



COMUNE DI PALERMO  
Settore Opere Pubbliche  
Servizio Viabilità

VALIDAZIONE

PROT. 18/1.1.7 DEL 19 SET 2005

Il Responsabile Unico  
del Procedimento  
Capo Area  
Infrastrutture e territorio  
del Consorzio Di Mauro



Progetto per il completamento dei lavori di costruzione del raddoppio della Circonvallazione di Palermo - 2° stralcio - lotto B - da via Altofonte e via Belgio. Decreto di trasferimento del Commissario ad Acta n: 2514 del 24/03/1994. Progetto ex Agensud 32/8/B.

Progetto svincolo di via Perpignano. Sovrappassi pedonali.

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO:

NUMERO TAVOLA:

R6

Relazione idraulica

SCALA:

DATA:

SET. 2005

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Il Coordinatore: Ing. Massimo Verga

Ing. Marisa Bellomo

Geol. Giuseppe Vinti

E.Geom. Filippo Aragona

E.Geom. Arch. Antonino Salamone

E.Geom. Giovanni Seghini

E.Prog. Dario Gueci

Arch. Gabriella Minaudo

CONSULENTE PER LE STRUTTURE:

Prof. Scibilia Ing. Nunzio

CONSULENTE PER LA GEOTECNICA:

Ing. Giovanni Margiotta

CONSULENTE PER GLI IMPIANTI:

Ing. Edoardo Romano

ORDINE DEGLI INGEGNERI - PALERMO  
ING. EDOARDO ROMANO  
N. 3020

NOTA: L'elaborato del progetto esecutivo non conforme a quello del progetto definitivo per il maggior dettaglio dei calcoli;

Rilievo planoaltimetrico:

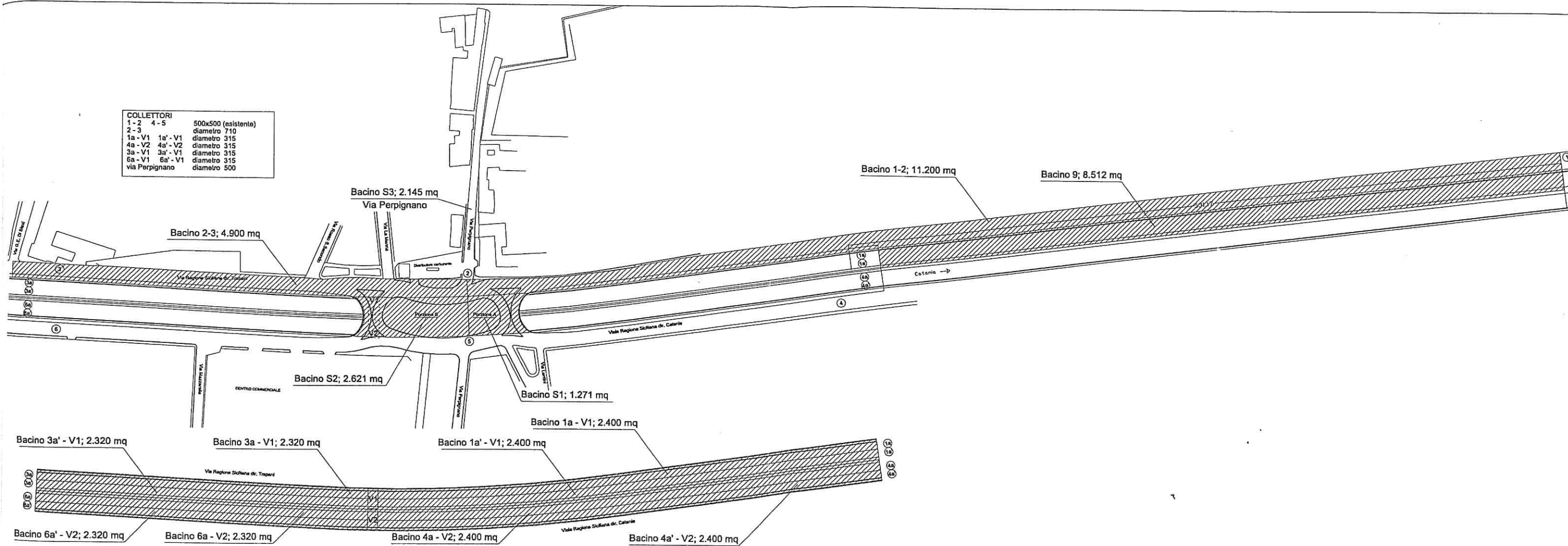
Geom. Giuseppe La Spesa

Geom. Salvatore Simonetti

## **Relazione di calcolo idraulico per la realizzazione di una fognatura per le acque meteoriche**

La seguente relazione si riferisce al dimensionamento idraulico della rete fognaria a servizio del Viale Regione Siciliana sottopasso di Via Perpignano nel territorio comunale di Palermo.

COLLETTORI		
1-2	4-5	500x500 (esistente)
2-3		diametro 710
1a-V1	1a'-V1	diametro 315
4a-V2	4a'-V2	diametro 315
3a-V1	3a'-V1	diametro 315
6a-V1	6a'-V1	diametro 315
via Perpignano		diametro 500



## RELAZIONE TECNICA

### 1. Generalità

Si illustrano di seguito i criteri e si riportano i risultati dei calcoli idraulici propedeutici al dimensionamento degli elementi (collettori, vasche di accumulo impianto di sollevamento) che costituiranno la nuova rete fognaria da realizzare nell'ambito dei lavori di riconfigurazione del nodo stradale di via Regione Siciliana e di via Perpignano.

Individuazione dei bacini di pioggia e dei collettori serventi:

La rete è essenzialmente costituita da condotti fognari che raccolgono dal piano stradale le acque attraverso caditoie e le convogliano verso i collettori finali secondo lo schema seguente (cfr. tavola "i.2 Planimetria smaltimento acque meteoriche sottopasso"):

- le acque provenienti dalle rampe del sottopasso (tratti 1a-V<sub>1</sub>; 1a'-V<sub>1</sub>; 4a-V<sub>2</sub>; 4a'-V<sub>2</sub>; 3a-V<sub>1</sub>; 3a'-V<sub>1</sub>; 6a-V<sub>2</sub>; 6a'-V<sub>2</sub>) defluiranno in due vasche di accumulo situate nel punto di massima depressione e saranno poi pompate alla quota della rete fognaria a regime misto della corsia di valle di Viale Regione Siciliana tramite un pozzetto da realizzare in opera;
- le acque raccolte sulle carreggiate a monte ed a valle di via Regione Siciliana verranno recapitate, con condotte alloggiate sotto ognuna delle due carreggiate, nei collettori esistenti in direzione Trapani. Si è proceduto al progetto del solo collettore servente la corsia di valle poiché il collettore della corsia laterale a monte risulta sufficiente per lo smaltimento delle acque.

La localizzazione della rete sarà definita in base alle caratteristiche fisiche e morfologiche dell'area da servire, alla posizione plano-altimetrica della rete viaria e degli altri sottoservizi.

Dalla planimetria (cfr. tavola "i.3 Planimetria rete fognaria") si rilevano, oltre all'andamento del tracciato, i diametri delle tubazioni, la posizione dei pozzetti d'ispezione e delle caditoie, mentre dai profili longitudinali si evincono le relative quote e pendenze.

### 2. Materiali

La scelta dei materiali da utilizzare, ai fini della realizzazione dell'impianto, è stata dettata da considerazioni di carattere idraulico, dovendosi garantire una scabrezza idraulica molto bassa e una buona tenuta dei giunti, e da considerazioni riguardanti la gestione del cantiere e pertanto la facilità di movimentazione e di posa in opera. Si sono previste pertanto tubazioni in pvc nella classe di resistenza più opportuna, garantendo in tal modo un'opportuna resistenza alla ovalizzazione.

### 3. Fattori idrologici

La quantità di acqua per un fenomeno di breve durata viene di seguito calcolata fissando la "pioggia di progetto", ovvero l'evento di pioggia di fissato tempo di ritorno e durata. Per la valutazione quest'ultima si fa ricorso alla curva di probabilità pluviometrica (CPP), per la quale è necessaria una preliminare identificazione del



modello probabilistico delle piogge brevi. L'equazione delle curve di probabilità pluviometrica (CPP) può essere espressa come<sup>1</sup>:

$$X_{t,T} = X'_{t,T} \mu(t)$$

in cui:

$T$  = tempo di ritorno dell'evento

$t$  = durata dell'evento critico

$X_{t,T}$  : Curva di probabilità pluviometrica per un dato periodo di tempo  $t$  e un periodo di ritorno  $T$ ;

$X'_{t,T}$  : Valore dell'altezza di pioggia  $X_{t,T}$  di fissata durata  $t$  e tempo di ritorno  $T$ , rapportata al corrispondente valore medio  $m$  della legge di distribuzione del modello TECV [TWO Component Extreme Value Distribution (Rossi et Al 1984)]; per tale valore, per la zona di Palermo (sottozona A), e' stata ottenuta la seguente espressione:

$$X'_{t,T} = 0,5391 - 0,001635 t + (0,000221 t^2 + 0,00117 t + 0,9966) \log T$$

$\mu(t)$ : legge di variazione della media della legge TCEV con durata  $t$ . Per le stazioni pluviografiche siciliane è stata dimostrata la sostanziale coincidenza di quest'ultima con la media campionaria  $m_c$  esprimibile secondo la seguente legge monomia:

$$m_c(t) = a t^n$$

ove  $a$  ed  $n$  sono tabellati. (nel nostro caso  $a = 22,2 \text{ mm}$  ed  $n = 0,2687$ ).

Tale formula monomia, particolarizzata per il territorio siciliano, tiene conto della macrozona in cui è situata la stazione di osservazione (Sottozona A, Sottozona B, Sottozona C) e di due fattori: la durata dell'evento ed il periodo di ritorno dell'evento al quale si fa riferimento. Attraverso la trattazione probabilistica si cerca, in pratica, quale evento ha la maggiore probabilità di non essere superato nel periodo di tempo considerato.

Per il dimensionamento delle fognature tale tempo di ritorno  $T$  è generalmente molto elevato; si tengono in tal maniera in conto gli eventi di pioggia copiosa che hanno la maggiore probabilità di verificarsi durante la vita utile del condotto. Nel nostro caso, considerata la dimensione dell'opera, si fa riferimento ad un **tempo di ritorno  $T = 30$  anni**.

Altro parametro da considerare è la durata dell'evento. Come noto l'intensità della pioggia aumenta man mano che si riduce il tempo stesso dell'evento: in pratica è più probabile che un evento breve sia più intenso di quanto non sia un evento più lungo e tale probabilità aumenta man mano che si riducono i tempi dell'evento (per  $t \rightarrow 0$ ,  $i \rightarrow \infty$ ). La durata dell'evento critico che si prende in considerazione, data la morfologia del territorio dove sono situati i collettori e valutando il tempo minimo di contribuzione del bacino sul tronco da verificare, viene qui fissata pari a  **$t = 0,33 \text{ h}$** .

Pertanto per la varie stazioni idrografiche si prenderanno in considerazione gli eventi di pioggia di massima intensità che hanno la maggiore probabilità di verificarsi ogni 30 anni e che abbiano durata di almeno 0,33 h: nel nostro caso considerando un tempo di 20 minuti (0,33 h) ed un tempo di ritorno  $T=30$  anni, specificando la formula per la stazione idrografica più vicina, si ottiene:

<sup>1</sup> Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V.: *Un modello regionale per la determinazione delle curve di Probabilità pluviometrica del territorio siciliano*. Bollettino dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo, n. 1, 1992.

$$x'_{t,T} = 0,5391 - 0,001635 t + [0,000221 (0,33)^2 + 0,00117 (0,33) + 0,9966] \log 30$$

$$x'_{t,T} = 2,0113$$

$$\mu_{(0,33)} = m_{c(0,33)} = 22,2 * (0,33)^{0,2687} = 16,53$$

pertanto:

$$x_{0,33,30} = 33,24 \text{ [mm/m}^2\text{]}$$

ciò vuol dire che ci si può attendere che nei minuti critici nell'arco di trenta anni è lecito attendersi una precipitazione di 33,24 mm (altezza di pioggia di progetto).

Si sottolinea come, a vantaggio di sicurezza, soprattutto per ciò che riguarda il calcolo del volume di accumulo delle vasche di pompaggio, si è preferito applicare direttamente l'equazione della curva di probabilità pluviometrica ad un periodo di tempo  $t$  inferiore all'ora (pioggia di breve durata). Tale curva, come già specificato, sovrastima le altezze di pioggia di breve durata ( $t < 1$  ora) poiché per  $t \rightarrow 0$ ,  $i \rightarrow \infty$ .

#### 4. Calcolo delle portate per il dimensionamento e la verifica dei collettori

##### 4.1 Determinazione delle portate meteoriche

Al fine di dimensionare correttamente i collettori fognari è risultato necessario:

1. Effettuare uno studio relativo alle precipitazioni massime che possono affluire al collettore destinato alla raccolta e al convogliamento delle massime portate di origine meteorica (cfr. paragrafo 3);
2. Individuare le aree dei bacini di interesse, nonché le loro caratteristiche di permeabilità e di capacità di attenuazione;
3. Procedere all'utilizzazione di un adeguato modello di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi di piena.

In riferimento al punto 3. si deve dire che la conformazione dei bacini contribuenti, di modeste dimensioni e assolutamente impermeabili, non consentono di adottare modelli di calcolo che medino le portate affluenti nel tempo. Infatti, per le considerazioni di cui sopra, ci si deve aspettare che in pochi minuti tutta l'acqua proveniente dalla precipitazione affluisca nella sezione finale del collettore defluente.

Le portate di calcolo possono essere determinate mediante la relazione

$$Q = A \times \Phi \times q_p \text{ [l/s]} \quad (1)$$

In cui:

$Q$  = portata meteorica

$A$  = area del bacino contribuente

$\Phi = \Psi \times \rho$  = coefficiente di afflusso

$\Psi$  = coefficiente di impermeabilità

$\rho$  = coefficiente di accesso in rete

$q_p$  = portata specifica di pioggia di progetto [l/(s\*m<sup>2</sup>)]

I valori calcolati mediante la (1) vengono riportati nella "tabella a" in "Allegato 2".

#### 4.2 Calcolo delle portate per il dimensionamento e la verifica degli specchi

Note le massime portate che si verificano in corrispondenza dell'assegnato periodo di ritorno, sono stati condotti i calcoli delle condotte facendo riferimento, a vantaggio di sicurezza, a condizioni idrauliche di moto uniforme. In base a quest'ipotesi, si considera che le correnti idriche abbiano, lungo i tronchi fognari, caratteristiche idrauliche (tirante, sezione, velocità) costanti ed invariabili nel tempo.

Per il calcolo dei tiranti idrici è stata adottata la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$Q = K \sigma R^{2/3} i^{1/2} \quad (2)$$

nell'ipotesi che il funzionamento dei collettori risulti autonomo (funzionamento indipendente di ciascun tronco).

In essa:

$K$  = coefficiente di Strickler;

$R$  = raggio idraulico (m);

$i$  = pendenza di fondo della fogna ( $m \times m^{-1}$ );

$\sigma$  = sezione idrica ( $m^2$ );

$Q$  = portata defluente in moto uniforme ( $l \times s^{-1}$ ).

La scelta dei diametri è stata effettuata (cfr "Relazione impianto fognario" "Allegato 1") verificando che i valori delle velocità corrispondenti al deflusso della portata meteorica non superasse il limite massimo dei 3.5 m/s. I valori calcolati mediante la relazione (2) sono riportati nel succitato allegato.

#### 5. Dimensionamento delle vasche di accumulo dell'impianto di sollevamento

Anche per il dimensionamento del volume delle vasche di accumulo dell'impianto di sollevamento si è fatto riferimento ad un'altezza di pioggia di progetto pari a (cfr. paragrafo 3):

$$x_{0,33;30} = 33,24 \text{ [mm/m}^2\text{]}$$

Le portate massime entranti, relative ad una durata di pioggia di 20 minuti e ad un tempo di ritorno di 30 anni, sono state calcolate considerando, a vantaggio di sicurezza, un bacino afferente alle vasche comprendente l'intero sviluppo delle discenderie, compresa la porzione al disotto del solettone. Considerato un coefficiente di afflusso pari 0,855, si ottiene una portata entrante  $q_e$  pari a 447,10 l/s.

Nel dimensionamento delle vasche si è ottimizzato il volume in modo da mediare tra i costi di costruzione delle vasche stesse ed i costi delle pompe per il sollevamento delle acque dal punto più depresso delle discenderie al collettore della corsia laterale di valle.

In base a questa analisi si è scelto di prevedere tre elettropompe sommergibili con portata 180 l/s, potenza 68 kW e prevalenza 28 mca, con funzionamento a scalino (attacchi in successione, in funzione del livello raggiunto nelle vasche, con intervalli di 80 cm).



La soluzione adottata per il progetto esecutivo prevede la realizzazione di una vasca (dimensioni nette del volume teoricamente invasabile:  $7,3 \times 12,94 = 94,46 \text{ [m}^2\text{]}$ ; altezza media = 3,2 m) posta al disotto della discenderia di valle nel punto più depresso, nella quale sono allocate le tre pompe, e di una vasca di dimensioni ridotte (dimensioni nette del volume invasabile:  $3,3 \times 10,90 = 35,97 \text{ [m}^2\text{]}$ ; altezza media = ...3,30 m) posta al disotto del punto più depresso della discenderia di monte (cfr. tavola "i.2.3 particolari impianto di sollevamento"). Le dimensioni delle vasche hanno anche tenuto conto di alcuni vincoli geometrici quali la presenza delle travi pastoie poste al disotto delle carreggiate.

In condizioni "normali", con tre pompe funzionanti e per portata entrante massima ( $q_e = 447,10 \text{ l/s}$ ), la prima pompa entrerà in funzione quando il livello dell'acqua si sarà portato a 0,80 m rispetto alla profondità media del fondo vasca (dopo 4 minuti circa dall'inizio dell'evento di pioggia); da questo momento si avrà una portata uscente dalla vasca pari a  $q_u = 180 \text{ l/s}$ . Passati circa 6,5 minuti dall'attivazione della prima pompa (tempo totale =  $4 + 6,5 = 10,5 \text{ min}$ ), all'interno della vasca l'acqua raggiungerà un livello pari a 1,60 m e si metterà in funzione la seconda pompa ( $q_u = 2 \times 180 \text{ l/s} = 360 \text{ l/s}$ ). Trascorsi 20 minuti (tempo di pioggia), la vasca risulterà piena fino a 1,98 m. La terza pompa funge quindi da pompa di emergenza.

VERIFICA VOLUME VASCA (funzionamento "normale")			
Portata entrante $q_e =$	447,10	[l/s]	
Portata uscente $q_u =$	180	[l/s] x n	
A vasca =	94,46	[m <sup>2</sup> ]	(7,3 x 12,94) = 94,46 [m <sup>2</sup> ]
A' vasca =	35,97	[m <sup>2</sup> ]	(3,3 x 10,90) = 35,97 [m <sup>2</sup> ]
A totale =	130,43	[m <sup>2</sup> ]	
Altezza media pelo libero Vasca A	Altezze parziali	Tempi di riempimento	
[m]	[m]	[sec]	
1,98	0,38	575,97	(portata esterna - $2 \times q_u$ )
1,6	0,8	390,65	(portata esterna - $1 \times q_u$ )
0,8	0,8	233,38	(solo portata esterna)
0	0	-	
<b>totale</b>	<b>1,98</b>	<b>1200</b>	

Per ragioni di sicurezza, vista l'importanza che riveste il Viale Regione Siciliana nella gestione di eventuali emergenze, si è scelto di dimensionare il volume di accumulo considerando le condizioni di più gravose in caso di guasto di una pompa, che coincidono con quelle di non funzionamento della pompa che si attiva con il livello più basso di riempimento delle vasche.

In questo caso, dopo circa 8 minuti (466 sec), quando si attiverà la prima pompa, l'acqua nella vasca avrà raggiunto un livello di 1,60 metri. Trascorsi ulteriori 6,5 minuti il livello sarà aumentato di altri 0,8 metri e si metterà in funzione la seconda pompa. Raggiunti i 20 minuti (durata massima di pioggia) il livello dell'acqua si sarà portato a 2,63 m rispetto alla profondità media del fondo vasca. Per il dimensionamento si prenderà pertanto in considerazione questa altezza, tenendo conto di un opportuno franco di circa 0,80 m.



VERIFICA VOLUME VASCA (1ª pompa non funzionante)			
Portata entrante $q_e = 447,10 \quad [l/s]$ Portata uscente $q_u = 180 [l/s] \times n$			
$A \text{ vasca} = 94,46 [m^2] \quad (7,3 \times 12,94) = 94,46 [m^2]$ $A' \text{ vasca} = 35,97 [m^2] \quad (3,3 \times 10,90) = 35,97 [m^2]$ $A \text{ totale} = 130,43 [m^2]$			
Altezza media pelo libero Vasca A	Altezze parziali	Tempi di riempimento	
[m]	[m]	[sec]	
2,63	0,23	342,59	(portata esterna - $2 \times q_u$ )
2,4	0,8	390,65	(portata esterna - $1 \times q_u$ )
1,6	0,8	233,38	(solo portata esterna)
0,8	0,4	116,69	(solo portata esterna)
0,4	0,4	116,69	(solo portata esterna)
<b>totale</b>	<b>2,63</b>	<b>1200</b>	

I calcoli di progetto del volume di accumulo sono riportati in "allegato 3".

## Allegato 1

### Calcolo della “pioggia di progetto”

$$x_{t,T} = x'_{t,T} \mu(t)$$

$$x'_{t,T} = 0,5391 - 0,001635 t + (0,000221 t^2 + 0,00117 t + 0,9966) \log T$$

$$\mu(t) = m_c(t) = a t^n$$

$$(a = 22,2 \text{ mm ed } n = 0,2687)$$

Calcolo della "pioggia di progetto"			
t =	0,33	[h]	durata dell'evento
T =	30,00	[anni]	tempo di ritorno
$x'_{0,33;30} =$	2,0113		
a =	22,20	[mm]	
n =	0,2687		
$\mu_c =$	16,53		
$x_{0,33;30} =$	33,24	[mm/m <sup>2</sup> ]	altezza di pioggia

$$x_{0,33;30} = 33,24 \text{ mm/m}^2$$

## Allegato 2

### Calcolo delle portate specifiche



CALCOLO DELLE PORTATE SPECIFICHE DI PIOGGIA (discenderia di valle e corsia laterale di valle)												
n° tratto	nome	lunghezza	larghezza bacino	area	coeff. di permeabilità	coeff. di ritardo	coeff. di afflusso	durata evento	altezza di pioggia	portata specifica	tronchi affluenti	portata totale
		L	b	A	$\psi$	r	$\psi/r$		$h_{0,33,30}$	q		$Q_{tot}$
		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]				[h]	[mm/m <sup>2</sup> ]	[l/s]		[l/s]
1	1-2	800	14	11200	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			265,26
2	1a - V1	300	8	2400	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			56,84
	1a' - V1	300	8	2400	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			56,84
3	3a - V1	290	8	2320	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			54,95
	3a' - V1	290	8	2320	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			54,95
4	2-3	350	14	4900	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			116,05
S <sub>1</sub>	Porz. A Solettone (a monte via Perpignano)			1271	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			30,10
S <sub>2</sub>	Porz. B Solettone (a valle via Perpignano)			2621	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			62,07
	incrocio via Perpignano - via Nina Siciliana											
S <sub>3</sub>		214,5	10	2145	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			50,80
9	Cors centr a valle	532	16	8512	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			201,59

CALCOLO DELLE PORTATE SPECIFICHE DI PIOGGIA (discenderia di monte e corsia laterale di monte)												
n° tratto	nome	lunghezza	larghezza bacino	area	coeff. di permeabilità	coeff. di ritardo	coeff. di afflusso	durata evento	altezza di pioggia	portata specifica	tronchi affluenti	portata totale
		L	b	A	$\psi$	r	$\psi/r$		$h_{0,33,30}$	q		$Q_{tot}$
		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]				[h]	[mm/m <sup>2</sup> ]	[l/s]		[l/s]
5	4-5	800	14	11200	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			265,26
6	4a - V2	300	8	2400	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			56,84
	4a' - V2	300	8	2400	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			56,84
7	6a - V2	290	8	2320	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			54,95
	6a' - V2	290	8	2320	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			54,95
8	5-6	350	14	4900	0,9	0,95	0,855	0,33	33,24			116,05

CALCOLO DELLE PORTATE NERE	
Dotazione idrica giornaliera (dato PARF vigente)	
d =	432[l/abxg]
Coefficiente di utilizzazione	
$\phi =$	0,8
Portata pro capite in tempo asciutto	
q =	0,004[l/s]

### Calcolo della portata di pioggia relativa al bacino "discenderie"

$t =$	0,33 [h]	durata dell'evento
$T =$	30,00 [anni]	tempo di ritorno
$x'_{0,33;30} =$	2,0113	
$a =$	22,20 [mm]	
$n =$	0,2687	
$\mu C =$	16,53	
$x_{0,33;30} =$	<b>33,24</b> [mm/m <sup>2</sup> ]	altezza di pioggia
Altezza oraria di pioggia =	99,71 [mm/h]	
Area Bacino =	18.880 [m <sup>2</sup> ]	
Volume di pioggia orario =	627,51 [m <sup>3</sup> /h]	
Portata di pioggia =	0,523 [m <sup>3</sup> /s]	
Portata di pioggia =	<b>522,93</b> [l/s]	

### Calcolo del volume vasche di accumulo dell'impianto di sollevamento

	DATI
Portata di pioggia =	522,93 [l/s]
Coefficiente di afflusso =	0,855
Portata effettiva entrante =	447,10 [l/s]
Portata pompa =	180 [l/s]

### VERIFICA VOLUME VASCA (1<sup>a</sup> pompa non funzionante)

Portata entrante $q_e =$	447,10 [l/s]
Portata uscente $q_u =$	180 [l/s] x n

A vasca =	94,46 [m <sup>2</sup> ]	(7,3 x 12,94) = 94,46 [m <sup>2</sup> ]
A' vasca =	35,97 [m <sup>2</sup> ]	(3,3 x 10,90) = 35,97 [m <sup>2</sup> ]
A totale =	130,43 [m <sup>2</sup> ]	

Altezza media pelo libero Vasca A [m]	Altezze parziali [m]	Tempi di riempimento [sec]	
2,63	0,23	342,59	(portata esterna - 2xq <sub>u</sub> )
2,4	0,8	390,65175	(portata esterna - 1xq <sub>u</sub> )
1,6	0,8	233,38	(solo portata esterna)
0,8	0,4	116,69	(solo portata esterna)
0,4	0,4	116,69	(solo portata esterna)
<b>totale</b>	<b>2,63</b>	<b>1200</b>	