



REGIONE CALABRIA
PROVINCIA DI COSENZA



COMUNE DI AMANTEA

MIGLIORAMENTO INFRASTRUTTURALE DEL PORTO
TURISTICO DI AMANTEA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

PROGETTISTI: RTP

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

MANDANTE:



Viale Lazio, n°13
90144 Palermo (PA)



Corso Umberto I, n°154
80138 Napoli (NA)

Progettista Responsabile integrabile prestazioni specialistiche
Ing. *Guillermo Migliorino*



Elaborato:

RELAZIONE TECNICA IMPIANTO ACQUE METEORICHE

CODIFICA

2019-03

CODICE DOCUMENTO ITC

1 0,1 WW RT 1,3

REV.

0

SCALA

ELABORATO

R13

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
0	12/03/2020	1° EMISSIONE	G. MIGLIORINO	G. CANTISANI	A. BORSANI

Visto:

Il Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Francesco STELLATO

SOMMARIO

Premessa	2
1. impianto di raccolta delle acque meteoriche	2
1.1. sistema di drenaggio delle acque	2
2. verifiche idrauliche	6
2.1. idrologia di progetto	6
2.2. dimensionamento sistema di drenaggio	9
3. vasche acque di prima pioggia	13
3.1. trattamento acque di prima pioggia	13

PREMESSA

Nella presente Relazione verrà descritto l’impianto di raccolta delle acque meteoriche ricadenti sull’area del porto turistico di Amantea, Figura 1 riportando le scelte progettuali considerate e i relativi calcoli di dimensionamento.



Figura 1 – Stralcio ortofotogrammetrico area in oggetto

1. IMPIANTO DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE

1.1. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE

Nel piazzale del porto, verrà installato un impianto di canalette, caditoie e tubazioni interrato atte al drenaggio delle acque superficiali, il trattamento delle acque di prima pioggia e successivo scarico al recettore finale (mare) delle acque di prima e seconda pioggia. Per tali motivi, il piazzale sarà caratterizzato con pendenze del 1,0-2,0 % circa, al fine di agevolare il deflusso superficiale verso le caditoie.

R13 - RELAZIONE TECNICA IMPIANTO ACQUE METEORICHE

La superficie complessiva totale si è descritta di circa 14.275,00 m² ed è stata suddivisa in 11 distinte aree scolanti, afferenti a determinate sezioni di controllo S_i per le verifiche idrauliche. Tali aree sono riportate graficamente in Figura 1 e Figura 2.

Il piazzale è stato diviso in due sottoaree, ciascuno con la sua rete di drenaggio indipendente che confluisce ad una propria vasca di prima pioggia. Ciascuna sottoarea comprende una parte di parcheggio e una parte di piazzale. Le acque della zona di parcheggio sono raccolte da canalette grigliate, mentre quelle del piazzale da caditoie.

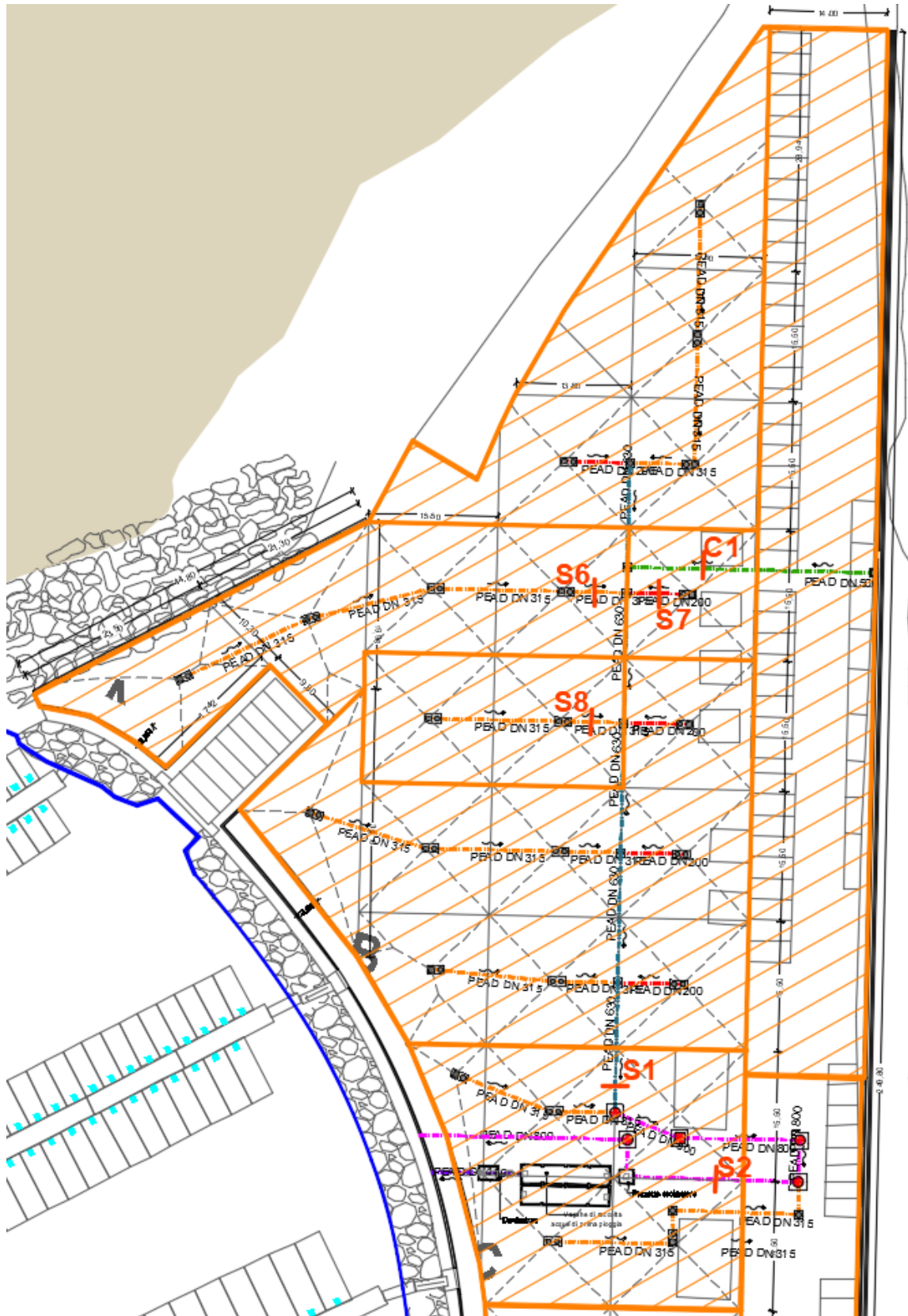


Figura 1 – Planimetria con indicazione aree scolanti e sezioni di controllo impianto 1

R13 - RELAZIONE TECNICA IMPIANTO ACQUE METEORICHE

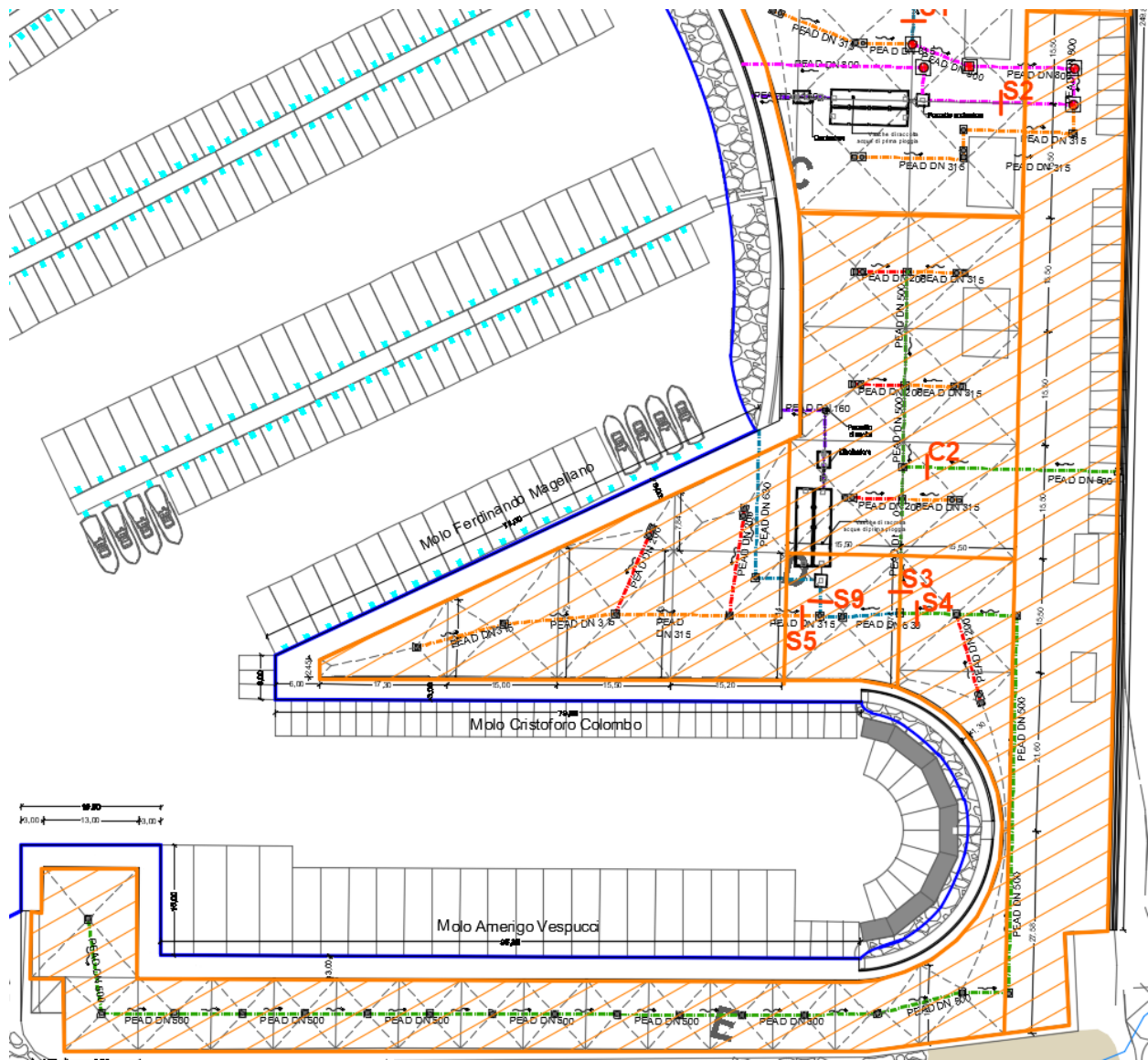


Figura 2 - Planimetria con indicazione aree scolanti e sezioni di controllo impianto 2

Le canalette di raccolta delle acque meteoriche sono realizzate in c.a. gettate in opera e dotate di griglie carrabili di classe D400. La pendenza delle canalette è del 4,0%. La sezione è rettangolare di larghezza pari a 30 cm e altezza variabile tra 20 cm e 50 cm. La corrente a pelo libero convogliata in questi manufatti in c.a. viene raccolta in appositi pozzetti di raccolta (n. 2 in totale) prefabbricati in c.a., aventi dimensioni interne 80 x 80 cm ed altezza variabile.

La rete di caditoie è stata progettata suddividendo il piazzale in maglie quadrate di uguali dimensioni; in tal modo sono state distinte n.66 caditoie con un interasse di circa 15-20 m. In Figura 1 e Figura 2 è riportata la posizione planimetrica della rete appena esposta.

La rete è composta da tubazioni DN 200, DN 315, DN 500, DN 630 e DN 800, che collegano idraulicamente le caditoie e indirizzano il flusso verso i ricettori (vasca di prima pioggia e scarico a mare).

E' previsto il deflusso delle acque verso le caditoie e successivamente l'invio a gravità, tramite tubazioni interrato, verso il pozzetto scolmatore, disposto a monte di ciascuna vasca di *prima pioggia*.

Quest'ultimo permette la separazione delle cosiddette acque di *prima pioggia*, che verranno accumulate per essere adeguatamente trattate tramite processo di disoleatura; il resto, detto anche *acque di seconda pioggia* e privo di contaminanti, verrà inviato direttamente allo scarico in mare.

Le caditoie saranno realizzate in c.a. prefabbricate e dotate di griglie carrabili di classe D400. Le tubazioni avranno diametri DN 200, DN 315, DN 500, DN 630 e DN 800 e pendenza del 2,0‰. La rete sopra descritta convoglia le acque in n. 2 pozzetti scolmatori prefabbricati in c.a., i quali hanno la funzione di separare le *acque di prima pioggia* dalle restanti e mandarle a gravità verso le n.2 vasche di prima pioggia prefabbricata in c.a. Infine, attraverso tubazioni in pressione, orizzontali, in PEAD PN16 DN 160, le acque di prima pioggia vengono quindi pompate all'impianto di disoleatura.

Per quanto concerne invece le *acque di seconda pioggia*, ovvero il surplus non mandato alle vasche, dal pozzetto scolmatore vengono canalizzate a gravità al recapito finale (sbocco a mare) con una tubazione DN 630.

Si sottolinea che la verifica idraulica delle tubazioni in pressione non è stata effettuata poiché la portata media è inferiore a 1 l/s, e pari a circa 0,55 l/s (considerando un tempo di vuotamento di circa 24 ore), e i tratti di rete dall'accumulo al separatore hanno diametri DN 90 classi di pressione PN16, pertanto sono ovviamente in grado di convogliare le modestissime portate in gioco ed ampiamente adeguati.

Il tracciato planimetrico e i profili sono illustrati negli elaborati grafici di progetto:

- T21 – Planimetria di progetto dell'impianto di raccolta acque meteoriche.
- T22 – Particolari dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche.

2. VERIFICHE IDRAULICHE

2.1. IDROLOGIA DI PROGETTO

Il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche è stato realizzato considerando come evento di pioggia quello associato ad un tempo di ritorno T_r pari a 10 anni.

Pioggia di progetto

Per la determinazione della *curva di probabilità pluviometrica* si è fatto riferimento al modello probabilistico TCEV (*Two Component Extreme Value distribution*) in cui l'altezza di pioggia $h_{t,Tr}$ di assegnata durata t e prefissato tempo di ritorno T_r , è data dalla seguente espressione:

$$h_{t,Tr} = K_T \mu(t) \quad [\text{mm}]$$

In cui:

$$\mu(t) = a t^n \quad [\text{mm}]$$

Per la sottozona pluviometrica omogenea Tirrenica della regione Calabria, in cui ricade l'area di interesse, il valore del fattore di crescita K_T è dato dalla seguente tabella, in funzione del periodo di ritorno T. Per T= 10 anni K_T risulta 1,45:

T .anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (Tirreno)	0.92	1.22	1.45	1.69	1.78	1.95	2.04	2.32	2.60	2.98	3.27
K_T (Centrale)	0.91	1.26	1.53	1.81	1.91	2.12	2.22	2.54	2.87	3.32	3.65
K_T (Ionio)	0.89	1.31	1.63	1.97	2.09	2.34	2.46	2.85	3.25	3.78	4.18

Tabella 1 – Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge in Calabria per alcuni valori del periodo di ritorno T [Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia].

I parametri a e n , dipendono dall'area pluviometrica omogenea, in questo caso Alto e medio Tirreno come spiegato di seguito:

dalla tabella seguente risulta $a=26,61$, $c=0,00022$ e $d=1,769$

$$n = \frac{cz+d+\text{Log}(0,875)-\text{Log}a}{\text{Log}24}$$

Con $z= 1$ m la quota sul mare.

Area Pluviometrica Omogenea		a	c	d
T1	(Pollino)	27.79	0.00014	1.907
T2	(Sila grande – sottozona tirrenica)	23.75	0.00021	1.683
T3	(Alto e medio Tirreno)	26.61	0.00022	1.769
T4	(Stretto)	26.73	0.00028	1.736
C1	(Basso Crati)	21.73	0.00049	1.690
C2	(Sila grande – sottozona centrale)	23.75	0.00021	1.683
C3	(Sila greca)	31.02	0.00016	1.951
C4	(Sila piccola)	33.22	0.00032	1.840
C5	(Serre orientali)	34.99	0.00036	1.815
I1	(Alto Ionio)	24.37	0.00026	1.778
I2	(Marchesato)	30.97	0.00025	1.922
I3	(Medio e basso Ionio)	39.58	0.00043	1.953
I4	(Aspromonte merid.)	34.13	0.00027	1.817

Tabella 2 – Regionalizzazione delle piogge orarie. Elementi caratteristici delle aree pluviometriche omogenee [Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia].

Per la definizione dell'intensità di pioggia è stata considerata una durata degli eventi di pioggia pari al tempo di corrivazione t_c calcolato come somma del tempo di accesso in canaletta t_a e del tempo di trasferimento in rete t_r . Questo non è altro che il tempo necessario alla goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano, all'interno delle aree scolanti, a raggiungere la condotta; questo

valore è solitamente stimato nell’intervallo compreso tra 300 e 900 s, nel caso in esame è stato assunto pari a 450 s, corrispondente a 7,5 minuti.

Il tempo di rete, invece, rappresenta il tempo di percorrenza dentro la canaletta e dipende dalla pendenza, dalla lunghezza e dalla geometria della canaletta stessa.

Per eventi di pioggia brevi di durata t inferiore a 60 minuti, come i casi in esame, a partire dalla massima pioggia di durata oraria, si ricavano le corrispondenti altezze di pioggia di durata pari a frazioni di ora mediante l’utilizzo di un opportuno coefficiente correttivo, denominato r_δ . Tale coefficiente può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche, in particolare i pluviografo di Roma Macao (riportati in “Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione” del Centro Studi Deflussi Urbani). È noto infatti da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti r_δ tra le altezze di durata δ molto breve e l’altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località.

Durata [minuti]	5	10	15	20	25	30
r_δ	0,278	0,435	0,537	0,632	0,709	0,758

Tabella 3 – Coefficienti riduttivi pluviografo di Roma Macao (Calenda et al., 1993)

Per una durata di 10 minuti (ottenuta sommando al tempo di corrivazione il tempo di percorrenza in rete) il parametro r_δ risulta pari a 0,435.

Dunque, le piogge di progetto sono risultate pari a:

- **134 mm/h, per un tempo di corrivazione di 450 s.**

In Tabella 4 sono riassunti i valori dei parametri precedentemente esposti ottenuti durante l’analisi idrologica del sistema.

Tempo di ritorno	T_r	[anni]	10
Durata evento	t	[h]	1
Modello probabilistico TCEV	Sottozona Tirrenica		
	K_T	[mm]	1,450
Parametri CPP	a	[mm]	26,61
	n	[-]	0,21
	$\mu(t)$	[-]	26,61
	h_{60, T_r}	[mm]	38,58
	r_δ	[-]	0,435
Tempo di corrivazione	t_c	[sec]	450
	t_c	[min]	7,5
h di pioggia per durata 10 min	h_{10, T_r}	[mm]	16,78
Intensità costante di durata t_c	i_{t_c}	[mm/h]	134,27

Tabella 4 – Parametri analisi idrologica – $T=10$ anni

2.2. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI DRENAGGIO

A seguito delle analisi idrologiche è stato possibile ottenere i valori di portata idrica per il dimensionamento dell'impianto di caditoie e tubazioni della rete di drenaggio, calcolata mediante l'utilizzo della *Formula razionale*, di seguito riportata, ipotizzando una precipitazione di intensità costante i_{tc} di durata pari a t_c , uniformemente distribuita sul piazzale di area A e coefficiente di deflusso ϕ .

$$Q = \frac{\phi i_{tc} A}{F} \quad [m^3/s]$$

F è un fattore di conversione delle unità di misura.

La verifica idraulica è stata condotta sull'intera rete di tubazioni in fissate sezioni di controllo S_{1-12} , per le quali si sono calcolate l'area di afferenza del piazzale A, il tempo di trasferimento in rete t_r e la portata scolante Q; nota la portata, tramite le scale di deflusso, si sono ottenuti i corrispettivi valori del tirante h_i e della velocità di deflusso v_i e confrontati con i limiti imposti sul grado di riempimento e sulle velocità (70-80%, per il primo, e 0,2-1,5 m/s per il secondo, come suggerisce lo stato dell'arte).

Tale controllo è stato fatto tramite l'assunzione del moto uniforme in condotta e quindi con il calcolo del tirante idrico h_i e la velocità di deflusso v_i , tramite la formula di *Chezy*:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad [m^3/s]$$

nella quale:

- A è l'area della sezione di deflusso;
- $\chi = K \cdot R^{1/6}$ è il parametro di scabrezza (formula di *Gauckler-Strickler*) con $K=95 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (valore relativo a canali in PEAD) e $65 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (valore relativo a canali in cls);
- R è il raggio idraulico, ovvero il rapporto tra l'area bagnata ed il contorno bagnato;
- i è la pendenza del fondo.

Dall'applicazione di tale formula è stato possibile ottenere le scale di portate per diversi diametri di tubazioni, in particolare è stato fatto per DN 200, DN 315, DN 500, DN 630 e DN 800. Per le canalette si è scelta una sezione rettangolare B 30 cm e i 4,0‰. In Figura 2 e Figura 4 sono riportate la scala delle portate e delle velocità per le varie sezioni idrauliche considerate.

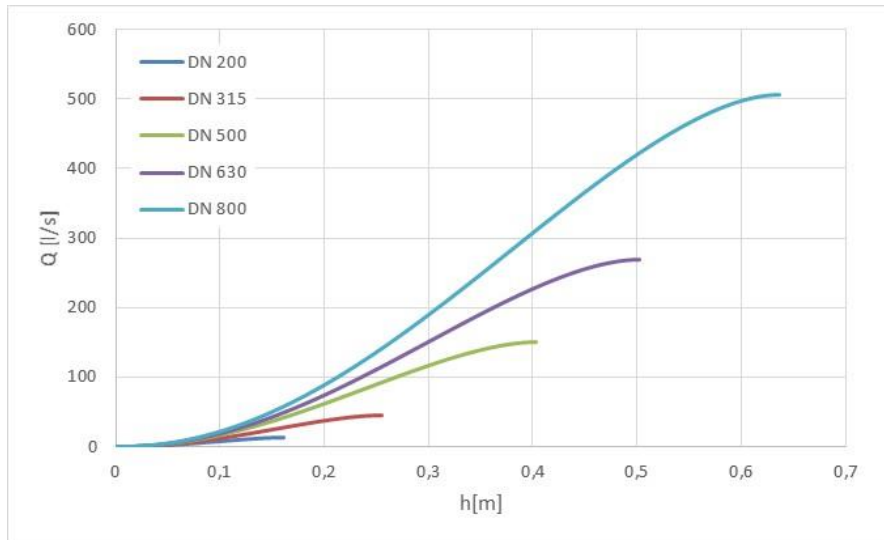


Figura 2 - Scala delle portate di moto uniforme per tubazioni DN 200, DN 315, DN 500, DN 630 e DN 800 e pendenza 2%.

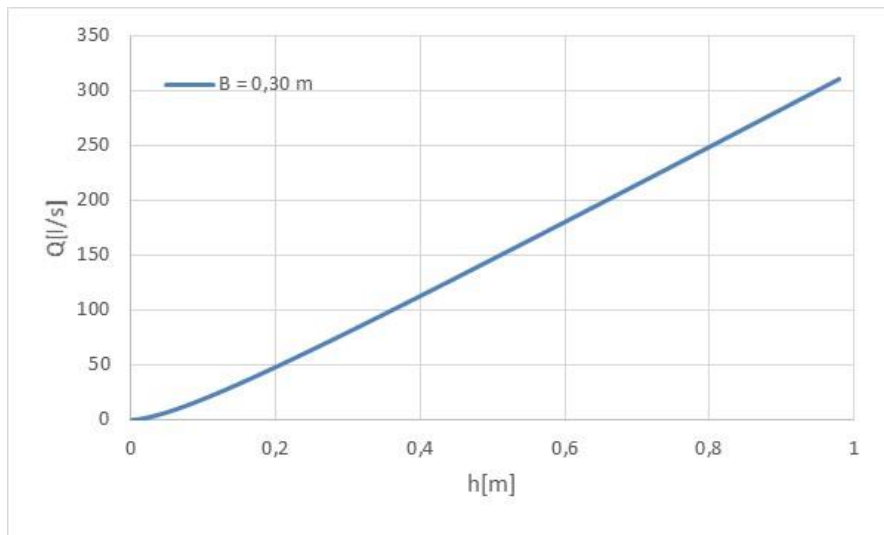


Figura 3 - Scala delle portate di moto uniforme per canale a sezione rettangolare $B=0,30$ m e pendenza 4%.

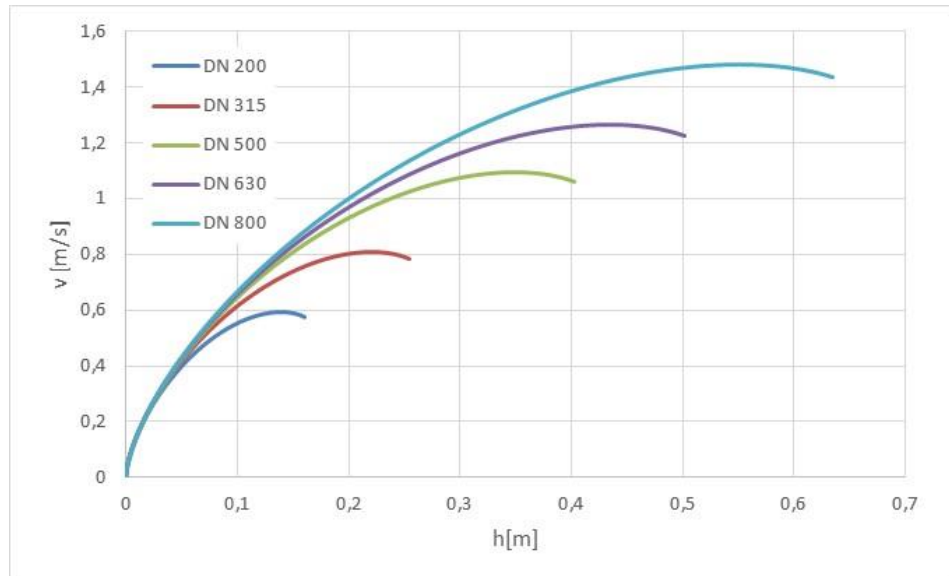


Figura 4 - Scala delle velocità di moto uniforme per tubazioni DN 200, DN 315, DN 500, DN 630 e DN 800 e pendenza 2%.

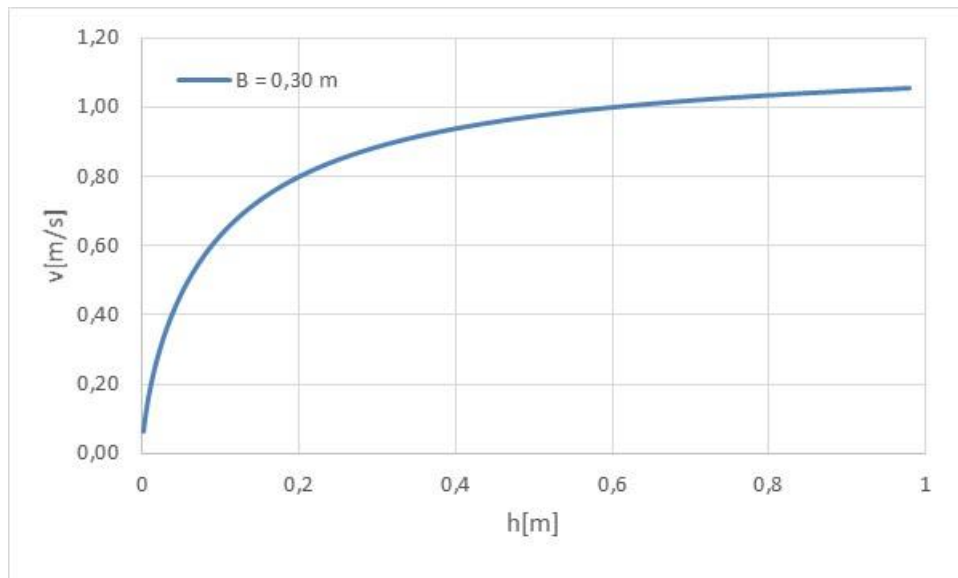


Figura 5 - Scala delle velocità di moto uniforme per canale a sezione rettangolare $B=0,30$ m e pendenza 4%.

Le analisi eseguite per ogni sezione di controllo, hanno restituito valori di grado di riempimento e di velocità in funzione del diametro del tubo; di conseguenza si sono scelti i diametri più congrui. In Figura 1 è riportata la distribuzione dei diametri scelti nonché il posizionamento delle caditoie e delle sezioni di controllo. In Tabella 5 sono riportati i calcoli idraulici svolti con i valori desunti di velocità e grado di riempimento.

R13 - RELAZIONE TECNICA IMPIANTO ACQUE METEORICHE

TABELLA VALORI SIGNIFICATIVI SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE												
SEZIONEDI CONTROLLO		S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉	C ₁	C ₂
Area scolante A _i	[m ²]	6665	7741	3300	1931	1154	974	239	481	239	1771	1862
Coeff. Afflusso φ	[-]	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
(φ*A)	[m ²]	6331,75	7353,95	3135	1834,45	1096,3	925,3	227,05	456,95	227,05	1682,45	1768,9
Tempo di corrivazione t _c	[s]	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
Intensità di pioggia i	[mm/ h]	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3	134,3
Portate a monte	[l/s]	-	-	-	-	-	-	-	-	Q ₃ +Q ₄ +Q ₅	-	-
Portata Q _i	[l/s]	236,16	274,29	116,93	68,42	40,89	34,51	8,47	17,04	234,71	62,75	65,98
Diametro Tubazione	[mm]	630	800	500	500	315	315	200	315	630	500	500
Velocità V _i	m/s	1,26	1,35	1,08	0,96	0,81	0,79	0,56	0,68	1,26	0,94	0,95
Grado di Riemp. h/D	-	0,78	0,55	0,7	0,5	0,82	0,7	0,62	0,45	0,77	0,47	0,49

Tabella 5 – Dimensionamento rete tubazioni interrato

In merito alle canalette, sono state scelte alcune sezioni con altezza H di 0,5 m: calcolando l'altezza del pelo libero nella singola canaletta, è stato verificato che il franco idraulico fosse non inferiore a 7 cm. Analogamente è stato fatto per le velocità nei diversi tratti delle canalette, constatando il rispetto del valore minimo di 0,40-0,50 m/s, necessario per mantenere pulita ed efficiente le canalette stesse.

In Tabella 6 - Grandezze caratteristiche dimensionamento canalette. sono riportate le grandezze di calcolo con i corrispettivi valori per ogni singolo sub tratto.

R13 - RELAZIONE TECNICA IMPIANTO ACQUE METEORICHE

CANALETTA	Lunghezza sub-tratti L_i	Sub-area scolante A_i	Coeff. Afflusso ϕ	$(\phi \times A)$	$\Sigma(\phi \times A)$	Tempo di rete $t_{r,i}$	Tempo di corrivazione $t_{c,i}$	Intensità di pioggia i	Velocità v_i	Portata Q_i	Monte	Valle	Franco idraulico	Tirante Sezione di valle h_i
	[m]	[m ²]	[-]	[m ²]	[m ²]	[s]	[s]	[mm/h]	[m/s]	[l/s]	[cm]	[cm]	[m]	[m]
C ₁	15,0	848,8	1,0	806,3	806,3	0,0	450,0	134,3	0,7	30,1	24	50	0,1	0,4
	15,0	848,8	1,0	806,3	1612,7	21,4	471,4	128,2	0,8	57,4				
	15,0	848,8	1,0	806,3	2419,0	21,4	492,9	122,6	0,9	82,4				
	20,0	1131,7	1,0	1075,1	3494,1	25,0	517,9	116,7	0,9	113,2				
C ₂	15,0	829,5	1,0	788,0	788,0	0,0	450,0	134,3	0,7	29,4	26	50	0,15	0,35
	15,0	829,5	1,0	788,0	1576,1	21,4	471,4	128,2	0,8	56,1				
	15,0	829,5	1,0	788,0	2364,1	21,4	492,9	122,6	0,9	80,5				
	15,0	829,5	1,0	788,0	3152,1	18,8	511,6	118,1	0,9	103,4				
C ₃	15,0	850,6	1,0	808,1	808,1	0,0	450,0	134,3	0,7	30,1	25,2	50	0,11	0,39
	15,0	850,6	1,0	808,1	1616,2	21,4	471,4	128,2	0,8	57,5				
	15,0	850,6	1,0	808,1	2424,3	21,4	492,9	122,6	0,9	82,6				
	17,0	964,1	1,0	915,9	3340,2	21,3	514,1	117,5	0,9	109,0				
C ₄	15,0	883,9	1,0	839,7	839,7	0,0	450,0	134,3	0,7	31,3	22,8	50	0,07	0,43
	15,0	883,9	1,0	839,7	1679,4	21,4	471,4	128,2	0,8	59,8				
	19,0	1119,6	1,0	1063,6	2743,0	27,1	498,6	121,2	0,9	92,3				
	19,0	1119,6	1,0	1063,6	3806,7	23,8	522,3	115,7	0,9	122,3				

Tabella 6 - Grandezze caratteristiche dimensionamento canalette.

3. VASCHE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

3.1. TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per acque di prima pioggia si intendono quelle corrispondenti ai primi 5 mm di pioggia di un evento meteorico distribuiti uniformemente su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio.

Le acque di prima pioggia che ricadono nel piazzale verranno accumulate ed inviate all’impianto di disoleatura.

A tale scopo, è prevista la realizzazione di n. 2 vasche di raccolta delle acque di prima pioggia, a servizio del piazzale del porto.

Le acque meteoriche convogliate tramite caditoie e avviate allo smaltimento tramite tubazioni interrato, saranno recapitate prima in pozzetti di raccolta e successivamente in un pozzetto scolmatore, che consentirà di inviare le acque di prima pioggia alla vasca di accumulo e le acque di seconda pioggia direttamente al ricettore finale (mare).

Considerando che l’area pavimentata di scolo totale è pari a circa 14.275,00 m², e che questa risulta divisa in una prima area di circa 6.153,00 m² e una seconda area di circa 6.378,00 m² considerando i primi 5 mm di pioggia, si ha un volume teorico delle vasche di accumulo pari a circa:

$$V_{1a,P1} = \text{Area di scolo} \times \text{Pioggia cumulata (5 mm)} = 7.741,00 \times 0,005 = 38,71 \quad [m^3]$$

$$V_{1a,P2} = \text{Area di scolo} \times \text{Pioggia cumulata (5 mm)} = 6.624,00 \times 0,005 = 33,12 \quad [m^3]$$

In progetto è prevista l’installazione di n. 2 vasche di accumulo di acque di prima pioggia di volume totale pari a **40 m³**.