1/I	1+2+3+4+5+6+7+8+9		53	0.388		900	0.388	0.388	0.388	0.388	1.000	53					
	m1/I - m1/H	1250.8							4.198	4.198							
									4.586	4.586	1.000		1303.8	45.45	125.50	1.59868	348.609
f/A -m1/J	1+2+3+4+5+6+7+8+9+10		35	0.261		900	0.261	0.261	0.261	0.261	1.000	35					
	m1/J - m1/I	1303.8							4.586	4.586							
									4.847	4.847	1.000		1338.8	46.14	124.06	1.67021	344.615
Tronco2																	
m2/B - m2/A	11		48	0.367		900	0.367	0.367	0.367	0.367	1.000	48	948	37.96	144.16	0.14692	400.445
m2/C -m2/B	11+12		49	0.417		900	0.417	0.417	0.417	0.417	1.000	49					
	m2/B - m2/A	948							0.367	0.367							
									0.784	0.784	1.000		997	39.06	141.03	0.30702	391.762
m2/D -m2/C	11+12+13		47	0.477		900	0.477	0.477	0.477	0.477	1.000	47					
	m2/C - m2/B	997							0.784	0.784							
									1.261	1.261	1.000		1044	40.09	138.24	0.48417	383.990

**APPENDICE C -
CALCOLO PORTATA DI PUNTA**

Collettore	Bacino	Tc [s]	Lunghezza [m]	Strade e parcheggi [Ha]	Pendenza [m/m]	Tr [s]	A tot. [ha]	A rid. [ha]	A tot. [ha]	A rid. [ha]	Coeff. Afflusso Φ	Tp [s]	Tc [s]	h [mm]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]	u [l/s*ha]
m2/E -m2/D	11+12+13+14		48	0.503		900	0.503	0.503	0.503	0.503	1.000	48					
	m2/D - m2/C	1044							1.261	1.261							
									1.763	1.763	1.000		1092	41.12	135.56	0.66402	376.555
m2/F -m2/E	11+12+13+14+15		41	0.530		900	0.530	0.530	0.530	0.530	1.000	41					
	m2/E - m2/D	1092							1.763	1.763							
									2.293	2.293	1.000		1133	41.99	133.40	0.84985	370.565
m2/G -m2/F	11+12+13+14+15+16		38	0.461		900	0.461	0.461	0.461	0.461	1.000	38					
	m2/F - m2/E	1133							2.293	2.293							
									2.754	2.754	1.000		1171	42.77	131.50	1.00596	365.286
m2/H -m2/G	11+12+13+14+15+16+17		53	0.242		900	0.242	0.242	0.242	0.242	1.000	53					
	m2/G - m2/F	1171							2.754	2.754							
									2.996	2.996	1.000		1224	43.86	128.99	1.07356	358.319
f/A -m2/H	11+12+13+14+15+16+17+18		41	0.431		900	0.431	0.431	0.431	0.431	1.000	41					
	m2/H - m2/G	1224							2.996	2.996							
									3.427	3.427	1.000		1265	44.68	127.16	1.21034	353.220
Vasca - f/A			6	0.224		900	0.224	0.224	0.224	0.224		6					
	f/A - m2/H	1265							3.427	3.427							
	f/A - m1/J	1338.8							4.847	4.847							
									8.498	8.498	1.000		1344.8	46.25	123.82	2.92271	343.945

APPENDICE C – VERIFICHE STATICHE – TABELLE DEI PARAMETRI

In Questa sezione si allegano le Tabelle utilizzate per i parametri utili al calcolo dell'inflessione delle condotte da posare per la nuova rete di dreanggio. Di seguito poi vengono riportate le schede di verifica per ciascuna tipologia di tubazione.

Ritardo di inflessione (m)

Tipo di reinterro e grado di costipamento	D _e
Reinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato ad elevato	2
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero (scarso)	1.5

Tabella 1 : Fattore di ritardo di inflessione

Vista la scarsa profondità del reinterro e la posa del materiale e costipamento con mezzi meccanici, il valore utilizzato è pari a 2.

Coefficiente di Inflessione (-)

Tipo d'installazione	Coefficiente K _x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor > 95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor > 70%)	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor > 85% e < 95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso	0.103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0.110

Tabella 2 : Coefficiente di inflessione

Il parametro scelto, in via cautelativa, è stato 0.103. In quanto il reale costipamento essendo derivato da posa con mezzi meccanici di idonea potenza, è

Modulo di elasticità E_{terr} (kPa)

Tipo di terreno	Compattazione			
	Rinfusa	Leggera	Moderata	Alta
Terreno coesivo (Argilla e limo ad alta plasticità)	0	0	0	350

Terreno coesivo (Argilla e limo a media plasticità)	350	1400	2800	7000
Terreno granulare e coesivo (Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità; Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità)	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione (Ghiaia)	700	7000	14000	21000
Rocce Macinate	7000	21000	21000	21000

Tabella 3 : Modulo di elasticità terreno

Essendo il terreno di riempimento della piattaforma argillite (ovvero una roccia sedimentaria detritica) ma di pezzatura prevalentemente leggera, si è preso in via cautelativa un valore intermedio del “terreno senza coesione” e non della rocce : 11.000 kPa.

Parametri K_a (-) e Δa (m)

Altezza del reinterro (m)	Δa	K_a
$h < 4.9$	0	0.75
$h > 4.9$ e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0.02D	1
$h > 4.9$ e materiale con moderato grado di costipamento	0.01D	1
$h > 4.9$ e materiale con elevato grado di costipamento	0.005D	1

Tabella 4 : Parametri K_a e Δa

Il riempimento sovrastante le condotte è sempre minore di 4.9 metri, per cui i parametri usati sono quelli della prima riga.

A seguire vengono riportate le schede di verifica delle tubazioni secondo le tabelle sovrastanti e la formula (3) presente nella relazione.

APPENDICE C - VERIFICA STATICA CONDOTTE

Verifica statica tubazione $\phi 600$

dati input

γ_t	21	kN/m^3	peso specifico terreno
E_t	11000	kN/m^2	modulo elasticità roccia sedimentaria detritica
h	0.5	m	riempimento minimo
D	0.6	m	diametro tubazione
SN	4	kN/m^2	
Δa	0	m	
K_a	0.75	-	
k_x	0.103	-	
Q_R	6.3	kN/m	trincea larga
Q_S	137.76	kN/m	$\sigma_z = 163.4 \text{ kN/m}^2$
B	1	m	larghezza trincea
De	2	-	

Inflessione

Δy	0.028934	m	
$\Delta y/D$	0.048224		
$\Delta y/D$ (%)	4.822382 %		< 5%

Verifica statica tubazione $\phi 800$

dati input

γ_t	21	kN/m^3	peso specifico terreno
E_t	11000	kN/m^2	modulo elasticità roccia sedimentaria detritica
h	0.57	m	riempimento minimo
D	0.8	m	diametro tubazione
SN	4	kN/m^2	
Δa	0	m	
K_a	0.75	-	
k_x	0.103	-	
Q_R	9.576	kN/m	trincea larga
Q_S	137.284	kN/m	$\sigma_z = 122.575 \text{ kN/m}^2$
B	1.5	m	larghezza trincea
De	2	-	

Inflessione

Δy 0.030104 m

$\Delta y/D$ 0.037629

$\Delta y/D$ (%) **3.76294 %** **< 5%**

Verifica statica tubazione $\phi 1000$

dati input

γ_t	21	kN/m^3	peso specifico terreno
E_t	11000	kN/m^2	modulo elasticità roccia sedimentaria detritica
h	0.64	m	riempimento minimo
D	1	m	diametro tubazione
SN	4	kN/m^2	
Δa	0	m	
K_a	0.75	-	
k_x	0.103	-	
Q_R	13.44	kN/m	trincea larga
Q_S	137.284	kN/m	$\sigma_z = 98.06 \text{ kN/m}^2$
B	1.5	m	larghezza trincea
De	2	-	

Inflessione

Δy 0.031591 m

$\Delta y/D$ 0.031591

$\Delta y/D$ (%) **3.159064 %** **< 5%**

APPENDICE C
DIMENSIONAMENTO COLLETTORI

ID Line	I.L. monte	I.L. valle	Lunghezza	Pendenza	Tensione tangenziale (> 2)	DN Tubazione	Riempimento tubazione (75-80%)	Velocità (0,5÷2)	Portata (75-80% riempimento)	Q progetto	Max portata tubazione (94% fill rate)
[-]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[m/m]	[Pa]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
m1/B-m1/A	3.17	3.04	48.2	0.003	4.787	0.600	0.45	1.50	340.21	158.56	401.32
m1/C-m1/B	3.04	2.91	48.6	0.003	4.748	0.600	0.45	1.49	338.81	293.57	399.67
m1/D-m1/C	2.91	2.78	44.0	0.003	6.992	0.800	0.60	1.90	766.86	503.39	904.61
m1/E-m1/D	2.78	2.65	47.0	0.003	6.546	0.800	0.60	1.83	741.98	722.92	875.26
m1/F-m1/E	2.65	2.56	35.0	0.003	7.607	1.000	0.75	2.05	1297.13	965.82	1530.13
m1/G-m1/F	2.56	2.47	34.0	0.003	7.831	1.000	0.75	2.08	1316.07	1086.85	1552.47
m1/H-m1/G	2.47	2.35	44.0	0.003	8.068	1.000	0.75	2.11	1335.86	1248.27	1575.82
m1/I-m1/H	2.35	2.20	50.0	0.003	8.949	1.000	0.80	2.23	1501.83	1490.26	1652.73
m1/J-m1/I	2.20	2.01	53.0	0.004	10.693	1.000	0.80	2.44	1641.72	1598.68	1806.68
f/A-m1/J	2.01	1.88	35.0	0.004	11.079	1.000	0.80	2.48	1671.09	1670.21	1838.99
m2/B-m2/A	3.20	3.08	48.0	0.003	4.438	0.600	0.45	1.44	327.54	146.92	386.38
m2/C-m2/B	3.08	2.95	49.0	0.003	4.709	0.600	0.45	1.48	337.42	307.02	398.03
m2/D-m2/C	2.95	2.83	47.0	0.003	6.043	0.800	0.60	1.76	712.87	484.17	840.92
m2/E-m2/D	2.83	2.70	48.0	0.003	6.410	0.800	0.60	1.82	734.21	664.02	866.10
m2/F-m2/E	2.70	2.57	41.0	0.003	7.566	0.800	0.64	1.98	851.56	849.85	937.12
m2/G-m2/F	2.57	2.47	38.0	0.003	7.785	1.000	0.75	2.08	1312.21	1005.96	1547.93
m2/H-m2/G	2.47	2.33	53.0	0.003	7.814	1.000	0.75	2.08	1314.69	1073.56	1550.84
f/A-m2/H	2.33	2.22	41.0	0.003	7.937	1.000	0.75	2.10	1324.95	1210.34	1562.95

APPENDICE C - VERIFICA QUOTA DERIVAZIONE ACQUE SECONDA PIOGGIA
 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO TUBAZIONI A SEZIONE CIRCOLARE *Manufatto finale*

Diametro [mm]	600
Pendenza [%]	3.00
Scabrezza K	90

Formula di Manning-Strickler
 $Q = A \times K \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

Portata acque di prima pioggia	
Q olii =	118* [l/s]

*portata di ciascun tubo (tot 4 tubi in ingresso)

h	h/D	Q	V	A	C	L	R	F
[mm]	%	[l/s]	[m/s]	[mq]	[m]	[m]	[m]	
600.00	100	393.480	1.392	0.283	1.885	0.000	0.150	0.00
594.00	99	409.991	1.453	0.282	1.765	0.119	0.160	0.30
588.00	98	415.788	1.478	0.281	1.715	0.168	0.164	0.36
582.00	97	419.350	1.496	0.280	1.676	0.205	0.167	0.41
576.00	96	421.564	1.511	0.279	1.643	0.235	0.170	0.44
570.00	95	422.800	1.524	0.277	1.614	0.262	0.172	0.47
564.00	94	423.259	1.535	0.276	1.588	0.285	0.174	0.50
558.00	93	423.067	1.544	0.274	1.564	0.306	0.175	0.52
552.00	92	422.314	1.552	0.272	1.541	0.326	0.177	0.54
546.00	91	421.064	1.559	0.270	1.519	0.343	0.178	0.56
540.00	90	419.370	1.565	0.268	1.499	0.360	0.179	0.58
534.00	89	417.272	1.570	0.266	1.479	0.375	0.180	0.60
528.00	88	414.805	1.574	0.264	1.460	0.390	0.180	0.61
522.00	87	411.997	1.578	0.261	1.442	0.404	0.181	0.63
516.00	86	408.874	1.581	0.259	1.425	0.416	0.182	0.64
510.00	85	405.458	1.583	0.256	1.408	0.428	0.182	0.65
504.00	84	401.769	1.585	0.254	1.391	0.440	0.182	0.67
498.00	83	397.824	1.586	0.251	1.375	0.451	0.182	0.68
492.00	82	393.640	1.586	0.248	1.359	0.461	0.183	0.69
486.00	81	389.232	1.587	0.245	1.344	0.471	0.183	0.70
480.00	80	384.614	1.586	0.242	1.329	0.480	0.183	0.71
474.00	79	379.799	1.585	0.240	1.314	0.489	0.182	0.72
468.00	78	374.800	1.584	0.237	1.299	0.497	0.182	0.73
462.00	77	369.627	1.582	0.234	1.285	0.505	0.182	0.74
456.00	76	364.292	1.580	0.231	1.271	0.512	0.181	0.75
450.00	75	358.806	1.577	0.227	1.257	0.520	0.181	0.76
444.00	74	353.178	1.574	0.224	1.243	0.526	0.180	0.77
438.00	73	347.418	1.571	0.221	1.229	0.533	0.180	0.78
432.00	72	341.535	1.567	0.218	1.216	0.539	0.179	0.79
426.00	71	335.538	1.563	0.215	1.203	0.545	0.179	0.79
420.00	70	329.437	1.558	0.211	1.189	0.550	0.178	0.80
414.00	69	323.238	1.553	0.208	1.176	0.555	0.177	0.81
408.00	68	316.950	1.548	0.205	1.163	0.560	0.176	0.82
402.00	67	310.581	1.542	0.201	1.151	0.564	0.175	0.82
396.00	66	304.140	1.536	0.198	1.138	0.568	0.174	0.83
390.00	65	297.632	1.530	0.195	1.125	0.572	0.173	0.84
384.00	64	291.066	1.523	0.191	1.113	0.576	0.172	0.84
378.00	63	284.448	1.516	0.188	1.100	0.579	0.171	0.85
372.00	62	277.786	1.508	0.184	1.088	0.582	0.169	0.86
366.00	61	271.086	1.501	0.181	1.076	0.585	0.168	0.86
360.00	60	264.356	1.492	0.177	1.063	0.588	0.167	0.87
354.00	59	257.601	1.484	0.174	1.051	0.590	0.165	0.87
348.00	58	250.828	1.475	0.170	1.039	0.592	0.164	0.88
342.00	57	244.044	1.466	0.166	1.027	0.594	0.162	0.88
336.00	56	237.255	1.456	0.163	1.015	0.596	0.161	0.89
330.00	55	230.466	1.446	0.159	1.003	0.597	0.159	0.89
324.00	54	223.684	1.436	0.156	0.991	0.598	0.157	0.90
318.00	53	216.914	1.426	0.152	0.978	0.599	0.156	0.90
312.00	52	210.163	1.415	0.149	0.966	0.600	0.154	0.91
306.00	51	203.437	1.403	0.145	0.954	0.600	0.152	0.91
300.00	50	196.740	1.392	0.141	0.942	0.600	0.150	0.92
294.00	49	190.079	1.380	0.138	0.930	0.600	0.148	0.92
288.00	48	183.458	1.367	0.134	0.918	0.600	0.146	0.92
282.00	47	176.884	1.355	0.131	0.906	0.599	0.144	0.93
276.00	46	170.362	1.342	0.127	0.894	0.598	0.142	0.93
270.00	45	163.896	1.328	0.123	0.882	0.597	0.140	0.93
264.00	44	157.493	1.314	0.120	0.870	0.596	0.138	0.94
258.00	43	151.156	1.300	0.116	0.858	0.594	0.135	0.94
252.00	42	144.891	1.286	0.113	0.846	0.592	0.133	0.94
246.00	41	138.704	1.271	0.109	0.834	0.590	0.131	0.94
240.00	40	132.598	1.256	0.106	0.822	0.588	0.129	0.95
234.00	39	126.579	1.240	0.102	0.809	0.585	0.126	0.95
228.00	38	120.651	1.224	0.099	0.797	0.582	0.124	0.95
222.00	37	114.819	1.207	0.095	0.785	0.579	0.121	0.95
216.00	36	109.088	1.190	0.092	0.772	0.576	0.119	0.95
210.00	35	103.462	1.173	0.088	0.760	0.572	0.116	0.95
204.00	34	97.945	1.155	0.085	0.747	0.568	0.113	0.96
198.00	33	92.541	1.137	0.081	0.734	0.564	0.111	0.96
192.00	32	87.256	1.119	0.078	0.722	0.560	0.108	0.96
186.00	31	82.093	1.100	0.075	0.709	0.555	0.105	0.96
180.00	30	77.056	1.080	0.071	0.696	0.550	0.103	0.96
174.00	29	72.149	1.060	0.068	0.682	0.545	0.100	0.96
168.00	28	67.376	1.040	0.065	0.669	0.539	0.097	0.96
162.00	27	62.741	1.019	0.062	0.656	0.533	0.094	0.96
156.00	26	58.248	0.997	0.058	0.642	0.526	0.091	0.96
150.00	25	53.900	0.975	0.055	0.628	0.520	0.088	0.95
144.00	24	49.700	0.952	0.052	0.614	0.512	0.085	0.95
138.00	23	45.653	0.929	0.049	0.600	0.505	0.082	0.95
132.00	22	41.762	0.905	0.046	0.586	0.497	0.079	0.95
126.00	21	38.029	0.881	0.043	0.571	0.489	0.076	0.95
120.00	20	34.458	0.856	0.040	0.556	0.480	0.072	0.94
114.00	19	31.051	0.830	0.037	0.541	0.471	0.069	0.94
108.00	18	27.812	0.804	0.035	0.526	0.461	0.066	0.94
102.00	17	24.744	0.776	0.032	0.510	0.451	0.062	0.93
96.00	16	21.848	0.748	0.029	0.494	0.440	0.059	0.93
90.00	15	19.127	0.719	0.027	0.477	0.428	0.056	0.92
84.00	14	16.583	0.689	0.024	0.460	0.416	0.052	0.92
78.00	13	14.218	0.658	0.022	0.443	0.404	0.049	0.91
72.00	12	12.035	0.626	0.019	0.424	0.390	0.045	0.90
66.00	11	10.033	0.593	0.017	0.406	0.375	0.042	0.89
60.00	10	8.215	0.558	0.015	0.386	0.360	0.038	0.88
54.00	9	6.581	0.522	0.013	0.366	0.343	0.034	0.87
48.00	8	5.132	0.484	0.011	0.344	0.326	0.031	0.86
42.00	7	3.868	0.445	0.009	0.321	0.306	0.027	0.84
36.00	6	2.787	0.402	0.007	0.297	0.285	0.023	0.82
30.00	5	1.890	0.358	0.005	0.271	0.262	0.020	0.80
24.00	4	1.173	0.309	0.004	0.242	0.235	0.016	0.78
18.00	3	0.633	0.256	0.002	0.209	0.205	0.012	0.74
12.00	2	0.264	0.196	0.001	0.170	0.168	0.008	0.70
6.00	1	0.059	0.124	0.000	0.120	0.119	0.004	0.62
0.00	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00

Qmax

Vmax