

COMUNE DI BARLETTA

Medaglia d'oro al merito civile e militare
Città della Difida



AREA TECNICA - SETTORE LAVORI PUBBLICI

REALIZZAZIONE DI URBANIZZAZIONI PRIMARIE
NEL PIANO DI ZONA DELLA NUOVA 167,

2° E 3° TRIENNIO.
In parziale variante alla viabilità approvata con il P.E.P.



PROGETTO COSTRUTTIVO Rete Acque Meteoriche

REALIZZAZIONE TECNICA E VERIFICHE DEL PROGETTISTA

ADEGUAMENTO TECNICO

06 SET. 2016

CODICE ELABORATO:

VTP RT

CONSORZIO AGGIUDICATARIO: RESEARCH CONSORZIO STABILE S.r.l.

IL PROCURATORE SPECIALE

Vittorio Barozzi

Il Rappresentante Legale

Research Consorzio Stabile Scari

IMPRESA AFFIDATARIA

COBAR S.p.A.

L'AMMINISTRATORE

Vito Marco Barozzi

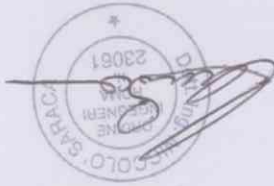


Via Sava 101, 70022 - Altamura (Ba)

S.p.A.

IL RESPONSABILE UNICO
DEL PROGETTO

Dott. Ing. Sebastiano LONGANO



ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Niccolò Saraca

Ingeniería

Via Nizza 154, 00198 - ROMA

NOME FILE:

SCALA:

REV: A

REV.	DESCRIZIONE	DATA	DISEGNATO	VERIFICATO	APPROVATO
A	ADEGUAMENTO TECNICO	Luglio 2016	D. Trota	G. Festa	N. Saraca

La porzione di rete pluviale di via Boccaccio è stata progettata per scaricare le acque in testa all'emissario di via Andria. Sono state, pertanto, condotte le verifiche idrauliche per la configurazione finale della rete considerando TR = 20 anni. Successivamente, nella redazione del

Nome	Sez	Lungh.
V62-V44	CLS 500	76.00
V42-V44	CLS 600	173.00
V41-V43	CLS 800	180.00
V44-V43	CLS 600	132.00
V43-K8c	CLS 800	40.00

Il bacino urbano della zona di via Boccaccio, denominato area A, di superficie drenante pari a circa 8,8 Ha, è composto dai tratti seguenti:

MODIFICHE ALLA RETE DI PROGETTO

Il corso delle trincee che hanno un'ulteriore franco di sicurezza in caso di eventi di pioggia intensi, interessa la capacità di accumulo delle tubazioni interrato, mentre, favorisce l'azione drenante di interessati. La traslazione dell'area di sedime dell'impianto A verso il basso non ha nessuna efficienza del funzionamento dell'impianto A, né, tantomeno, sulla idraulica dei tratti di pluviale riferita al pozzetto di testa del futuro collettore di via Andria, non comporta alcuna conseguenza sulla quota in gioco, ed in particolare quella principale di riferimento, ossia quella prefissata ed immutabile approfondimento di circa un metro della quota di posa dell'impianto stesso. Tale circostanza, viste le livelle delle tubazioni di arrivo all'impianto di accumulo "A" di piazza Dante con conseguente della fogna nera (DN 300) – incrocio Dante / Romanelli hanno determinato l'obbligo di abbassare la Le puntuali deviazioni di quota della tubazione dell'acquedotto in acciaio DN 500 mm, di via Dante, e altimetri irregolari in corrispondenza dei tratti a ridosso dell'incrocio tra via Dante e via Romanelli. In particolare, l'effettivo percorso di due tubazioni preesistenti, la cui presenza era stata rilevata in sede di redazione del progetto, ha denunciato, durante la effettuazione degli scavi, andamenti piano-impianti di trattamento ed accumulo denominati A e B.

Durante la esecuzione dei lavori di realizzazione della rete di fognatura pluviale al servizio della zona 167 della Città di Barletta, sono emerse circostanze che hanno determinato la necessità di operare delle modifiche al percorso di alcuni tratti nonchè interventi migliorativi sul funzionamento dei due

PREMESSA

Relazione calcolo – Rete acque meteoriche – verifica statica tubazioni Adeguamento tecnico





Relazione calcolo – Rete acque meteoriche – verifica statica tubazioni Adeguamento tecnico

progetto esecutivo, a vantaggio di sicurezza, è stata condotta una simulazione per TR = 30 anni sull'intera rete di progetto per verificare eventuali situazioni di crisi sulla rete in condizioni estremamente gravose. Tale verifica non ha evidenziato problematiche per la rete del bacino A in esame. Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche estratti dalla relazione di calcolo allegata al progetto esecutivo.

a) Legge di pioggia : TR = 20 anni

$$h=45,025x t^{0,2650}$$

PROGETTO

TR = 20 ANNI - TABELLA DATI TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Vo	Tr
V62-V44	V44	V44	CLS 500	76.00	0.005	0.61	0.40	40.00	5.00
V42-V44	V44	V44	CLS 600	173.00	0.006	1.38	0.40	40.00	5.00
V41-V43	V43	V43	CLS 800	180.00	0.004	1.44	0.40	40.00	5.00
V44-V43	V43	V43	CLS 600	132.00	0.005	1.05	0.40	40.00	5.00
V43-K8c	V43	K8c	CLS 800	40.00	0.005	0.32	0.10	40.00	5.00

PROGETTO

TR = 20 ANNI - TABELLA PIOGGIA TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Sez	Actot	Phim	a'	$n_0=4/3^n$	Wp	u	Qp
V62-V44	CLS 500	0.61	0.40	45.01	0.35	5.32	150.78	0.0920
V42-V44	CLS 600	1.38	0.40	44.99	0.35	18.91	125.63	0.1734
V41-V43	CLS 800	1.44	0.40	44.99	0.35	22.16	119.03	0.1714
V44-V43	CLS 600	3.04	0.40	44.95	0.35	50.76	113.53	0.3451
V43-K8c	CLS 800	4.80	0.38	44.91	0.35	82.58	96.01	0.4609

PROGETTO

TR = 20 ANNI - TABELLA VERIFICHE - TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Gmax	Vmax
V62-V44	CLS 500	0.092	0.001	0.193	38.62	1.31
V42-V44	CLS 600	0.173	0.001	0.246	41.04	1.59
V41-V43	CLS 800	0.171	0.001	0.235	29.36	1.39
V44-V43	CLS 600	0.345	0.001	0.401	66.90	1.72
V43-K8c	CLS 800	0.461	0.001	0.388	48.48	1.91

La portata massima, per TR = 20, è pari a 0,461 mc/s. Essa sarà immessa nel tratto DN 1.500 (K8 - K8c) di adduzione alla testa del collettore di via Andria.

PROGETTAZIONE:

IMPRESA ESECUTRICE:





b) Legge di pioggia : TR = 30 anni

$$h = 48,809 \times v^{0,2668}$$

PROGETTO
TR = 30 ANNI - TABELLA DATI TRATTI - TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Vo	Tr
				[m]	[m/m]	[ha]	[mc/ha]	[min]	
V62-V44	V44	CLS 500	76.00	0.005	0.61	0.40	40.00	5.00	
V42-V44	V44	CLS 600	173.00	0.006	1.38	0.40	40.00	5.00	
V41-V43	V43	CLS 800	180.00	0.004	1.44	0.40	40.00	5.00	
V44-V43	V43	CLS 600	132.00	0.005	1.05	0.40	40.00	5.00	
V43-K8c	V43	K8c	40.00	0.005	0.32	0.10	40.00	5.00	

PROGETTO

TR = 30 ANNI - TABELLA PIOGGIA - TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Sez	Actot	Phim	a'	$n_0 = 4/3 * n$	Wp	u	Qp
		[ha]				[mc]	[l/sha]	[mcs]
V62-V44	CLS 500	0.61	0.40	48.79	0.36	6.01	178.18	0.1087
V42-V44	CLS 600	1.38	0.40	48.77	0.36	21.19	146.67	0.2024
V41-V43	CLS 800	1.44	0.40	48.77	0.36	24.74	138.73	0.1998
V44-V43	CLS 600	3.04	0.40	48.73	0.36	57.18	131.03	0.3983
V43-K8c	CLS 800	4.80	0.38	48.69	0.36	92.71	111.19	0.5337

PROGETTO
TR = 30 ANNI - TABELLA VERIFICHE - TRATTI BACINO "A" (a1 + a2 + a3)

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Gmax	Vmax
		[mcs]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
V62-V44	CLS 500	0.109	0.001	0.212	42.33	1.37
V42-V44	CLS 600	0.202	0.001	0.268	44.75	1.65
V41-V43	CLS 800	0.200	0.001	0.254	31.80	1.45
V44-V43	CLS 600	0.398	0.001	0.449	74.90	1.75
V43-K8c	CLS 800	0.534	0.001	0.423	52.84	1.98

La portata massima, per TR=30, è pari a 0,534 mcs. Essa, immessa nel tratto DN 1.500 (K8 – K8c) di adduzione alla testa del collettore di via Andria, verifica la adeguatezza dei diametri di progetto. Il tronco di fognatura realizzato dal Comune in via Boccaccio, successivamente alla redazione del progetto definitivo, determina una consistente riduzione del bacino A drenante sulla rete da realizzarsi col presente appalto. Da verifiche effettuate in sopralluogo e dalle notizie attinte presso l'UTC risulta che :

- è stato realizzato un tronco DN 500 lungo via Dante con pozzetto di testata all'incrocio con via Petrarca;



- il tratto svolta in via 2° traversa Boccaccio e prosegue per la via Boccaccio stessa con diametro crescente da DN 500 a DN 600;
 - è stato rilevato, altresì, un tratto DN 400 lungo il tratto di via Dante compreso tra incrocio con 2° trav. Boccaccio e incrocio con via Lattanzio. Tale tratto confinisce nella fogna esistente di cui ai punti precedenti.
- La presenza di questa fognatura comporta la riduzione dei bacini, drenanti sulla rete di progetto.

Pertanto, la rete di progetto è stata ricalcolata tenendo conto delle effettive aree depurate delle frazioni ricadenti nella rete di drenaggio di via Boccaccio esistente, considerando gli stessi coefficienti di deflusso utilizzati in progetto.

	Area A	Configurazione originaria di progetto		Area A	
	a1	a2	a3	a1	a2
	0	16.800	4.200	15.400	7.200
		a2.1	a2.2	a3.1	a3.2
		1.68	0.42	1.54	0.72
		Nuova configurazione			
	a1	a2	a3		
	88.196	22.314	36.187		
		29.695	22.314		
		sup.(mq)	sup.(mq)	sup.(mq)	sup.(mq)
		43.600			

In definitiva, l'area effettivamente gravante sulla rete di progetto del bacino A, si riduce di circa la metà.





Relazione calcolo – Rete acque meteoriche – verifica statica tubazioni Adeguamento tecnico

I risultati di calcolo riportati nelle tabelle seguenti si riferiscono alle nuove portate che cimentano la rete nella configurazione finale, con TR = 30 anni.

Legge di pioggia : TR = 30 anni

$$h=48,809x^{0,2668}$$

VARIANTE

TR = 30 ANNI - TABELLA TRATTI - TRATTI BACINO "A"

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tc	Qp
		[ha]				[mc]	[l/sha]	[min]	[mc/s]
V42-V44	CLS 600	1.68	0.40	48.77	0.36	24.84	149.25	0.00	0.2507
V41-V43	CLS 800	1.54	0.40	48.77	0.36	26.11	139.83	0.00	0.2153
V44-V43	CLS 600	2.10	0.40	48.76	0.36	45.60	120.30	0.00	0.2523
V43-K8c	CLS 800	4.36	0.35	48.70	0.36	80.36	91.11	0.00	0.3970

VARIANTE

TR = 30 ANNI - TABELLA VERIFICHE - TRATTI BACINO "A"

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Gmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
V42-V44	CLS 600	0.251	0.001	0.304	50.62	1.75
V41-V43	CLS 800	0.215	0.001	0.265	33.07	1.48
V44-V43	CLS 600	0.252	0.001	0.327	54.42	1.60
V43-K8c	CLS 800	0.397	0.001	0.356	44.48	1.84

Le modifiche apportate al posizionamento dei tratti di confluenza nell'impianto A hanno comportato variazioni alle condizioni al contorno che interessano l'impianto di sollevamento C. Infatti, la possibilità di collegare la premente al pozzetto di via Dante/Palmitezza comporta una riduzione della lunghezza della tubazione in pressione da ml. 450 a ml. 316. Inoltre, rispetto alla condizione iniziale di progetto, si riduce anche la differenza di quota geodetica tra pompe e cielo della tubazione di immissione nel pozzetto di arrivo, passando da una quota geodetica di 10,00 m. ad una di m. 7,50. Questa circostanza si traduce in una migliore configurazione del corpo pompe, nel senso che, a leggero aumento di potenza delle stesse, e quindi a costi più o meno equivalenti, è possibile installare pompe a portata maggiore e renderle più flessibili.

Il calcolo conferma la portata indicata nel progetto esecutivo per l'impianto C.

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Gmax	Vmax
V43-K8c	CLS 800	0.157	0.001	0.217	27.17	1.42
V44-V43	CLS 600	0.104	0.001	0.199	33.24	1.27
V41-V43	CLS 800	0.084	0.001	0.164	20.52	1.13
V42-V44	CLS 600	0.097	0.001	0.180	30.07	1.35
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]

Nome	Sez	L	!	Qp
V43-K8c	CLS 800	40.00	0.005	0.1568
V44-V43	CLS 600	132.00	0.005	0.1044
V41-V43	CLS 800	180.00	0.004	0.0841
V42-V44	CLS 600	173.00	0.006	0.0965
		[ha]	[m/m]	[mc/s]

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tc	Qp
V43-K8c	CLS 800	4.36	0.35	31.03	0.35	41.02	35.99	0.00	0.1568
V44-V43	CLS 600	2.10	0.40	31.07	0.35	23.23	49.78	0.00	0.1044
V41-V43	CLS 800	1.54	0.40	31.08	0.35	13.37	54.63	0.00	0.0841
V42-V44	CLS 600	1.68	0.40	31.07	0.35	12.38	57.46	0.00	0.0965
		[ha]				[mc]	[l/sha]	[min]	[mc/s]

$h=31,10 \times t^{0,26}$

Legge di pioggia : TR = 5 anni

Per quanto riguarda la configurazione transitoria, ossia quella che interessa la portata che il sollevamento C deve inviare all'impianto di accumulo A, fino alla sua dismissione in occasione della entrata in funzione del collettore di via Andria, si effettua di nuovo la verifica della portata massima con TR = 5 anni in base alla nuova configurazione della rete del bacino A.

Relazione calcolo – Rete acque meteoriche – verifica statica tubazioni Adeguamento tecnico





Nel progetto esecutivo erano previste n. 3 pompe da 52 l/s per una prevalenza manometrica di circa 15,00 m. per una potenza di 12 kW cadauna. Ciò comportava la necessità di utilizzare tutte le pompe disponibili in occasione di eventi di massima portata (150 l/s). Col nuovo scenario è possibile, invece, impiegare n.2 pompe per il sollevamento massimo presunto di calcolo, destinando la terza a funzione di riserva o per fronteggiare afflussi maggiori. Pertanto si impiegheranno :

- n. 3 pompe da 75 l/s per una prevalenza di 13,00 m. e potenza kW 12,75 cadauna , che, quindi, sono in grado di sollevare una portata massima pari a 225 l/s, in caso di afflusso superiore a quello corrispondente a $TR = 5$ anni. Quindi, per la portata massima di configurazione transitoria, funzioneranno, ciclicamente, sempre 2 pompe e la terza avrà turno di riserva. Eventuali aumenti di portata saranno compensati dalla terza pompa.

IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO - C - nuova configurazione

PORTATA	m ³ /h	540
DISLIVELLO GEODETICO	m.	150
LUNGHEZZA PREMENTE	m.	316
VELOCITA' IN PREMENTE	m/sec	1,5
MATERIALE TUBAZIONE	PEAD	
AREA SEZIONE TUBO	mq.	0,100
DIAMETRO TUBO	m.	0,357
DIAMETRO COMMERCIALE	mm.	355
DIAMETRO interno PEAD	mm.	312,8
AREA TUBO COMMERCIALE	m.	0,099
VELOCITA' EFFETTIVA	m/sec	2,47

Q	Q	I	d	V	σ	Singolarità	K	conc. ξ	Σξ	dh distr	dh tot
l/s	m ³ /s	m	m	m/s	mq	tipo	n.			m	m
150,00	0,150	316,00	0,28	2,47	0,0606	imbocchi	1	1,00	0,3119	2,907	2,592
						piede accopp.	1	0,40	0,1248		
						pezzi a T	2	1,10	0,6862		
						ritegno	1	1,00	0,3119		
						MANDATE	1	2,00	0,6238		
						saracinesche	1	0,20	0,0624		
						curve 90°	4	0,24	0,2994		
						sbocchi	1	1,56	0,4866		

PREVALENZA MANOMETRICA

13,00 metri

POTENZA

25,50 kW

n. pompe	Q cad.	H	P cad	Qmax (3 pompe)
3 (2+R)	l/s	m.	KW	l/s
				225

In caso di sollevamento massimo possibile pari a 225 l/s. la velocità risulta pari a 3,71 m/s. ancora inferiore a quella massima consigliata pari a 5,00 m/s.



Si chiarisce, altresì, che pur avendo dimensionato la coppia di pompe per una portata massima a TR = 5 anni, considerando la portata massima istantanea per TR=30 anni, in ingresso all'impianto di sollevamento C, pari a 0,397 mcs., il gruppo pompe, considerando anche la partecipazione della riserva, avrà uno spunto massimo di 0,225 mcs in corrispondenza della prevalenza fissata per il calcolo, pari alla differenza di quota geodetica (quota pelo libero al livello minimo in vasca, pari a m.1,00 dal fondo, e quota di sbocco della premente pari a 7,50 m.) a cui si sommano le perdite di carico. Pertanto, con prevalenza pari a 7,50 m. + 5,50 m. = 13,00 prevalenza indicata per la scelta delle pompe.

Con l'aumentare della portata, secondo le previsioni di progetto TR = 30 anni, avremo aumento della portata entrante con conseguente innalzamento del livello nella vasca in quanto le tre pompe (q = 0,225 mcs) hanno portata iniziale inferiore a quella massima entrante (Qe = 0,397 mcs). Ma il pozzetto delle pompe è stato progettato con geometria tale da sfruttare la sua profondità in modo da far funzionare le pompe "sotto battente", con livello massimo fino a 6,00 m. dal fondo. Il funzionamento sottobattente determina, a parità di potenza delle pompe, una proporzionale riduzione della prevalenza, cui corrisponde un aumento della portata delle pompe. Adoperando la formule inversa della potenza :

$$Q = P \times 0,75/9,81 \times H \quad \text{dove } 0,75 \text{ è il rendimento della pompa.}$$

POTENZA	P	Q
37,50	kw	mcs
37,50	11,00	0,261
37,50	12,00	0,239
37,50	13,00	0,225
37,50	9,00	0,319

In corrispondenza delle portate migliori la portata del gruppo di pompe aumenta fino ad un massimo di circa 320 l/s quando il livello nella vasca è massimo (prevalenza passa da 13,00 m a 9,00 m.)

Pertanto, con il calcolo a 5 anni, le pompe funzioneranno a livello più o meno costante, con utilizzo al massimo di n.2 pompe.



Con il calcolo a 30 anni si instaurerà un regime variabile in un tempo Δt in cui la portata in arrivo sarà superiore a quella standard di 225 l/s per 3 pompe con 13,00 m. di prevalenza, ma, nel tempo, il funzionamento sottobattente consentirà alla pompa sommersa di aumentare il numero di giri e la portata.

Dd(h)	d(h)	Delta t	Qmax	Qpomp	Wmax	Wp	Wacc
sec.	ore	(sec)	(mcs)	(mcs)	(mc.)	(mc)	(mc)
0	0,00		0,0000	0,000	0,00	0,00000	0,00
180	0,05	180	0,0396	0,000	3,56	0,00	3,56
360	0,10	180	0,0792	0,075	14,26	13,50	0,76
540	0,15	180	0,1188	0,100	32,08	18,00	0,58
720	0,20	180	0,1584	0,125	57,02	22,50	3,02
900	0,25	180	0,1980	0,150	89,10	27,00	8,10
1080	0,30	180	0,2376	0,200	128,30	36,00	11,30
1260	0,35	180	0,2772	0,250	174,64	45,00	12,64
1440	0,40	180	0,3168	0,275	228,10	49,50	16,60
1620	0,45	180	0,3564	0,300	288,68	54,00	23,18
1800	0,50	180	0,3960	0,320	356,40	57,60	33,30
1980	0,55	180	0,3564	0,320	424,12	57,60	43,42
2160	0,60	180	0,3168	0,320	484,70	57,60	46,40
2340	0,65	180	0,2772	0,320	538,16	57,60	42,26
2520	0,70	180	0,2376	0,320	584,50	57,60	31,00
2700	0,75	180	0,1980	0,300	623,70	54,00	16,20
2880	0,80	180	0,1584	0,250	655,78	45,00	3,28
3060	0,85	180	0,1188	0,150	680,72	27,00	1,22
3240	0,90	180	0,0792	0,075	698,54	13,50	5,54
3420	0,95	180	0,0396	0,075	709,24	13,50	2,74
3600	1,00	180	0,0000	0,000	712,80	0,00	6,30

Nella tabella sono riportati i volumi in esubero (Wacc), ossia i volumi residui che le pompe dimensionate a 5 anni non riescono a sollevare. Il volume massimo residuo è pari a 46,40 mc. Esso si invaserà nella tubazione di monte, e, viste le quote in gioco, principalmente nel tratto V41-V43 che ha un volume residuo disponibile di mc. 60,53 in corrispondenza della portata massima a 30 anni. Trascurando i volumi dei pozzetti e della vasca pompe, può dirsi che non si verificheranno fenomeni di allagamento nell'intorno dell'impianto C.



VARIANTE

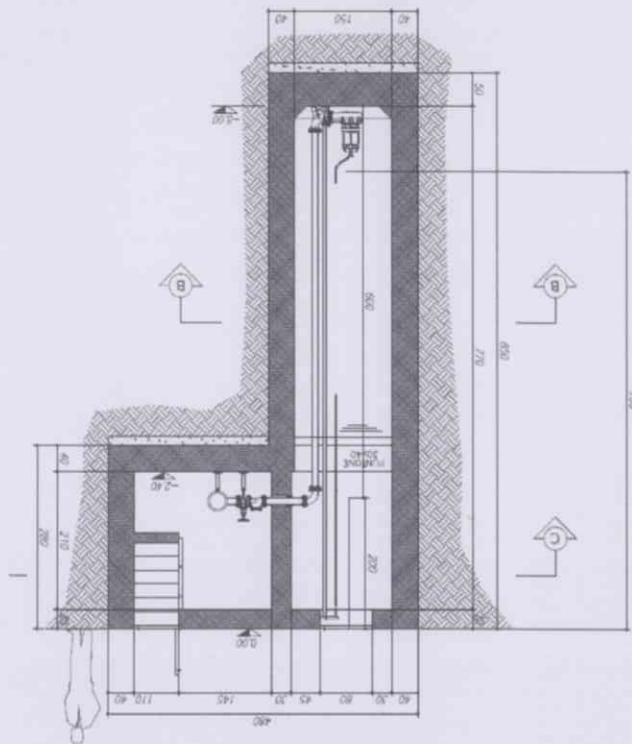
TR = 30 ANNI - TABELLA VERIFICHE - TRATTI BACINO "A"

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Gmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]
V42-V44	CLS 600	0.251	0.001	0.304	50.62
V41-V43	CLS 800	0.215	0.001	0.265	33.07
V44-V43	CLS 600	0.252	0.001	0.327	54.42
V43-K8c	CLS 800	0.397	0.001	0.356	44.48

Tabella volumi disponibili – invaso residuo

TRATTO	DIAMETRO	LUNGH.	AREA	VOL.TOT	GR.	%DISP.	V.DISP.
		(m.)	(mq.)	(mc.)	%	%	(mc.)
V42-V44	CLS 600	173,00	0,28	48,890	50,62%	49,38%	24,14
V41-V43	CLS 800	180,00	0,50	90,432	33,07%	66,93%	60,53
V44-V43	CLS 600	132,00	0,28	37,303	54,42%	45,58%	17,00
V43-K8c	CLS 800	40,00	0,50	20,096	44,48%	55,52%	11,16
							112,83

SEZIONE A-A





Si ribadisce che lo schema generale di funzionamento, come ampiamente illustrato nel progetto definitivo ed esecutivo, rappresenta la condizione di esercizio finale della rete, in quanto dimensionato per scaricare nel recapito di progetto non ancora realizzato. Nella fase di esercizio transitorio, il bacino "A" ha come recapito finale l'impianto di stoccaggio e trattamento di piazza Dante (Impianto A), previo sollevamento della portata confluyente al nodo K8c (tratto V43-K8c CLS 800). Per la valutazione delle portate di accumulo utili al dimensionamento dei due impianti A e B si è proceduto ad una stima basata sui seguenti concetti:

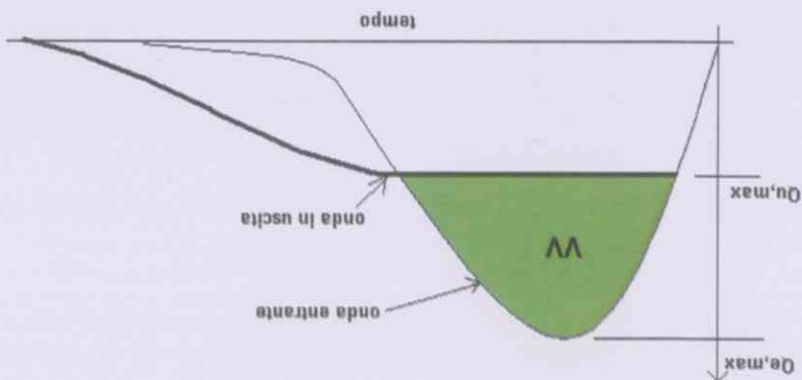
1) I bacini che impegnano i due impianti nella fase transitoria sono serviti da due reti di estensione molto limitata rispetto a quella finale, per la quale è stato condotto il dimensionamento delle tubazioni.

2) I volumi scaturiti dai calcoli sono relativi alla portata variabile nell'ora, da valore $Q_0 = 0$ all'inizio dell'evento piovoso, fino al valore $Q = Q_{1h}$, con valore massimo della portata in arrivo, Q_{max} . In sostanza, mentre le condotte fognarie vengono dimensionate considerando i valori massimi delle portate che cimentano in un determinato istante la rete pluviale, i serbatoi di accumulo sono proporzionali ai volumi di acqua che in un prefissato intervallo circolano nelle condotte (1 ora) e, quindi, alla portata media.

3) I suddetti volumi, come ampiamente argomentato nella relazione idrologica allegata al progetto definitivo ed esecutivo, sono stati calcolati considerando un tempo di ritorno pari a $TR = 5$ anni. La successiva verifica condotta per tempi di ritorno maggiori (fino a 30 anni), evidenziano la necessità di utilizzare progressivamente i volumi di "scorta" realizzati negli impianti (trincee e assorbimento del terreno).

4) L'impianto di sollevamento C, che completa l'alimentazione dell'impianto A con il trasferimento dei volumi provenienti dal bacino A di via Boccaccio, non è stato, invece, dimensionato come precedentemente descritto, in quanto ha un accumulo insignificante (pozzo delle pompe) rispetto alle portate in gioco. Esso è stato commisurato alla portata massima che può verificarsi nel tratto finale V43 – K8c durante l'evento piovoso. Essendo strettamente legato al funzionamento ed alla presunta durata di vita dell'impianto A, anche per esso si sono valutate le portate massime con Tempo di ritorno pari a 5 anni, cui corrisponde una legge di pioggia pari a :

$$h=31,10^{0,26}$$



Tempo di Ritorno (anni)		2	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500	1000
Tabella	K _r	0.91	1.26	1.53	1.81	1.9	1.98	2.1	2.19	2.48	2.77	3.15	3.43

L'impiego di pompe con caratteristiche di portata migliorata e variabile e equivalente potenza rispetto a quelle di progetto, nonché la forma allungata del pozzetto che favorisce il funzionamento sottobattente, aumentano il margine di sicurezza in caso di eventi piovosi particolarmente intensi.

fondo.

b) Per la portata massima futura ($Q_2 = 3,82 \text{ m}^3/\text{s}$), l'altezza dell'acqua raggiunge i 78 cm. dal
 atesta a circa 35 cm. dal fondo.

a) Per la portata massima del transitorio ($Q_1 = 1,06 \text{ m}^3/\text{s}$), il pelo libero dell'acqua in ingresso si
 che :

Nella pagina che segue viene riportata la scala di deflusso del canale di ingresso. In essa si vede
 (accumulo).

pag.42 relazione idrologica- che è la portata al colmo di piena per l'afflusso del volume di
 K8c delle relazione di calcolo idraulico pag. 29, da non confondersi con la portata $Q = 1,67 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dante/Palmitezza, è pari a circa $3,82 \text{ m}^3/\text{s}$. (praticamente quella che si immetterà nel tratto K8-
 massima prevista a 30 anni in ingresso all'impianto A, compresa l'aliquota proveniente da
 ingresso-grigliatura-distribuzione sia anch'esso verificato per la portata a $T = 30$ anni. La portata
 (tutto il bacino della 167), e verificata con tempo di ritorno a 30 anni, è necessario che il canale di
 Poiché i collettori di arrivo all'impianto A sono stati dimensionati a rete completamente realizzata
 configurazione geometrica e sulle strutture.

alcune modifiche non sostanziali al funzionamento dello stesso senza incidere sulla sua
 trattamento acque prima pioggia, almeno per l'impianto di piazza Dante, bisogna apportare
 pioggia nonché l'impianto C. Volendo, invece, prevedere la permanenza della sezione di
 completamente i due impianti, comprese le due sezioni per il trattamento della acque di prima
 pioggia per tutti i collettori che scaricano a Mare, si potrebbe, dopo il transitorio, eliminare
 approntando i progetti per la realizzazione degli impianti di trattamento delle acque di prima
 estensione della rete realizzabile con il presente appalto. Nella considerazione che il Comune sta
 attesa della realizzazione del collettore di via Andria) ed esclusivamente connesso alla
 Il progetto esecutivo prevede che i 2 impianti A e B abbiano un funzionamento transitorio (in

MODIFICHE IMPIANTO A.

Relazione calcolo – Rete acque meteoriche – verifica statica tubazioni Adeguamento tecnico





Pertanto il canale è ampiamente verificato anche per la portata massima.

SCALA DEFUSSO		TRATTO SCATOLARE INGRESSO GRIGLIATURA larghezza 130 + 100 cm.						
Dati della sezione								
H=	150	cm	(Altezza sezione)	1,50				FR>1
b=	230	cm	(Base minore sezione)	2,30				
B=	230	cm	(Base maggiore)	2,30				FR<1
Angolo	0	gradi						
Area=	3	mq						
Pendenza	0,250	%	0,0025					
K	70		Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler					FR>1
Portata di progetto		3,82		mc/sec				
hu (cm)		Contorno bagnato (cm)		Area deflusso (mq)		Raggio idraulico (ml)		Portata (mc/sec)
7,5	245	0,17	0,07	0,10	0,60	5%	5,9	0,70
15,0	260	0,35	0,13	0,31	0,91	10%	12,4	0,75
22,5	275	0,52	0,19	0,59	1,15	15%	19,0	0,77
30,0	290	0,69	0,24	0,93	1,34	20%	25,5	0,78
37,5	305	0,86	0,28	1,30	1,51	25%	31,9	0,79
45,0	320	1,04	0,32	1,71	1,65	30%	38,3	0,78
52,5	335	1,21	0,36	2,14	1,77	35%	44,5	0,78
60,0	350	1,38	0,39	2,60	1,88	40%	50,7	0,78
67,5	365	1,55	0,43	3,07	1,98	45%	56,7	0,77
75,0	380	1,73	0,45	3,57	2,07	50%	62,6	0,76
82,5	395	1,90	0,48	4,07	2,15	55%	68,4	0,75
90,0	410	2,07	0,50	4,59	2,22	60%	74,1	0,75
97,5	425	2,24	0,53	5,13	2,29	65%	79,7	0,74
105,0	440	2,42	0,55	5,67	2,35	70%	85,2	0,73
112,5	455	2,59	0,57	6,22	2,40	75%	90,6	0,72
120,0	470	2,76	0,59	6,77	2,45	80%	96,0	0,72
127,5	485	2,93	0,60	7,34	2,50	85%	101,2	0,71
135,0	500	3,11	0,62	7,91	2,55	90%	106,4	0,70
142,5	515	3,28	0,64	8,49	2,59	95%	111,6	0,69
150,0	530	3,45	0,65	9,07	2,63	100%	116,6	0,69
La portata di progetto deflusce con i seguenti dati								
hu (cm)		Contorno bagnato (mq)		Area deflusso (mq)		Raggio idraulico (ml)		Portata (mc/sec)
78,78	388	1,81	0,47	3,82	2,11			
65,5		hc (cm)						0,76
FROUDE								

Per migliorare l'efficienza del sistema in considerazione della possibilità di transito di portate maggiori rispetto a quelle di dimensionamento originario bisogna apportare le seguenti modifiche:



1) Raddoppiare la grigliatura medio-fine automatica ed eliminare le paratoie di servizio in quanto si modifica il by-pass come descritto al successivo punto 3;

2) Sul canale in sinistra idraulica realizzare una soglia a gradino alta 15 cm. con lama in acciaio dotata di viti ad asola in modo da poterne modificare l'altezza di sfioro (fino ad almeno 40 cm.) assicurando che fino a 250 l/s (Portata di prima pioggia) tutta la portata in ingresso vada veicolata nel canale lungo cui è disposto il derivatore delle acque di prima pioggia;

3) Sulla parete in destra idraulica, prima dello sdoppiamento di grigliatura deve essere realizzato uno sfioratore laterale con petto di fondo alto 35 cm. (limite di altezza in corrispondenza della portata 1,06 mc/s), ma egualmente regolabile tramite lama di sfioro asolata di modo che tutte le extraportate by-passino la sezione di grigliatura e defliscano nel canale laterale;

4) Lo sfioro deve essere conformato a "gradini" come da disegno allegato, per dissipare il getto d'acqua.

5) Prevedere lo scarico del canale di distribuzione mediante tubazione attestata in coda come da disegno allegato.

A) INTERVENTI MINORI.

Nel pozzetto di monte all'ingresso dell'impianto A, predisporre una griglia grossolana 3000 x 1500 mm. con spaziatura 40 mm. e barre 60 x 15 mm. in acciaio zincato.

Realizzare un by-pass all'incrocio Dante / Romanelli della tubazione della fogna nera e del tronco di idrica DN 150mm. secondo le modalità indicate nel grafico VTP04.

**2) VERIFICA STATICA TUBAZIONI C.A. Impianto "A"**

La circostanza che le tubazioni siano distribuite su strati sovrapposti ricoperti dal terreno, richiede una verifica statica della resistenza a rottura delle sezioni anulari in calcestruzzo per assicurarsi che la posa non convenzionale non danneggi le tubazioni. Lo schema statico prevede un elemento di tubazione DN 1.400 con sovrapposto elemento DN 1.200 (in asse verticale congiungente i centri) e strato di 2,60 m. di terreno.

Lo schema statico prevede, pertanto i seguenti carichi sul tubo sottostante:

- carico distribuito del terreno pari a : $1.400 \text{ kg/mc} \times 1,40 \text{ m.} \times 2,60 \text{ m.} \times 0,85 = 4.330 \text{ kg.}$

dove : 1.400 kg/mc è il peso unitario del terreno di ricoprimento

1,40 m. è la larghezza della colonna di terreno insistente sulla tubazione superiore (dn 1.200)

2,60 m. è l'altezza max dello strato di terreno

0,85 = coefficiente di riduzione del peso di terreno per attrito laterale e effetto ripartente lungo l'altezza del tubo superiore.

- carico concentrato sulla direttrice superiore dovuto al peso del tubo DN 1.200 supposto pieno d'acqua : $2.000 \text{ kg. (tubo)} + 1.130 \text{ kg. (acqua)} = 3.130 \text{ kg.}$

- sovraccarico accidentale 750 kg/m.



Diametro nominale interno (millimetri)	Carico minimo di schiacciamento per unità di lunghezza secondo la U 73.04.096.0 (kN/m)
300	41
400	54
500	68
600	81
700	95
800	88
900	99
1000	110
1100	121
1200	132
1300	130
1400	140
1500	150
1600	160
1800	162
2000	180
2200	198
2400	216
2600	234
2800	252
3000	270

Il valore di resistenza a rottura della tubazione DN 1.400 è pari a 140 kN/m, ossia 14.286 kg/m. La resistenza a fessurazione è pari a 8.710 kg/m.

$$Q r = 4.330 + 3.130 + 750 = 8.210 \text{ kg.}$$

$$\text{Verifica} = 14.286/8.210 = 1.74 \text{ coefficiente di sicurezza.}$$

Resistenza a fessurazione 8.705 kg/m > 8.210 kg/m.

La tubazione è verificata.

