

Comune di  
Costa di Rovigo

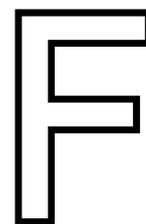


Provincia di  
Rovigo

# PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DELLA NUOVA MACROAREA PRODUTTIVA LUNGO LA STRADA PROVINCIALE N. 70

## VARIANTE GENERALE N. 5 AL P.U.A.

RELAZIONE IDROGEOLOGICA



FEBBRAIO 2019

### I SOGGETTI PROPONENTI:

COMUNE DI COSTA

COSTA SVILUPPO S.P.A.  
(Soc. in liquidazione)

VIBROCEMENTO VENETA S.R.L.

AGRICOSTA SOCIETA' AGRICOLA S.A.S.

AGRICOLA LAGHETTO S.A.S.

IL CONSULENTE SPECIALIZZATO:

ING. LAURO STIEVANO

SOCIETA' PROFESSIONALE DI PROGETTAZIONE

**PROJECT S.C.A.R.L.**

VIA MURE OSPEDALE n.21 - 45100 ROVIGO

TEL. 0425 24864/22998 - FAX. 0425 423201

info@project.191.it

ISCRIZIONE C.C.I.A.A. n°129808 dal 19 luglio 1999 C.F. 01124650290 P.IVA: 01124650290

IL RESPONSABILE DEL PROGETTO:

ARCH. PAOLO CATTOZZO

 UNI EN ISO 9001:2015 SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO Certificato n. 9293	13/05.PU	rev. n.	data	motivo
		01	24.03.18	Richiesta modifiche Responsabile SUAP del 07.03.2018
	RESPONSABILE PROGETTO	02	07.11.18	Modifiche conseguenti a concertazione con Amministrazione
	firma di controllo			

**PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI URBANIZZAZIONE DEL PIANO DI  
LOTTIZZAZIONE DI INIZIATIVA PRIVATA DELLA NUOVA AREA PRODUTTIVA  
LUNGO LA S.P. n. 70 IN COMUNE DI COSTA DI ROVIGO  
VARIANTE GENERALE AL PIANO n. 5**

---

## **INTRODUZIONE**

La relazione di cui trattasi, è sostanzialmente suddivisa in due parti.

Nella prima parte si affronta il dimensionamento della rete di condotte per lo smaltimento delle acque piovane dalle sedi viarie e dai vari lotti edificabili efferenti al piano di lottizzazione.

Nella seconda parte si tratta la valutazione dei sistemi di attenuazione della variazione idraulica dell'area oggetto di intervento e aree limitrofe, conseguente alla realizzazione delle nuove opere di urbanizzazione. In modo schematico tali interventi consistono in:

1. Mantenimento, per quanto possibile, della rete idrografica esistente;
2. Sezionamento e adeguamento di alcuni fossi esistenti;
3. Rettifica con adeguamento dimensionale del percorso di altri fossi esistenti sempre appartenenti alla rete idrografica;
4. Dimensionamento e individuazione di un volume di invaso di espansione ausiliario atto a mitigare eventuali eventi critici di particolare intensità.

**Il tutto nell'ottica di mantenere quanto più invariato possibile il quadro idrografico esistente in termini di portate di deflusso e in termini di sicurezza idraulica.**

Si precisa sin d'ora che le future autorizzazioni di allacciamento e scarico dei vari lotti alla rete di smaltimento delle acque piovane, dovrà essere assoggettata ad eventuali (se necessari) trattamenti preventivi dell'acqua da scaricare (in funzione della tipologia di insediamento) onde garantire le condizioni minime di legge per lo smaltimento delle acque stesse.

## PARTE PRIMA

### DIMENSIONAMENTO CONDOTTE DI PROGETTO

#### **1.1. RETE DI FOGNATURA**

La variante parziale al piano n. 1, come prima Il progetto esecutivo delle opere di urbanizzazione del piano di lottizzazione di iniziativa privata della nuova area produttiva lungo la S.P. n. 70 in Comune di Costa di Rovigo, prevede la realizzazione di due linee di fognatura, una per le acque nere e una per le acque piovane.

La presente relazione dimensionale va ad integrare e sostituire in alcuni parti la relazione del progetto esecutivo, visto che per effetto della nuova variante parziale al piano viene modificata la superficie lottizzata e di conseguenza le aree scolanti.

In particolare rimane invariato il dimensionamento del primo stralcio ovvero dei tratti 16-16A-17;18-17-SC;21-21A-20;19-20;22-23-SC;25-24-SC;26-26A-26B;27-27A-26B-29;28-28A-29-SC;30-30A-30B;31-30B-33;32-32A-33-SC;(vedi allegato n°2) mentre vengono ridimensionati e rinominati i tratti 1-2A;5-SC;8-SC e 7-2A non che viene realizzata una rete di caditoie lungo l'asta trasversale alla lottizzazione.

#### **1.2. LINEA DI FOGNATURA ACQUE PIOVANE MODIFICATE IN VARIANTE**

La rete fognaria delle acque meteoriche è pensata e progettata secondo una suddivisione in tratti indipendenti. Tale scelta è parsa opportuna in considerazione della notevole estensione delle aree edificabili, rispetto all'estensione e alla posizione della rete di fognatura, che andranno a versare nella rete stessa e la disponibilità in loco di un canale recettore denominato scolo Laghetto e di un nuovo canale trasversale a tale scolo.

In secondo luogo si è ottenuta una riduzione delle quote di scorrimento minime in riferimento alla quota di massima piena dello scolo Laghetto e del canale recettore Campagna Vecchia, determinata in +11,05 m. e della quota irrigua prevista in +10,50 m. dal caposaldo consorziale (posto sul ponte di attraversamento della S.P. 70 sullo scolo Laghetto, CS n° 627 a +13.4475).

Lo scolo Laghetto risezionato secondo quanto previsto nel progetto esecutivo originario e adeguato alle esigenze progettuali, continuerà a mantenere il collegamento con lo scolo consorziale Campagna Vecchia, che delimita il lato sud dell'area oggetto di intervento e che costituisce il naturale collettore di smaltimento dell'intera area produttiva. Inoltre, come detto, viene realizzato un'asta trasversale dello scolo Laghetto successivamente dimensionata per smaltire i nuovi apporti idrici.

Una siffatta suddivisione consente in primo luogo di mantenere delle sezioni del condotto di scolo entro limiti dimensionali normali e in secondo luogo di aumentare il coefficiente di sicurezza in caso di precipitazioni di particolare intensità, in quanto si riducono le aree scolanti all'interno di una condotta momentaneamente in crisi di funzionamento.

La linea di fognatura delle acque meteoriche sarà realizzata con tubi in calcestruzzo turbovibrocentrifugato, con diametri variabili da mm. 300 a mm. 1200.

Lungo la linea saranno predisposti opportuni allacciamenti ai lotti mediante posizionamento di pozzetti in cls da cm. 60 x cm. 60 x H., collegati alla rete principale mediante tubi in PVC diametro 315 mm., con chiusini in cls, per lotti fino a 15.000 mq. di superficie e pozzetti da cm. 80 x cm. 80 x H, collegati alla rete principale mediante tubi in PVC diametro 400 mm., con chiusini in cls, per lotti oltre i 15.000 mq. di superficie.

Ai lati della sede viaria saranno posizionati dei pozzetti da cm. 50 x cm. 50 x cm. 100 con caditoia e sifone realizzato mediante curva immersa a pescaggio sul fondo del pozzetto e collegata tra loro sempre con tubo in PVC. del diametro di mm. 160. e scaricano nel fosso con tubo di mm. 250. Le caditoie saranno in ghisa classe C250.

Lungo la linee principale saranno posizionati pozzetti di raccordo e ispezione delle dimensioni variabili dai cm. 100 x cm. 100 ai cm 120 x cm 120 fino ai cm 150 x cm 150. Le altezze interne saranno invece variabili a seconda delle esigenze e ottenute con la sovrapposizione di anelli di prolungamento, secondo quanto riportato negli elaborati dei profili longitudinali.

L'ispezione di tali pozzetti di linea sarà resa possibile da chiusini in ghisa sferoidale classe D400, con guarnizione in polietilene, a forma circolare, incernierati al telaio maestro e muniti di bloccaggio automatico con barra ad incastro elastica.

### 1.3. CALCOLO IDRAULICO E DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE CONDOTTE A GRAVITÀ

Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico delle condotte di scarico delle acque piovane, data la scarsa reperibilità di dati pluviometrici specifici della zona e la datazione degli stessi, si è presa in considerazione la curva di possibilità climatica desunta dalla seguente equazione:

$$h = a \times t^n = 0,045 \times t^{0,43}$$

relativa ad una durata critica di pioggia di circa un'ora, dove il valore 0,045, che rappresenta la costante della curva di pioggia, e il valore 0,43, che rappresenta l'esponente sempre della curva di pioggia, sono quelli previsti dal progetto generale delle fognature della città di Rovigo (1979).

E' stato considerato l'effetto di riduzione dell'area, che tiene conto del fatto che sulle aree circostanti l'area servita da un pluviografo l'altezza di pioggia, connessa ad un evento piovoso di durata  $d$ , risulta inferiore alla massima altezza che il pluviografo registra quando su di esso passa il centro di pioggia. Il metodo proposto da Puppini prevede la modifica dei coefficienti della legge di pioggia nel modo seguente:

$$d = a * \left( 1 - 0.052 * \frac{A}{100} + 0.002 \frac{A^2}{100} \right)$$

$$n' = n + 0.0175 * \frac{A}{100}$$

con  $A$  espressa in [ha].

E' stata considerata anche la variabilità temporale del coefficiente di afflusso  $\phi$ , considerando come esponente di pioggia al posto di  $n$   $n' = 4/3 * n$  (variazione proposta da Fantoli).

#### 1.4. METODO DI CALCOLO E VERIFICHE

Per la verifica idraulica della rete è stato utilizzato il metodo semplificato di Iannelli[1]. Tale metodo, che si fonda sui presupposti che sono alla base del metodo dell'Invaso, consente una valutazione diretta (cioè non iterativa), per quanto approssimata, dei volumi propri invasati. Esso si basa sui risultati ottenuti da G. Cotecchia [2] che ha individuato una relazione esistente tra l'area del bacino interessato e i valori del rapporto tra volume di invaso proprio e volumi dei piccoli invasi.

Tale metodo prevede l'introduzione di un parametro, il Coefficiente di Cotecchia, che in genere assume i seguenti valori:

0.27 per territori a forte pendenza;

0.29 per territori a media pendenza;

0.33 per territori a debole pendenza.

[1] Ingegneria Sanitaria, anno 1969 n. 4

[2] Ingegneria Sanitaria, anno 1964 n. 1

Per determinare l'effettiva quantità di acqua che va a confluire nei collettori di progetto si deve determinare i coefficienti di afflusso delle singole aree colanti

Per la determinazione di tali coefficienti si adotta la tabella proposta da ATV, attribuendo ad ogni area omogenea l'appropriato coefficiente.

Valori di punta orari del coefficiente di afflusso (ATV)	Coeff. afflusso $\phi_1$
Tetti di metallo o ardesia	0.95
Tetti normali in tegole di laterizio e cartone catramato	0.90
Tetti di cemento-amianto	0.50 - 0.70
Lastricato di asfalto e marciapiedi con manto impermeabile	0.85 - 0.90
Lastricato in pietra o legno, con connessioni sigillate	0.75 - 0.85
Lastricato in pietre di grande taglio senza sigillatura dei giunti	0.50 - 0.70

Massicciata in macadam all'acqua e lastricati in pietre di piccolo taglio	0.25 – 0.60
Viali inghiaati	0.15 – 0.30
Superfici non edificate, ferrovie	0.1 – 0.2
Superfici di parchi e giardini	0.05 – 0.1

Per un bacino costituito da più bacini tributari, a ognuno dei quali compete uno dei su indicati coefficienti di afflusso, il coefficiente risultante è dato dal seguente rapporto:

$$\varphi_{1R} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * \varphi_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Sulla base delle indicazioni prima esposte si procede nel determinare i parametri necessari per poi eseguire il progetto e la verifica della rete delle acque bianche.

#### 1.4.1. VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI AFFLUSSO MEDIO DELLE AREE EDIFICABILI

LOTTO 1 - SERVIZI		Superficie mq	$\varphi_1$	Sup. x $\varphi_1$
Superficie totale lotto mq	7.320			
Superficie edificabile coperta mq	30%	2.196	0,90	1.976
Lastricato (% della superficie non coperta)	50%	2.562	0,85	2.178
Verde (superficie rimanente)		2.562	0,10	256
Superficie totale ragugliata				4.410
<b><math>\varphi</math> medio</b>			<b>0,60</b>	

LOTTO 2 - ART. COMM.		Superficie mq	$\varphi_1$	Sup. x $\varphi_1$
Superficie totale lotto mq	18.324			
Superficie edificabile coperta mq	50%	9.162	0,90	8.246
Lastricato (% della superficie non coperta)	80%	7.330	0,85	6.230
Verde (superficie rimanente)		1.832	0,10	183
Superficie totale ragugliata				14.659
<b><math>\varphi</math> medio</b>			<b>0,80</b>	

LOTTO 19 - INDUSTRIALE		Superficie mq	$\varphi_1$	Sup. x $\varphi_1$
Superficie totale lotto mq	13.974			
Superficie edificabile coperta mq	50%	6.987	0,90	6.288
Lastricato (% della superficie non coperta)	80%	5.590	0,85	4.751
Verde (superficie rimanente)		1.397	0,10	140
Superficie totale ragugliata				11.179
<b><math>\varphi</math> medio</b>			<b>0,80</b>	

Per aree scolanti superiori ai due ettari si è tenuto conto anche del fattore di ritardo  $\psi$  un necessario correttivo del coefficiente di deflusso che, usato da solo, darebbe eccessivi valori di portata, specialmente nei bacini di scarsa pendenza e di grande estensione come nel caso in oggetto.

Date le difficoltà e l'aleatorietà di un'analisi minuziosa dei diversi fattori del coefficiente di riduzione conviene stabilire speditivamente il fattore di ritardo adottando una delle formule empiriche esistenti in bibliografia specifica e dedotte dall'esame di numerosi casi concreti assumendo di determinare il fattore di ritardo con la formula del Burkli.

$$\psi = \frac{i}{\sqrt[n]{A}}$$

Con:  $i$ =pendenza media del bacino;

$A$ =area del bacino;

$n$ =indice che tiene conto della forma del bacino e della capacità di ritenuta superficiale;

$\psi$ =fattore di ritardo pari ad un valore di 0,80 a titolo cautelativo.

#### **1.4.2. DETERMINAZIONE DEI SOTTOBACINI E DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO MEDIO**

Si suddivide l'area totale del piano di lottizzazione in n°42 bacini e per ognuno di loro vengono determinati dei sottobacini che identificano per ogni area la quota parte di superficie destinata a lotto, strade e verde.(vedi tav. 7A bacini idraulici:stato di fatto e di progetto).

##### determinazione delle aree scolanti per ogni tratto

Individuato lo schema di calcolo (vedi tav. 8a Rete acque bianche) si procede nell'individuare le aree scolanti per ogni tratto ed i rispettivi coefficienti di afflusso.

TRATTO 5-SC							
Tratto	Tratti confluenti	Bacini confluenti	Superficie bacini confluenti in Ha	Coefficiente medio dei sottobacino	correzione di BURKLI per sup>2Ha coeff*0,8	Coefficiente medio del bacino	Superficie totale del bacino
5-5A		24V	0,3369	0,10	0,10	0,43	0,61
		24S	0,2718	0,85	0,85		
5A-5B	5-5A					0,65	3,4583
		24L	3,2206	0,80	0,64		
		23S	0,2377	0,85	0,85		
5B-5C	5A-5B				0,64	0,64	3,0000
		23L	3,0000	0,80			
5C-5D	5B-5C					0,68	3,6855
		22L	2,9965	0,80	0,64		
		22S	0,6890	0,85	0,85		
5D-5E	5C-5D					0,65	5,0030
		21L	4,6918	0,80	0,64		
		22S	0,3112	0,85	0,85		
5E-5C	5D-5E					0,80	1,2293
		20L	0,9587	0,80	0,80		
		20S	0,2584	0,85	0,85		
		20V	0,0122	0,10	0,10		
TRATTO 7-2A							
Tratto	Tratti confluenti	Bacini confluenti	Superficie bacini confluenti in Ha	Coefficiente medio del bacino	correzione di BURKLI per sup>2Ha coeff*0,8	Coefficiente medio del bacino	Superficie totale del bacino
7-7A		19L	2,5900	0,80	0,64	0,65	2,8907
		18S	0,2716	0,85	0,85		
		18V	0,0291	0,10	0,10		
7A-2A	7-7A					0,70	0,4590
		17S	0,3659	0,85	0,85		
		17V	0,0931	0,10	0,10		
TRATTO 1-SC							
Tratto	Tratti confluenti	Bacini confluenti	Superficie bacini confluenti in Ha	Coefficiente medio del bacino	correzione di BURKLI per sup>2Ha coeff*0,8	Coefficiente medio del bacino	Superficie totale del bacino

1-1A		15S	0,4008	0,85	0,85	<b>0,85</b>	<b>0,4008</b>
1A-2A	1-1A					<b>0,66</b>	<b>2,7114</b>
		14L	2,3813	0,80	0,64		
		16S	0,2919	0,85	0,85		
		16V	0,0382	0,10	0,10		
2A-SC	1A-2A		3,1122	0,63	0,63	<b>0,65</b>	<b>6,4619</b>
	7A-2A		3,3497	0,66	0,66		
<b>TRATTO 8-SC</b>							
<b>Tratto</b>	<b>Tratti confluenti</b>	<b>Bacini confluenti</b>	<b>Superficie bacini confluenti in Ha</b>	<b>Coefficiente medio del bacino</b>	<b>correzione di BURKLI per sup&gt;2Ha coeff*0,8</b>	<b>Coefficiente medio del bacino</b>	<b>Superficie totale del bacino</b>
8-8A		2L	2,8529	0,80	0,64	<b>0,64</b>	<b>5,3689</b>
		3AL	2,3487	0,80	0,64		
		7AS	0,1301	0,85	0,85		
		7AV	0,0372	0,10	0,10		
8A-SC	8-8A					<b>0,68</b>	<b>6,2436</b>
		5L	1,7705	0,80	0,80		
		4AL	4,3782	0,80	0,64		
		7BS	0,0620	0,85	0,85		
		7BV	0,0329	0,10	0,10		

Gli elaborati di calcolo (allegato n°1) descrivono in dettaglio il progetto e la verifica dei singoli tratti. Si riassume:

#### TRATTO 5-SC

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
5-5A	cls 300	0.033	0.001	0.166	55.18	0.83
5A-5B	cls 600	0.267	0.001	0.387	64.46	1.39
5B-5C	cls 800	0.461	0.001	0.447	55.87	1.60
5C-5D	cls 1000	0.717	0.001	0.509	50.88	1.78
5D-5E	cls 1000	0.870	0.001	0.572	57.22	1.87
5E-SC	cls 1000	1.130	0.001	0.683	68.34	1.98

#### TRATTO 7-2A

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
7-7A	cls 600	0.212	0.001	0.332	55.40	1.32
7A-2A	cls 800	0.351	0.001	0.380	47.45	1.49

### TRATTO 1-2A

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
1-1A	cls 400	0.065	0.001	0.209	52.32	0.98
1A-2A	cls 800	0.346	0.001	0.377	47.06	1.49

### TRATTO 8-SC

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
8-8a	cls 600	0.313	0.001	0.436	72.65	1.42
8A-Sc	cls 800	0.682	0.001	0.587	73.32	1.73

Legenda:

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

hmin = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

hmax = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

Grmax = grado di riempimento massimo

Vmax = velocità massima

### 1.5. DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE 2A-SC

Viste le portate prodotte dai collettori 7-2A e 1-2A da scaricare nel fosso trasversale si procede nel calcolare e verificare un collettore utile a smaltire gli apporti idrici dei tratti fognari in oggetto.

Le portate in gioco sono:

tratto 7-2A  $Q=0,351$  mc/s;

tratto 1-2A  $Q=0,346$  mc/s;

per un totale di  $Q=0.697$  mc/s.

Oltre a queste portate è stato collegato al collettore 2A-SC anche lo scarico del fosso E-E1, fosso di scarico del laghetto ditta Pagnan, con un tubo di diametro mm. 800 con portata pari  $Q_{\text{fosso}}=0,430$  mc/s per cui la portata massima da smaltire è  $Q_{\text{tot}}= 1,127$ mc/s.

si procede alla verifica del tratto 2A-SC con un tubo di diametro mm. 1200:

tratto 2A-SC								
Dati canale:	Diametro=	<b>1,2</b>	metri					
	Area	1,1309724	m <sup>2</sup>					
	Pendenza canale=	<b>0,002</b>	m/m	in %	<b>0,2</b>			
	Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	<b>80</b>						
	Portata di progetto=	<b>1,127</b>	mc/s					
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
<b>60%</b>	<b>202,48</b>	<b>3,53</b>	<b>0,68</b>	<b>2,12</b>	<b>0,32</b>	<b>1,13</b>	<b>0,717</b>	<b>1,669</b>

Per cui il collettore circolare in vibrocemento centrifugato di diametro mm 1200 riesce completamente a smaltire le portate di progetto prima calcolate.

## 1.6. DIMENSIONAMENTO DEL CADITOIE

Per l'asta trasversale della lottizzazione in oggetto si è optato per la realizzazione di una rete di caditoie a distanza costante di m 20 collegate tra loro.

I bacini interessati sono il bacino 7 e il bacino 11. (tav. 7A bacini idraulici: stato di fatto e di progetto).

Tale rete collega tre caditoie che scaricano direttamente nel fosso trasversale, ipotizzando un'area scolante totale pari alla somma dell'area dei due bacini pari a 4,8525 Ha e dallo schema delle acque bianche si individuano 12 reti di caditoie allora ogni rete deve smaltire un bacino di 0,4044 Ha con coefficiente di deflusso medio pari a 0,78.

Considerata la curva di possibilità pluviometria e ipotizzato un tempo pari ad un ora si determina un'altezza di pioggia pari a :

$$h = a * t^n = 45 * 1^{0,43} = 45 \text{ mm}$$

per cui la portata massima da smaltire è pari a:

$$Q = \frac{\varphi * h * A}{0,360} = \frac{0,78 * 45 * 0,4044}{0,360} = 39,429 \text{ l/sec} = 0,0039 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Ipotizzando di collegare le caditoie con tubi in PVC da mm 160 ed utilizzando come scarico nel fosso tubi di diametro mm 250 la verifica è abbondantemente soddisfatta.

tratto caditoie								
Dati canale:	Diametro=	<b>0,16</b>	metri					
	Area	0,020106176	m <sup>2</sup>					
	Pendenza canale=	<b>0,002</b>	m/m	in %	<b>0,2</b>			
	Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	<b>120</b>						
	Portata di progetto=	<b>0,0039</b>	mc/s					
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
<b>34%</b>	<b>143,76</b>	<b>2,51</b>	<b>0,01</b>	<b>0,20</b>	<b>0,03</b>	<b>0,0039</b>	<b>0,055</b>	<b>0,569</b>

\_\_\_\_\_

PARTE SECONDA  
VALUTAZIONE DEL SISTEMA IDROGRAFICO

### 2.1. PREMESSA

Scopo della valutazione è quello di verificare l'ammissibilità del Piano di Lottizzazione previsto relativamente alle interferenze che la nuova destinazione d'uso e conseguenti trasformazioni del suolo possono determinare sul regime idraulico esistente, nonché su eventuali dissesti idraulici presenti o potenziali.

In linea di principio la valutazione si dovrebbe sviluppare in due fasi. Una prima fase in cui si analizzano i dati preliminari relativi allo stato di fatto dell'area in questione in relazione alla rete idrografica locale recettrice delle acque di pioggia, alle caratteristiche morfologiche e idrauliche della rete idrografica e alla valutazione della criticità intrinseca.

Una seconda fase in cui si valutano agli apporti idrici aggiuntivi che il nuovo assetto territoriale previsto determinerà sulla rete idrografica e alla capacità o meno della stessa di assorbire tali nuovi apporti idrici.

Nella valutazione saranno determinati:

- variazione dei contributi idraulici specifici;
- capacità della rete drenante di assorbire i nuovi apporti (stima portata massima);
- individuazione di misure compensative atte ad annullare, in termini idraulici, gli effetti prodotti dagli apporti idrici aggiuntivi.

Dall'analisi dei seguenti parametri:

- portate attuali idrografiche della rete locale;
- maggior apporto idraulico alle portate attuali generato dalla nuova zonizzazione;
- portata massima della rete idrografica locale;
- dissesti idraulici presenti o potenziali locali;

si stabilirà l'ammissibilità o meno dello smaltimento del maggior apporto idraulico nella rete idrografica locale esistente. In caso di analisi negativa si passerà ad individuare, in alternativa, interventi per lo smaltimento autonomo delle quote di maggior apporto idraulico o il temporaneo accumulo e successivo rilascio della stessa quota di maggior apporto idraulico non immediatamente recepitibile dalla rete idrografica locale.

**Al fine di ottenere una positiva valutazione sulla compatibilità idraulica dell'intervento in questione secondo i principi sopra esposti, il fatto di conoscere a priori l'esistenza di una criticità idraulica della rete di smaltimento locale, porta direttamente ad una valutazione di fatto di misure compensative autonome quali lo smaltimento delle quote di maggior apporto idraulico mediante il temporaneo accumulo in bacini di invaso e il**

**successivo lento rilascio della stessa quota di maggior apporto idraulico non immediatamente recepibile dalla rete idrografica locale.**

## **2.2. METODOLOGIA DI CALCOLO E VERIFICA**

La valutazione dell'impatto idraulico della nuova urbanizzazione deriva dalle tipologie di superfici presenti: edificabile, verde, parcheggi e strade.

Ogni superficie è caratterizzata da un coefficiente di afflusso  $\phi_{ij}$  indice della diversa proprietà di risposta idrologica.

Per il complesso dell'intervento si determina il coefficiente di afflusso medio  $\phi_{iR}$  quale media ponderata della somma dei diversi contributi di ogni tipologia di superficie presente.

Si individua quindi l'evento pluviometrico di riferimento da porre a base della eventuale verifica idraulica del sistema idrografico locale o, come nel nostro caso specifico, per il dimensionamento delle opere compensative.

Si determina quindi la portata massima indotta dalla nuova urbanizzazione prevista, con riferimento alle condizioni di drenaggio antecedente al piano di Lottizzazione, valutando quindi il maggior apporto idrico.

## **2.3. DESCRIZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE TERRITORIALE ESISTENTE E DELLE PREVISIONI DI P.D.L.**

Come già visto nel calcolo delle linee fognarie il piano oggetto della presente relazione interessa una superficie territoriale comprese di circa 152,30 Ha.

Attualmente sono individuabili le seguenti caratterizzazioni territoriali:( vedi tav. 7A Bacini idraulici: stato di fatto e di progetto)

terreni interessati alla futura lottizzazione	Ha	99,45
Terreni agricoli adiacenti alla lottizzazione che scarico sulla rete locale	Ha	52,84
<hr/>		
TOTALE SUPERFICI	Ha	152,300

Il Piano di Lottizzazione individua invece le seguenti caratterizzazioni del territorio interessato:

terreni lottizzati	Ha	99,45x0,62
Terreni adiacenti alla lottizzazione che scaricano nella rete locale	Ha	52,84x0,08
<hr/>		
TOTALE SUPERFICI	Ha	152,300
TOTALE SUPERFICI IMPERMEABILIZZATE E RAGGUAGLIATE	Ha	65,88

#### 2.4. COEFFICIENTE DI AFFLUSSO.

Alla base della determinazione dell'apporto idrico della nuova zonizzazione, si pone il coefficiente di deflusso dell'area oggetto di intervento.

Come già visto nel calcolo delle fognature:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * \varphi_{li}}{\sum_i A_i}$$

Il  $\varphi$  pesato per l'intera area è pari a 0,43.

#### 2.5. INDIVIDUAZIONE PRECIPITAZIONI DI RIFERIMENTO

Sempre allo scopo di determinare l'apporto idrico della nuova zonizzazione è necessario valutare preliminarmente le precipitazioni di riferimento per la zona.

Come in precedenza si individua la curva di possibilità climatica

$$h = a \cdot t^n$$

coefficiente curva segnalatrice di pioggia:  $a = 0,045$

esponente della curva segnalatrice di pioggia:  $n = 0,430$

#### 2.6. DIMENSIONAMENTO OPERE COMPENSATIVE

Il bacino è caratterizzato come visto da una superficie complessiva di 152,300 ed un coefficiente di afflusso pari a 0,43.

Il tempo di corrivazione è dato dalla somma tra il tempo di accesso alla rete e il tempo impiegato dall'acqua per percorrere i singoli tratti della rete.

Si definiscono:

Tc = tempo di corrivazione

Ta = tempo di accesso alla rete

Tr = tempo impiegato dall'acqua per percorrere i singoli tratti della rete.

$$Tr = \frac{\sum L}{v}$$

dove

L = lunghezza singoli tratti della rete

v = velocità di moto uniforme in caso di riempimento.

Dal dimensionamento idraulico dei collettori si individua il tratto 5-SC come tratto più lungo di fognatura che appartiene al bacino in questione

Ipotizzando un diametro medio dei collettori del tratto 5-SC di 800 mm, una velocità media di v = 0,865m/s e una lunghezza totale del tratto di 580 m si ottiene:

$$Tr = \frac{580}{1,329} = 436 \text{ sec}$$

Da letteratura tecnica specifica in materia per il tempo di accesso Ta si può assumere un valore compreso tra 5 e 15 minuti, in funzione dell'estensione dell'intervento.

Date le dimensioni dell'area in questione si assume Ta = 15 minuti (900 sec).

Il tempo di corrivazione Tc risulta pertanto pari a:

$$Tc = 436 + 900 = 1336 \text{ sec} = 22.26 \text{ min} = 0,37 \text{ ore}$$

Ai fini del dimensionamento dei bacini di invaso a lento rilascio, si fa riferimento alla valutazione della portata da smaltire in base alla seguente relazione:

$$q(l/s) = \frac{\varphi * i * A}{0,360}$$

dove:

$\varphi$  è il coefficiente di deflusso medio del bacino pari a 0,43

$i$  è l'intensità critica di pioggia desunta dalla curva segnalatrice di pioggia.

$A$  è l'area totale del bacino, già visto in precedenza, pari a 152,30 Ha.

Tramite la curva di possibilità pluviometrica

$$i = a \cdot t_c^{n-1}$$

$$i = 0,045 * 0.37^{0,43-1} = 0,079 \text{ m/ora} = 79 \text{ mm/ora}$$

Valutiamo l'apporto idrico nella situazione territoriale attuale.

Trattandosi un'area di utilizzo prevalentemente a seminativo si può ipotizzare come un'area verde non urbanizzata, dove  $\varphi$  è pari a 0,10, con la relazione sopra richiamata si ottiene una portata:

$$Q_{out} = \frac{\varphi * i * A}{0,360} = \frac{0.10 * 0.079 * 152.30}{0.360} = 3,34 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

la presenza della tombinatura con lo scatolare di dimensioni cm 150x150 rappresenta una limitazione di portata infatti si ipotizza un flusso di uscita non di 3,34 m<sup>3</sup>/sec ma una portata pari alla portata massima che può scolare lo scatolare stesso ossia:

$$Q_{out} = 1,79m^3 / sec$$

Si valuta poi l'apporto idrico nella situazione territoriale modificata dalle previsioni del Piano in oggetto che tiene conto sia della nuova urbanizzazione sia dei terreni esterni alla lottizzazione che però scaricano nel rete idraulica interna al piano.

Con  $\varphi$  coefficiente di deflusso medio complessivo prima determinato, pari a 0,43, e con la relazione sopra richiamata si ottiene una portata

$$Q_{in} = \frac{\varphi * i * A}{0,360} = \frac{0,43 * 0,079 * 152,300}{0,360} = 14,37m^3 / sec$$

Per il proporzionamento del volume invasato e quindi della vasca di laminazione e del relativo volume massimo che la vasca stessa deve avere per fare fronte all'evento meteorologico più pericoloso, si fa riferimento al metodo dell'invaso.

Partendo dalle considerazioni sopra esposte e considerando gli invasi a monte (dato dal volume delle condotte fognarie di nuova realizzazione sulla base di un diametro medio di 800 mm per una lunghezza complessiva di circa 1500 m, dai piccoli invasi fissati in media a 80 mc/Ha ) pari a:

$$V = 0,40^2 * \pi * 1500 + 80 * 152.300 = 12938mc ;$$

rimane determinato il volume massimo della vasca di laminazione e il tempo critico di massimo riempimento come riportato nell'elaborato di calcolo.(vedi allegato n. 3)

Il volume massimo da invasare determinato è pari a:

$$V = 44021mc \quad in \ t=10 \ ore$$

*Si nota che tale valore corrisponde a  $\frac{V}{S} = \frac{44021}{152,3} \cong 289mc / Ha$  valore in linea con le indicazioni espresse dal dati di letteratura tecnica in relazione al dimensionamento delle vasche di laminazione che consiglia un volume pari a 300mc/Ha per aree artigianali-industriali.*