



Mandatario senza rappresentanza del
CONSORZIO DI BONIFICA SICILIA ORIENTALE
 (D.P.Reg.Sic. n. 467 del 12.09.2017)
 giusta Deliberazione Commissariale n. 8 del 30.10.2017
 Via Agnone n°68 - 96016 - Lentini (SR)

LAVORI DI RIPRISTINO DELLA FUNZIONALITA'
 IDRAULICA DEI CANALI DI SCOLO CONSORTILI
 DELL'AREA NORD DEL COMPRESORIO DEL
 «**PANTANO GELSARI**».

PROGETTO ESECUTIVO

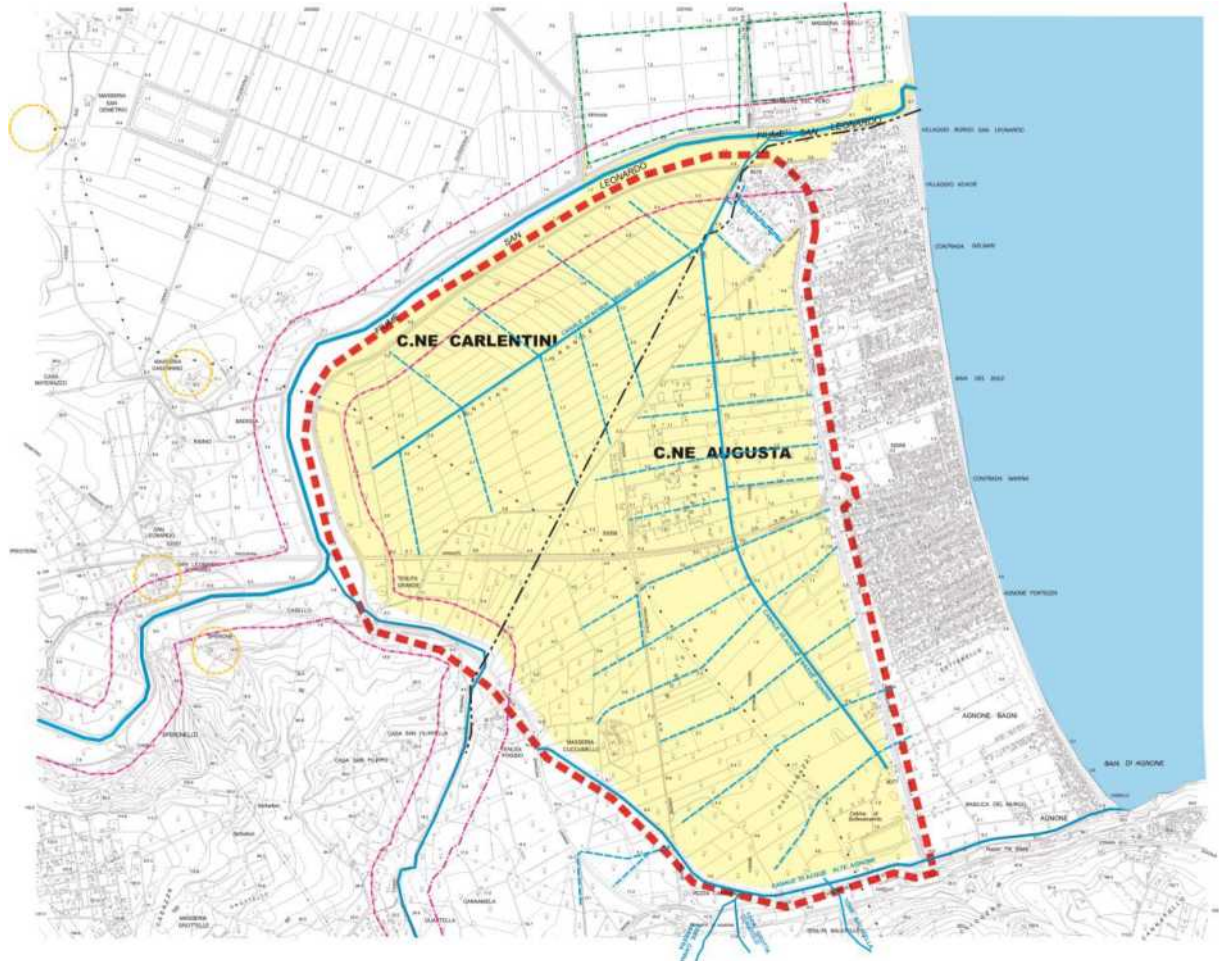
			2	0	S	R		B.4	VISTI ED APPROVAZIONI
Codice Lavoro	Anno	Provincia	Scala	N° allegati					
OGGETTO:									
RELAZIONE IDROLOGICA e VERIFICA IDRAULICA									
IL PROGETTISTA <i>(Geom. Paolo Fiscaro)</i>						IL TECNICO RESPONSABILE della VERIFICA IDRAULICA <i>(Dr. Geol. Massimo Tribulato)</i>			
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO <i>(Dr. Ing. Stefano Grimaldi)</i>			V.TO II DIRIGENTE AREA TECNICA MANUTENZIONE <i>(Dr. Geol. Gaetano Punzi)</i>			II DIRIGENTE AREA TECNICA PROGETTAZIONE <i>(Dr. Ing. Eugenio Pollicino)</i>			
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	ANNOTAZIONI				
	Febbraio 2019	dall'Ufficio Tecnico Consortile			prezziario 2019				

RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

1. Premessa

Il progetto in questione prende in esame il sistema di canalizzazioni del "Pantano Gelsari", situato sulla foce del fiume San Leonardo, in territorio di Carlentini (SR) ed Augusta (SR), le cui acque vengono prosciugate dall'omonimo Impianto idrovoro. L'area è di circa 1.000 ettari, coltivata prevalentemente ad agrumeto a frutteti ed a seminativo, in parte posta a quota inferiore al livello del mare, delimitata a nord dal suddetto fiume San Leonardo, ad ovest dal torrente San Damiano, affluente del San Leonardo, a sud da una collina in località Agnone Bagni e ad est dalla S.S. 114, che corre parallela alla costa ionica, a circa 700 mt dal mare.

Fig. 1 - stralcio planimetrico del comprensorio del pantano Gelsari



Tale sistema è articolato in una rete di canali di bonifica principali e secondari che convogliano le acque provenienti dai canali interaziendali ad una vasca di sollevamento consortile.

Da qui un impianto di pompaggio solleva le acque di scolo ad una vasca limitrofa posta a quota sopraelevata le quali acque, mediante un canale di scarico, defluiscono, per gravità, verso il fiume San Leonardo, a circa 650 mt dalla sua foce.

La presente relazione idrologica-idraulica ha lo scopo di definire la regimazione delle acque superficiali derivanti dalle precipitazioni meteoriche interessate nell'area interna al perimetro del Pantano di Gelsari la quale è fisicamente interessata nel suo naturale deflusso verso il Fiume San Leonardo transitante a Nord dell'area di detto Pantano.

Tali verifiche sono indispensabili per garantire adeguate condizioni di sicurezza idraulica per lo smaltimento delle acque meteoriche.

L'obiettivo è stato raggiunto in tre fasi:

- a) - determinazione del bacino imbrifero di influenza il cui drenaggio interessa l'area del Pantano Gelsari;
- b) - determinazione della curva di probabilità pluviometrica caratteristica del bacino in esame in funzione ad assegnati tempi di ritorno;
- c) - verifica delle sezioni di scolo principali e secondarie dei canali che trasferiscono le acque meteoriche alla vasca di recapito che successivamente sollevate per mezzo dell'impianto idrovoro in una vasca a quota + 5,00 che attraverso un canale le immette nel Fiume San Leonardo;

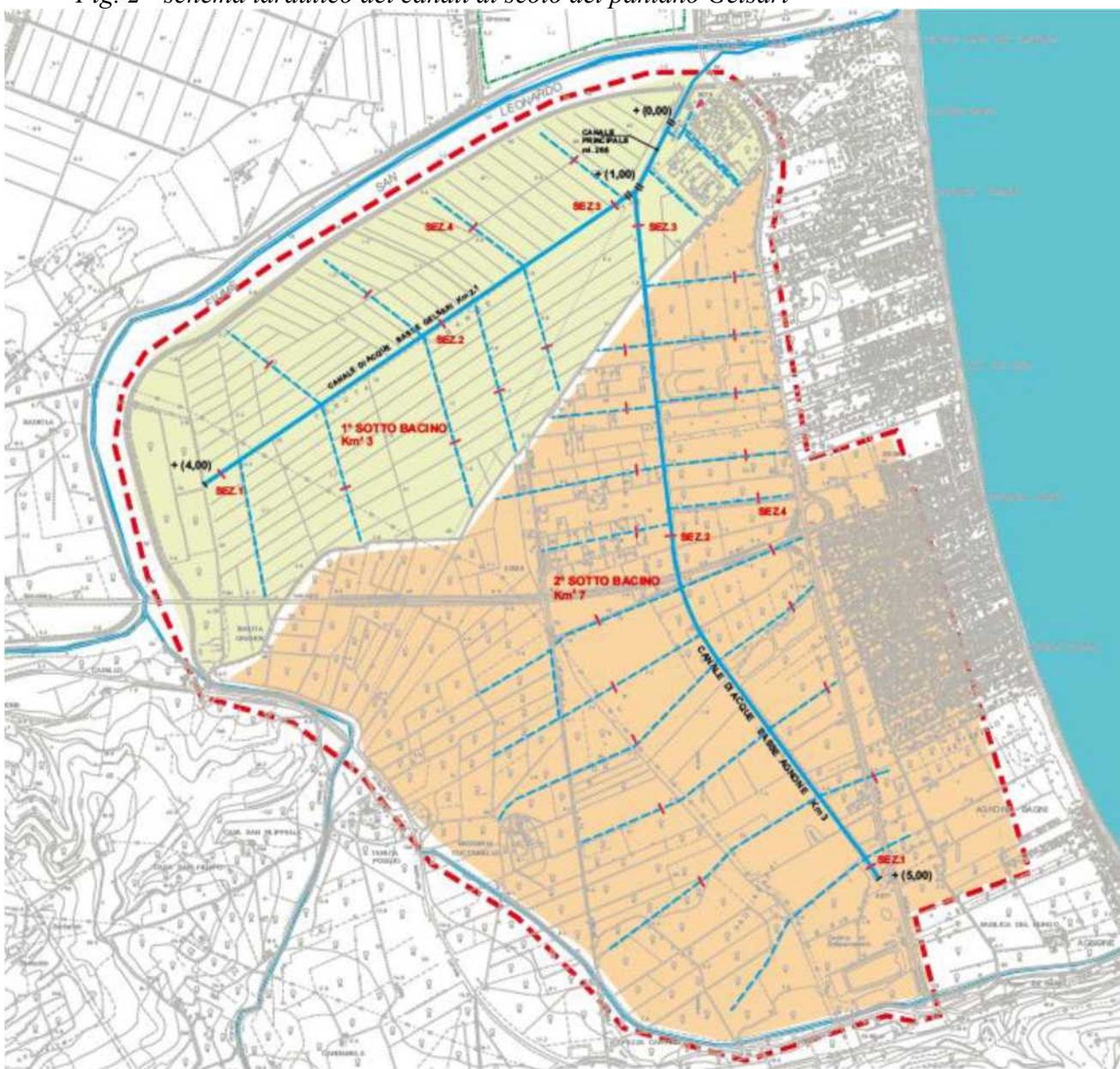
2. Determinazione del bacino Imbrifero di Influenza

L'area oggetto di intervento dove sono ubicati i canali di scolo del pantano GELSARI ricadono in prossimità dell'argine destro del fiume San Leonardo identificato catastalmente sul Foglio n. 6 del Comune di Carlentini e Foglio 1 del Comune di Augusta, localizzato ad una Longitudine di: e 14° 57' 25" Latitudine: 37° 6' 5" ed appartenente al Consorzio di Bonifica 10 Siracusa.

I canali di scolo cartograficamente ricadono nella Tavoletta dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000) 274 IV NO Lentini ad una quota media di 4 metri s.l.m. Tavv. 3 e 4 dell'Allegato 4 Atlante Cartografico.

La consistenza complessiva del bacino gravante sull'area del Gelsari è di 1.006 ettari circa.

Fig. 2 - schema idraulico dei canali di scolo del pantano Gelsari



3. Determinazione della curva di probabilità pluviometrica

La determinazione della portata di piena al colmo avverrà mediante l'utilizzo di un metodo dato dall'applicazione di un modello deterministico di trasformazione basato sui dati pluviometrici.

Ammettendo quindi che un evento di piena di portata al colmo con un assegnato tempo di ritorno venga prodotto da una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino in esame, può essere utilizzato, in mancanza di informazioni precise sulle serie temporali che caratterizzano la pluviometria del bacino, un modello deterministico di trasformazione afflussi-deflussi considerando eventi meteorici di pioggia di massima intensità di durata pari a 1,3,6,12,24 ore.

Per il calcolo delle portate di piena prodotte dal bacino, inteso come insieme di sottobacini imbriferi afferenti al punto di recapito al ricettore, la massima portata dipende dall'altezza di pioggia caduta in un tempo critico "t" assunto pari al tempo di corrivazione del bacino in esame.

Per l'individuazione di tale pioggia è necessario effettuare un'analisi del regime delle precipitazioni intense sul territorio.

Per una valutazione delle altezze di pioggia ricadente nella zona in studio sono stati raccolti tutti i dati disponibili dal 1964 al 2015, riferiti alla stazione pluviometrica di Lentini città.

I valori delle massime intensità di pioggia cumulative per periodi di 1-3-6-12-24 ore, definiti utilizzando i dati registrati dal servizio idrografico nazionale, sono riportati nella seguente tabella:

DATI PLUVIOGRAFICI					
<small>(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)</small>					
Stazione di : LENTINI (SR)		Numero di osservazioni : N = 46			
Quota (m s.l.m.) :					
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1964	32,60	49,60	78,00	135,40	179,80
1965	22,40	44,40	50,40	81,20	88,80
1966	36,80	42,20	56,80	59,80	104,60
1967	27,20	42,40	49,40	91,00	115,20
1968	26,40	32,20	53,20	84,40	110,20
1969	51,00	128,00	174,20	209,00	279,20
1970	13,00	17,00	19,60	30,20	36,60
1971	22,40	45,60	58,40	72,60	78,80
1972	20,00	23,00	30,20	48,00	60,40
1973	54,80	64,80	68,80	104,20	105,40
1975	37,40	49,20	78,00	83,00	92,40
1976	37,40	39,00	68,20	86,40	119,60
1977	21,40	24,40	24,40	28,00	44,40
1978	20,00	25,00	34,60	54,00	57,00
1979	34,80	43,00	68,00	112,60	136,00
1980	17,80	21,80	28,20	39,00	55,80
1981	28,40	30,20	45,40	46,60	47,40
1982	17,40	30,00	35,80	44,20	65,40
1983	42,20	43,60	48,20	56,80	59,20
1984	33,40	53,00	77,40	84,20	102,20
1986	54,40	95,40	138,60	151,40	153,80
1987	16,80	20,40	26,60	52,20	59,80
1988	23,00	24,80	25,60	26,60	26,80
1989	21,40	42,60	61,20	63,40	63,40
1990	38,40	49,00	90,00	142,40	191,00
1991	34,20	79,20	109,60	113,80	124,40
1992	29,00	50,00	61,60	106,00	124,20
1993	28,20	35,60	52,20	88,60	112,20
1994	21,60	23,00	40,00	43,40	43,40
1995	30,00	41,20	56,00	70,20	71,40
1996	35,80	42,20	50,00	57,00	77,60
1997	68,00	89,80	96,60	119,40	136,60
1999	40,00	60,00	66,00	73,60	92,00
2000	12,00	16,00	23,80	25,60	52,20
2001	19,20	25,20	34,00	46,20	58,40
2002	31,40	31,40	31,40	31,80	31,80
2003	46,60	71,00	117,60	126,20	135,40
2004	34,80	41,60	47,20	51,80	66,80
2008	25,60	26,80	33,40	37,20	53,20
2009	28,00	40,00	59,00	79,00	95,00
2010	23,00	37,00	58,40	80,80	91,00
2011	24,80	40,80	51,20	66,80	74,20
2012	25,20	61,00	79,60	87,60	139,80
2013	36,60	51,40	58,40	59,60	65,20
2014	18,00	20,00	40,00	61,20	75,20
2015	35,60	48,00	95,00	115,00	133,80

L'intervallo di tempo medio in cui l'evento considerato può essere superato una volta sola viene comunemente indicato come Tempo di ritorno (Tr). Considerando dei tempi di ritorno assegnati, pari a 10 anni - 30 anni - 50 anni- 100 anni- 200 anni, è possibile eseguire una previsione quantitativa delle piogge intense (metodo di Gumbel) tramite l'utilizzo della seguente formula di probabilità pluviometrica:

$$h(t) = a * t^n$$

con:

h(t)= massima precipitazione in mm al tempo t

t = tempo in ore

a= fattore della curva relativo ad un determinato Tr

n= esponente della curva relativo ad un determinato Tr

Tr= tempo di ritorno (10-30-50-100-200 anni)

Per determinare le altezze massime di pioggia (hmax) con un tempo di ritorno (T)assegnato si è fatto riferimento alla la curva di probabilità di Gumbel :

$$h_{max} = a + b \cdot Wt$$

Con

$$Wt = \ln[\ln(T/(T-1))] \quad \text{per } 1.2 < T < 3 \text{ o } T = U - 0.5772 \quad (z)$$

$$M = \frac{\sum h_i}{N} \quad \text{ed } N = \text{numero dati}$$

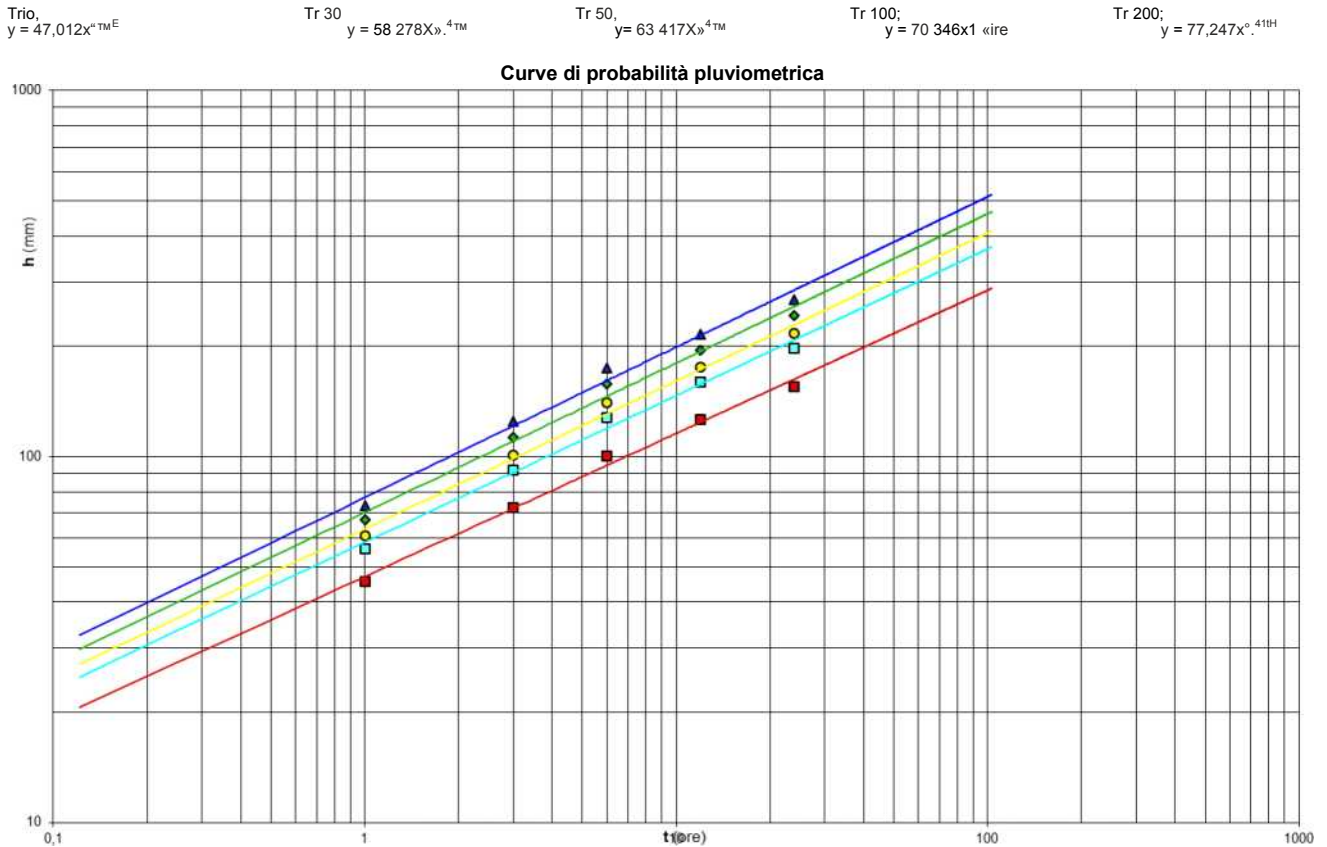
Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	h _{max} =	45,61	72,35	100,43	126,16	155,41
30 anni	h _{max} =	55,91	91,75	127,98	159,69	197,58
50 anni	h _{max} =	60,62	100,61	140,56	175,00	216,83
100 anni	h _{max} =	66,96	112,55	157,52	195,65	242,80
200 anni	h _{max} =	73,29	124,45	174,43	216,22	268,67

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di a e di n della sudetta legge di probabilità pluviometrica ottenuti mediante correlazione statistica:

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$	
10 anni	—	$h = 47,012 \times t^{0,3908}$
30 anni	—	$h = 58,278 \times t^{0,4008}$

50 anni	—	$h=63,417 \times t^{0,4041}$	
100 anni	—	$h=70,346 \times t^{0,4079}$	
200 anni	—	$h=77,247 \times t^{0,4109}$	

E' stato inoltre elaborato il diagramma semilogaritmico delle altezze di pioggia in funzione delle ore consecutive di precipitazione:



Si assume come massima altezza di pioggia prevedibile (Hmax) quella relativa all'evento di ritorno pari a 30 anni della durata pari al tempo di corrivazione del bacino considerato secondo la curva di probabilità pluviometrica seguente:

$$h=58,278 \times t^{0,4008}$$

4. Calcolo delle portate di massima piena per assegnati tempi di ritorno

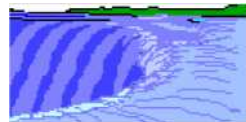
Il tempo di ritorno da adottato per il dimensionamento delle reti di drenaggio delle acque meteoriche del bacino imbrifero principale e dei due sottobacini è pari a 30 anni.

Sottobacino 1

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA				TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)	
Superficie del Bacino	S =	3,00	Km ²	Giandotti	$t_c = \frac{L}{K + 1.5L}$ $Q.8VH_m - H_0$
Lunghezza percorso idraulico principal e	L =	2,60	Km		
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	4,00	m (s.l.m.)		
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	1,00	m (s.l.m.)	Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli	$t_c = 0.02221$ = 2,99
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,00	(m/m)		
Altitudine max bacino	H_{max} =	4,50	m		
Altitudine sezione considerata	H₀ =	1,00	m	F Giandotti	
Altitudine media bacino	H_m =	2,75	m	■ Kirpich, Watt-Chow, Pezzoli...	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	1,75	m		

Software freeware di stri bui to da geologi .it

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO



con :

- c =coefficiente di deflusso
- h =altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
- S = superficie del bacino (km²)
- t_c = tempo di corrivazione (ore)
- 3,6** = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

(FORMULA del METODO RAZIONALE)
RISULTATI

$Ch(t,T)S =$ 0,46' S (km ²) = 3,00 t_c (ore) = 2,99					
$Q_{max} = \frac{Ch(t,T)S}{3.6t_c}$					
Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	$h(t,T)$ (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)
10	47,0124	0,3908	2,99	72,12	9,25
30	58,2778	0,4008	2,99	90,38	11,59
50	63,4167	0,4041	2,99	98,71	12,66
100	70,3457	0,4079	2,99	109,95	14,10
200	77,2472	0,4109	2,99	121,14	15,54

La portata defluente dal bacino **sottobacino 1** in oggetto per tempo di ritorno di 30 anni è pari a:

sottobacino 1 Gelsari $Q_{max30} = 11.59$ mc/sec

Sottobacino 2

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO
ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA

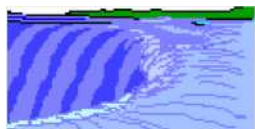
Superficie del Bacino	S = 7,00 Km ²	Giandotti $4JS + 1.5L$ $0.8VH_m - H_0$ Kirpich, Watt $t_c = 0.02221 \frac{L}{IV^P} = 4,25$ Chow, Razzoli C Giandotti ■ Kirpich, Watt-Chow, Pezzoli...
Lunghezza percorso idraulico	L = 3,84 Km	
Altitudine max percorso idraulico	Hmax = 5,00 m (s.l.m.)	
Altitudine min percorso idraulico	H₀ = 1,00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P = 0,00 (mtm)	
Altitudine max bacino	Hmax = 5,50 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ = 1,00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m = 3,25 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ = 2,25 m	

Software freeware distribuito da geologi.it

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$Q_{max} = \frac{ch(t, T)S}{3.6t_c}$

con : c =coefficiente di deflusso
 h =altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S =superficie del bacino (km²) t_c =tempo di corrivazione (ore)
 $3,6$ = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec



RISULTATI

Deflusso C =	0,46	S (km²) =	7,00	t_c (ore) =	4,25
---------------------	-------------	-----------------------------	-------------	------------------------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	47,0124	0,3908	4,25	82,78	17,41
30	58,2778	0,4008	4,25	104,11	21,89
50	63,4167	0,4041	4,25	113,85	23,94
100	70,3457	0,4079	4,25	126,97	26,70
200	77,2472	0,4109	4,25	140,04	29,45

La portata defluente dal **sottobacino 2** per tempo di ritorno di 30 anni è pari a:

sottobacino 2 Gelsari Q_{max30} = 21.89 mc/s

Bacino principale Gelsari

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA

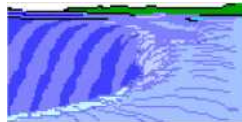
Superficie del Bacino	S = 10,00 Km ²	$t_c = 0.02221 \cdot \frac{(L \cdot V^{0.8})^{1.491}}{IV^P}$ <p>Giandotti</p> <p>WS + 1.5L</p> <p>0.8VH_m-H₀</p> <p>(Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli)</p> <p>C Giandotti</p> <p>■ Kirpich, Watt-Chow, Pezzoli...</p>
Lunghezza percorso idraulico principale	L = 4,14 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} = 5,00 m (s.l.m.)	
Altitudine min percorso idraulico	H₀ = 1,00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P = 0,00 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} = 5,50 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ = 1,00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m = 3,25 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ = 2,25 m	

Software freeware distri buito da geologi.it

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO

con :

- c** = coefficiente di deflusso
- h** = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
- S** = superficie del bacino (km²)
- t_c** = tempo di corrivazione (ore)
- 3,6** = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec



(FORMULA del METODO RAZIONALE)

RISULTATI

Q_{max}	$\frac{Ch(t,T)S}{3.6t_c}$	C = 0,46	S (km²) = 10,00	t_c (ore) = 4,66	
Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	47,0124	0,3908	4,66	85,76	23,54
30	58,2778	0,4008	4,66	107,95	29,63
50	63,4167	0,4041	4,66	118,08	32,41
100	70,3457	0,4079	4,66	131,73	36,15
200	77,2472	0,4109	4,66	145,33	39,89

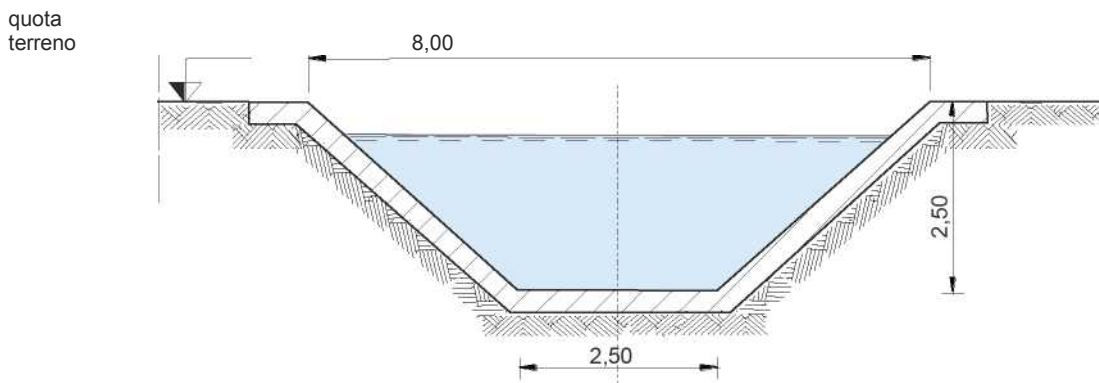
La portata defluente dal **bacino principale** per tempo di ritorno di 30 anni è pari a:

$$\text{bacino principale Gelsari } Q_{max30} = 29.63 \text{ mc/s}$$

5. Verifica della sezione del canale principale di scolo del Gelsari

All'interno dell'area del comprensorio Gelsari, vi sono due canali che confluiscono tramite un canale principale (fig. 2 dello schema idraulico) ad una vasca di recapito che è posta a quota più bassa di tutto il comprensorio e attraverso un impianto idrovoro viene sollevata ad una quota più alta e tramite un canale di scarico la immette nel Fiume S. Leonardo. Si è proceduto alla verifica idraulica della sezione del canale principale di scolo esistente all'interno all'area del Pantano Gelsari; Detto Canale di scolo oggetto di verifica è stato realizzato a sezione trapezia in c.a. le cui dimensioni medie sono come la fig.3 sottostante:

Fig. 3 sezione del canale principale di scolo esistente



Per le verifiche idrauliche si è adottata la formula di CHEZY per la determinazione della velocità dell'acqua:

$$V = c Ri * p$$

Dove

C= coefficiente di attrito (BAZIN)

Ri= raggio idraulico =A/P_b

A= sezione bagnata

P_b= perimetro bagnato

p = pendenza

Il coefficiente d attrito è a sua volta definito dalla relazione:

$$c = \frac{100 Ri}{m + Ri}$$

m= Coeff. Di scabrosità di Kutter.

Tenendo conto che i canali di scolo sono realizzati con elementi prefabbricati in cemento (superficie in cemento liscio), il coefficiente di scabrosità di Kutter si può assumere pari a:

$$m = 0,15$$

Tale coefficiente viene infatti determinato dalla seguente tabella:

NAT al R A DEL LE !' Alfa ET I

1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate ^tubazioni dicte179^^	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni % aCalo senza saldatura	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario.grèa txsamico- lairaerti.B0t- tile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova , , , .	0,16	0,20
4. Tubazioni in con diametro 8 0,40 0i,0 tubazioni in lamiera con molte chiodature	0,18	
5. CMcestrnizo plambtobi dlcern. con giuntone frequenti, ghisa in servizio corrente	0,23	0,25
6. Pareti in oim. np^..i^en<3^A<^^f^^^«3 oi^retl ditavolc grezze, o di muratimi or-J^..iBr^ai^tj^le accnirata, OHI tema molto regolne, o tubi digfaiBainstrviz.odamoltiairm, o tubi io,! armerà ^n -oorUsahonehidctore.. ^....^	0,456	
7. Pareti di cemento ma^Uscte^©, o^^.etec^^o cenerario	0,4©	0,55
8. Terra^regolare, c^hidri^ru^iigxeze^ ovtcchlo, 000081^-. gem, ^MBo vecchia.	0,85	0,75
9. Canallfin terra conHeoidvpo&itidl i^tebi^Asi sui foierir.o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti metahtahe o rivestite d. ltm^<ta eonchlodatore	1,00	1,25
10. Terra» sor^^ ir regnare conceta sporgenti. dund na^iir^ in letto regolare	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e tutte sponde, & oe^ertie irregolari dimanri eghiala -	1,75	2,50
0,4 Cronail di terra in ob<r^n^t^^, ttiirerione queed iir^i^^a- mente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiala	2,30	3,00
Coefficienti y della formula di Bazin e Coefficienti m della formula di Kutter [da "Manuale tecnico del geometra e del perito agrario" - ed. Signorelli Milano i1..]		

Come precedentemente calcolati i due fossati di scolo ed il canale principale che hanno la stessa sezione idraulica

devono avere caratteristiche sufficienti per smaltire le portate di: **11.59 mc/s (sottobacino 1)**

21.89 mc/s (sottobacino 2)

29.63 mc/s (bacino principale)

I dati di calcolo relativi alle verifiche idrauliche, riportati nelle schede allegate, sono riassunti nei seguenti paragrafi.

VERIFICA SEZIONE FINALE del canale principale di scolo Gelsari esistente

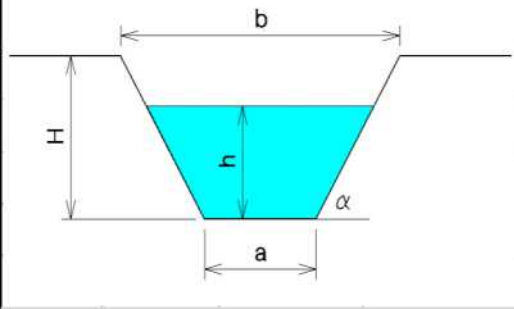
**CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE**

Descrizione:

Punto di sezione:

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)		
H =>	2,50	ALTEZZA [m]
a t=>	2,50	[m]
b >	8,00	[m]
h >	2,50	[m]
p >	0%	Pendenza
m	0,55	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Inclinazione scarpata		42,3
Contorno bagnato $Pb = a + 2h/\text{sen}\alpha$		9,933 [m]
Area di deflusso $A = h[a + h \text{tg}(90-\alpha)]$		> 13,1250 [m²]
Raggio idraulico $Ri = \frac{A}{Pb}$		■> 1,321 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h = 2,50 m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = cJR-p$	dove c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100JRi}{m + v Ri}$	dove m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	67,64
V	2,80 [m/sec]
Q	36,793 [m³/sec]

Software Freeware
distribuito da geologi.it

**CAPACITA' DI SMALTIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA TRAPEZOIDALE
per varie altezze d'acqua**

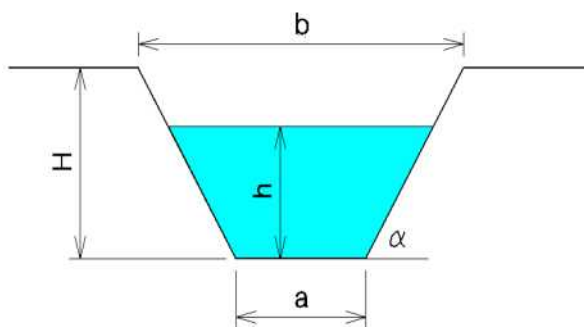
CARATTERISTICHE SEZIONE

H	2,50	ALTEZZA [m]
a	2,50	[m]
b	8,00	[m]

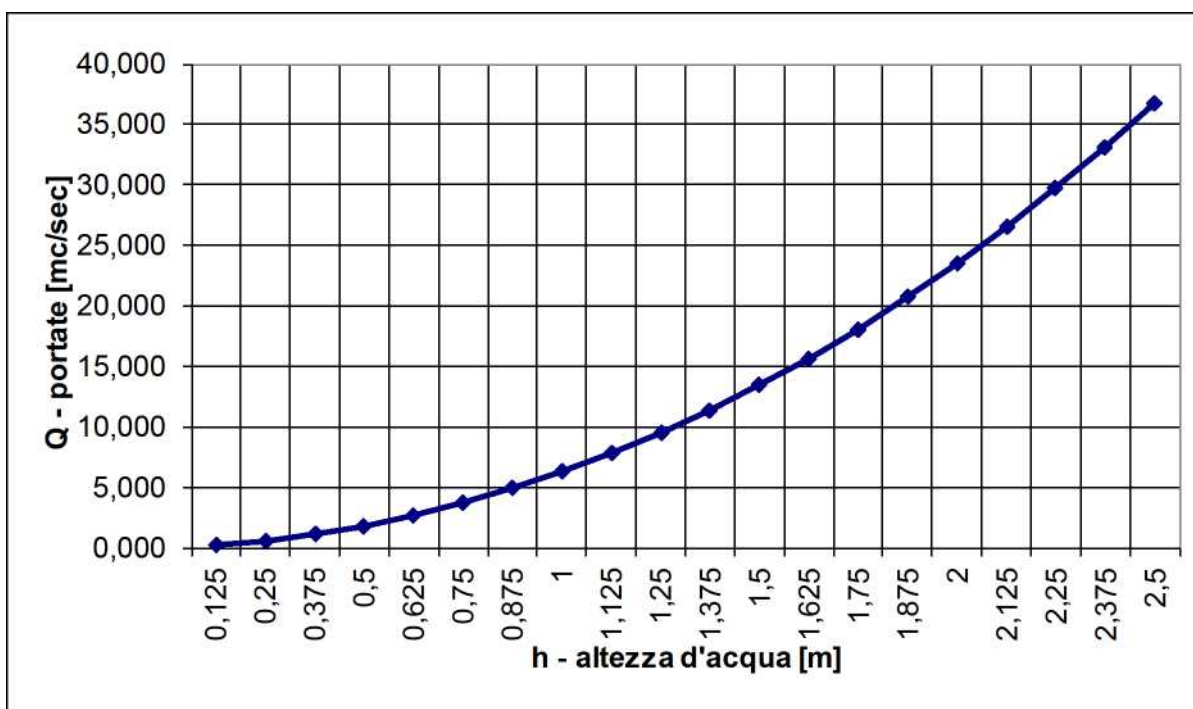
p	0%	Pendenza
m	0,55	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m³/sec]
0,13	0,154
0,25	0,528
0,38	1,082
0,50	1,800
0,63	2,678
0,75	3,715
0,88	4,912
1,00	6,273
1,13	7,800
1,25	9,498
1,38	11,370
1,50	13,421
1,63	15,656
1,75	18,078
1,88	20,691
2,00	23,502
2,13	26,512
2,25	29,729
2,38	33,154
2,50	36,793

*Software Freeware
distribuito da geologi.it*



h = altezza d'acqua **Q** = portata all'altezza d'acqua



6. Conclusioni

La portata di progetto che defluisce nel CANALE FINALE ESISTENTE per effetto del confluimento dei due canali di scolo denominati “Acque basse Gelsari - sottobacino 1” e “Acque basse Agnone - sottobacino 2”, aventi tutti la stessa sezione idraulica, è pari a $Q = 36.79 \text{ mc/s}$ per cui anche avendo considerato un tempo di ritorno di 30 anni, si ottiene in tutti i casi un accettabile margine di sicurezza:

- 1. sezione canale finale con portate provenienti dal bacino principale di 29.63 mc/s: altezza idraulica $h = 2.25 \text{ m}$
franco idraulico 0.25 m**
- 2. sezione acque basse Gelsari - sottobacino 1 con portata di 11.59 mc/s
altezza idraulica $h = 1.38$
franco idraulico 1.1 m**
- 3. sezione acque basse Agnone - sottobacino 2 con portata di 21.89 mc/s
altezza idraulica $h = 1.9$
franco idraulico 0.6 m**

Il Redattore

Dott. Geol. Massimo Tribulato