



## RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

### 1. PREMESSA

L'intervento in oggetto riguarda la redazione del Piano di Recupero relativo all'area denominata ex-Macevi, situata in prossimità del centro storico della città di Mogliano Veneto. L'ambito è il risultato della dismissione, ormai avvenuta da tempo, della funzione legata all'attività dell'omonima azienda specializzata nella produzione di manufatti in cemento. Dal trasferimento dell'azienda e dalla dismissione del campo sportivo della proMogliano, l'area è rimasta in stato di "abbandono" da decenni rivestendo sporadicamente il ruolo di parcheggio durante particolari manifestazioni della città.

Il Piano di recupero è segnato da seguenti vincoli:

- vincolo di distacco cimiteriale
- vincolo ai sensi della L.n. 1089 del 1938
- limite di inedificabilità con grado di protezione da PRG
- vincolo ai sensi della L.n. 431 del 1985

#### 1.1 Finalità principali

Il progetto di riqualificazione urbana costituito dal Piano di Recupero ha come finalità principale la conformazione dello spazio centrale reso flessibile a diventare interfaccia tra le diverse condizioni del suo intorno.

La nuova composizione dell'area prevede la definizione degli spazi legati alle attività di supermercato, volumi residenziali con l'inserimento di un'area pubblica che connette, collega, struttura tutto l'ambito di intervento.

Il parco diventa l'elemento fondamentale dell'intero intervento e regola i rapporti tra le parti costruite di progetto e preesistenti.

La progettazione di un parco rappresenta sempre di per sé un'occasione da molti punti di vista: ambientale, paesaggistico, economico, sociale. L'occasione per il sito ex\_Macevi ha il valore anche di azione di "riscatto" per un'area a lungo contrattata nelle sue forme e nelle sue diverse destinazioni. Quest'aspetto carica ulteriormente il valore del progetto inteso come "infrastruttura pubblica" capace quindi di porsi non solo come nuova destinazione funzionale dell'area ma soprattutto come nuovo elemento per strutturare una vasta parte di territorio che coinvolge la città di Mogliano.

#### 1.2 Materiali previsti

La scelta dei materiali è avvenuta considerando la valenza di spazio pubblico del parco sottoposto ad uso intenso e quindi ad usura e con necessità di bassa manutenzione.

I percorsi sono previsti in calcestruzzo tipo chromofibre. L'uso di un agglomerato consente di avere una pavimentazione continua e con raccordi curvilinei per consentire la massima fluidità dei percorsi. Il pavimento cls è separato dagli altri materiali attraverso una lama di ferro che ne agevola la posa fungendo da cassero a perdere.

Sul fronte dell'edificio in prossimità di Via Zermanesa e dell'ambito dell'attività commerciale sono state definite delle aree in cotto, utili a evidenziare dei suoli per la sosta e le attività pubbliche. Lo stesso materiale caratterizza tre isole del parco.

Le isole in erba sono contornate da un grigliato erboso in cemento tipo a quadretti, questa "aureola" consente una permeabilità della superficie, una facilità nei movimenti tra isola ed isola e una facile gestione del verde erboso e tappezzante.

Gli arredi sono previsti con rivestimento in pietra bianca in corrispondenza delle "piazzette" in cotto, in calcestruzzo nelle isole ribassate formate da sedute circolari di diametro 50cm e altezza 50cm, e in ferro per le sedute fisse dotate di schienale e situate negli spazi più ampi. Quest'ultime sono state dislocate ad organizzazione libera negli ambiti di maggior utilizzo al fine di favorire la libera sosta in una dimensione "domestica".

## 2. INTRODUZIONE

Trattandosi di un caso di "demolizione con ricostruzione", le *"Ulteriori precisazioni relative all'applicazione delle Ordinanze del Commissario Delegato n. 2, 3 e 4 del 22.01.2008, in materia di prevenzione dal rischio idraulico"* pubblicate in data 11/08/2008 precisano che *"...una volta demolito il fabbricato preesistente, il nuovo edificio da realizzarsi va considerato come un "nuovo intervento edilizio", che si configura quindi come una nuova edificazione, per la quale – nel calcolo delle soglie previste dalle Ordinanze - non possono essere scomputati né la superficie, né il volume del fabbricato preesistente..."*.

Secondo tale precisazione e l'articolo n° 2 dell'ordinanza n° 3 del 22.01.2008 del Commissario, per interventi di nuova edificazione di volumetria superiore a 1000 mc o comunque comportanti una riduzione della superficie permeabile di pertinenza superiore a 200 mq – come nel presente caso – *"deve essere predisposta una verifica di compatibilità idraulica del progetto, avente le finalità di cui all'Allegato A della deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1322 del 10.05.2006 come integrato con deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1841 del 19.06.2007, recante le Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli aspetti urbanistici"*.

Si sono pertanto ipotizzate le superfici esistenti come aree agricole, dimensionando la rete di raccolta e di laminazione per eventi con un tempo di ritorno pari a 50 anni, così come previsto dalla DGR 1841/07 e dall'Ordinanza n. 3 del 22.01.08 del *"Commissario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto"* (O.P.C.M. n. 3621 del 18.10.2007) pubblicata sul B.U.R. n.10 del 01.02.2008.

Considerate le volumetrie (maggiori di 2.000 mc) e le superfici oggetto di modifica di uso del suolo (maggiori di 1000 mq) la verifica di compatibilità si perfezionerà con l'acquisizione del parere favorevole espresso al riguardo dal Consorzio di Bonifica competente *"Acque Risorgive"* (Art n. 2 dell'Ordinanza n. 3)

## 2.1 Studio idrologico

Per il presente progetto sono state utilizzate le curve di possibilità pluviometrica a due parametri riportate nella Relazione pubblicata dal Commissario Delegato “*Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l’individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento*” relative alla **zona costiera-lagunare**.

Il tempo di ritorno a cui si farà riferimento per il dimensionamento della rete e dei relativi manufatti sarà di 50 anni, con leggi pluviometriche fornite dalle espressioni:

$$h = 6.7 \cdot \tau^{0.619} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 5 e 45 minuti}$$

$$h = 9.1 \cdot \tau^{0.520} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 10 minuti e 1 ora}$$

$$h = 13.8 \cdot \tau^{0.399} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 15 minuti e 3 ore}$$

$$h = 19.1 \cdot \tau^{0.324} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 30 minuti e 6 ore}$$

$$h = 22.8 \cdot \tau^{0.286} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 45 minuti e 12 ore}$$

$$h = 26.0 \cdot \tau^{0.261} \quad \text{per piogge con durata compresa tra 1 ora e 24 ore}$$

Considerate le ridotte dimensioni dell’area scolante si utilizzerà la curva espressa dalla relazione

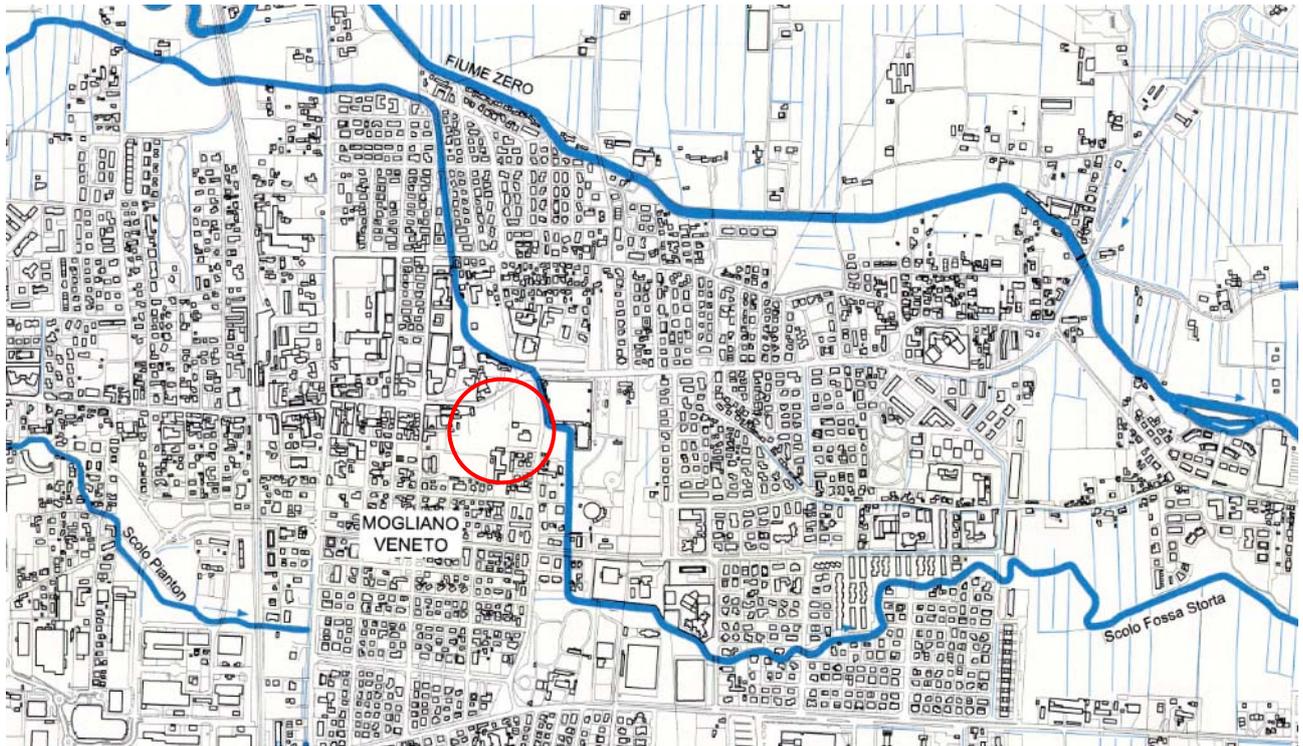
$$h = 6.7 \cdot \tau^{0.619} \quad \text{valida per piogge con durata compresa tra 5 e 45 minuti.}$$

## 2.2 Stato di fatto idraulico

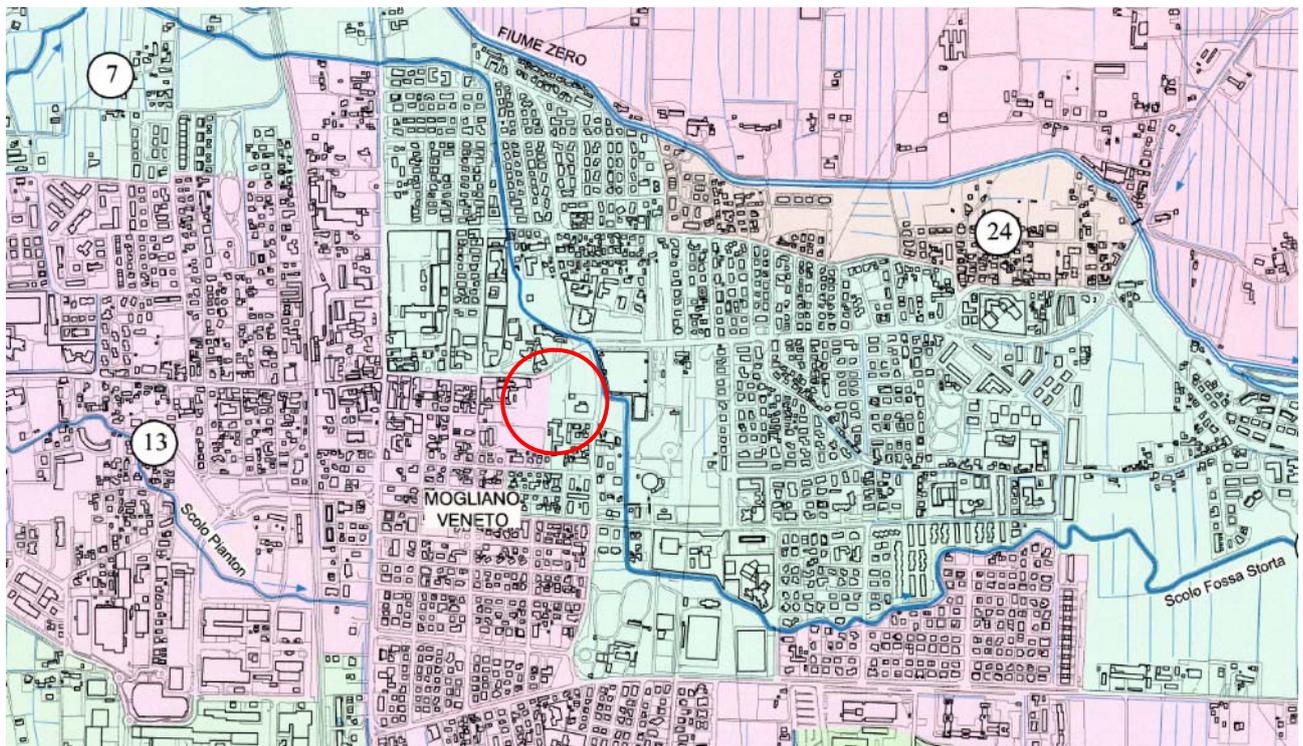
In base agli strumenti urbanistici del Comune di Mogliano Veneto, l’area oggetto d’intervento si trova all’interno dell’ATO n° 3 em dalle informazioni ricavate dalla Valutazione di Compatibilità Idraulica del PAT, ha come corpo recettore finale lo scolo consortile “Fossa Storta”.

Si riportano di seguito, con indicata la posizione dell’area di intervento, gli estratti planimetrici degli allegati al PAT riguardanti:

- Carta Idrografica
- Carta dei Bacini Idrografici;
- Carta degli allagamenti;
- Carta del rischio idraulica;
- Carta Idrogeologica;

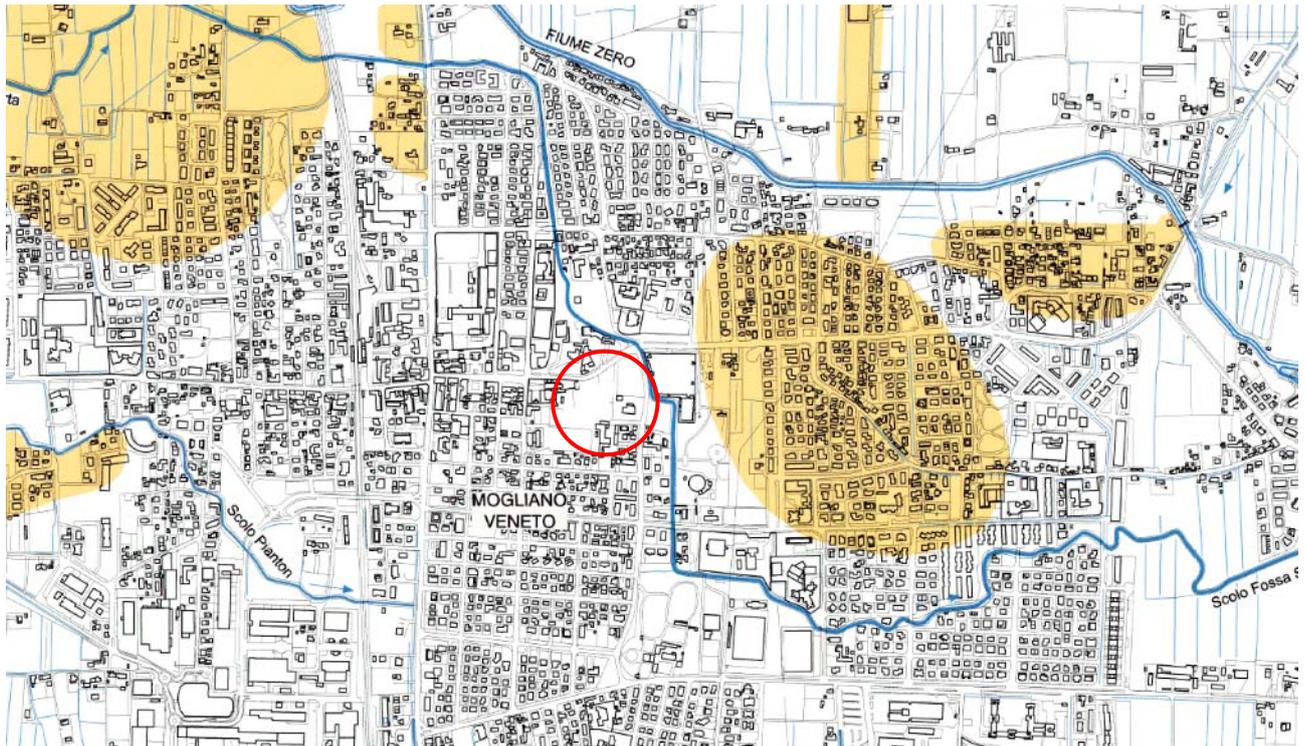


PAT Comune di Mogliano Veneto: Carta idrografica.



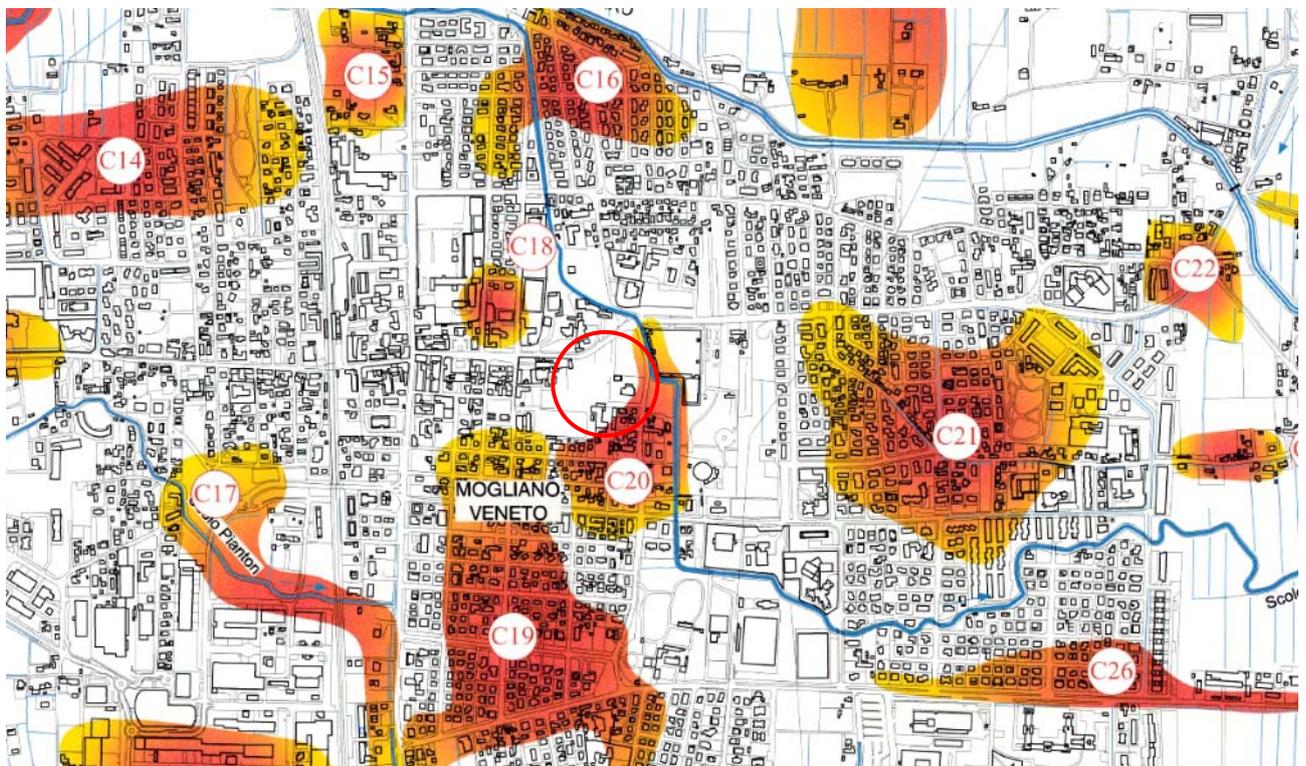
PAT Comune di Mogliano Veneto: Carta dei bacini idrografici

L'area si trova all'interno del bacino n° 7 "Fossa Storta"



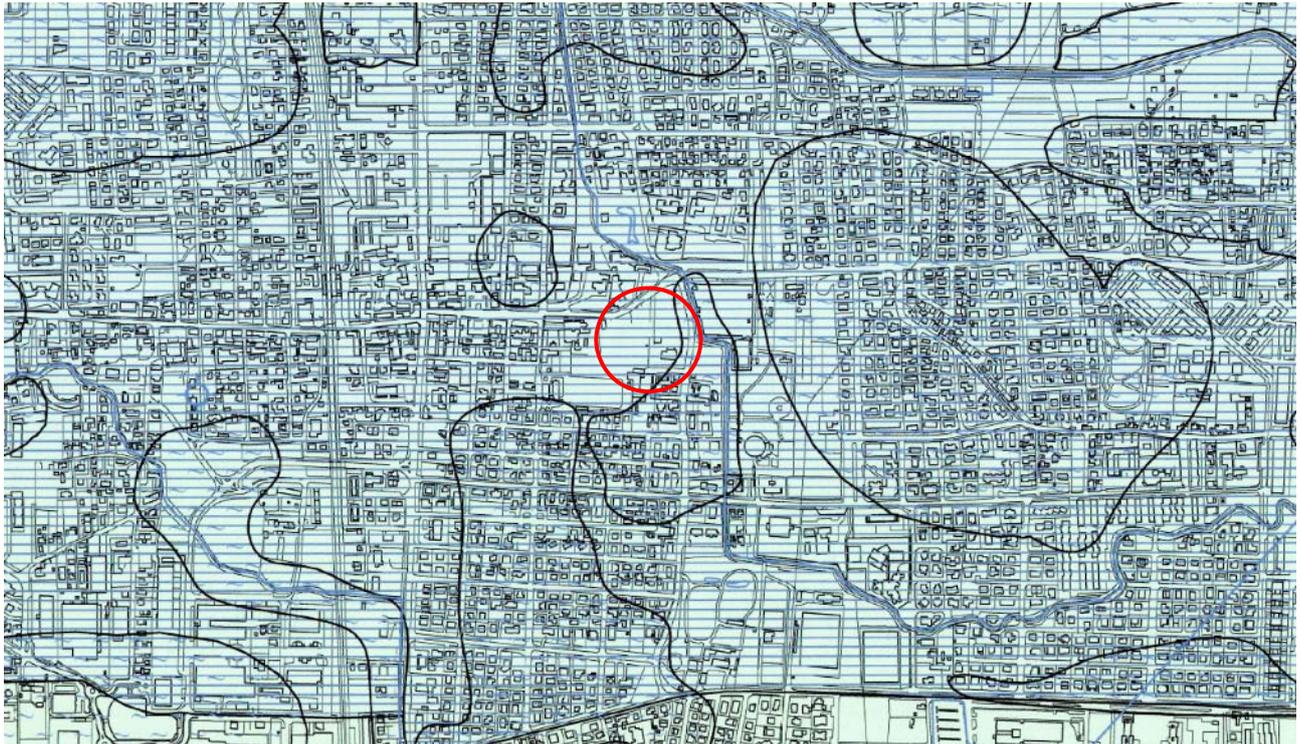
PAT Comune di Mogliano Veneto: Carta degli allagamenti

L'area non è stata soggetta ad allagamenti a causa degli eventi meteo del 2006 e del 2007.



PAT Comune di Mogliano Veneto: Carta del rischio idraulico.

L'area si trova adiacente alla zona identificata dal codice C20 così di seguito definita nell'elaborato Valutazione di Compatibilità Idraulica del PAT "...CRITICITÀ 20 – Bacino Fognario via Giuseppe Verdi: tubazione in contropendenza e di dimensioni insufficiente; restringimento lungo la Fossa Storta per mezzo di un tombinamento in parte ostruito"



*PAT Comune di Mogliano Veneto: Carta Idrogeologica.*

L'area è caratterizzata da deflusso difficoltoso ed è soggetta a inondazioni periodiche

Attualmente l'area in questione non è dotata di alcun sistema di raccolta e deflusso delle acque meteoriche. Le acque scolanti vengono eliminate per infiltrazione, evaporazione e per deflusso naturale verso la rete di fognatura bianca presente in via Zermanesa.

L'area presenta delle quote altimetriche abbastanza omogenee con una pendenza principale da ovest verso est, con il fronte lato via Giuseppe Verdi più basso rispetto al lato ovest e al fronte su via Zermanesa.

L'area non presenta alcuna affossatura o scolina.

Sempre nella Valutazione di Compatibilità Idraulica del PAT è riportato che per garantire la sicurezza idraulica con un tempo di ritorno di 50 anni si è ammesso un rilascio massimo delle portate generate dalle aree sottoposte a trasformazione pari a:

- 10 l/s/ha nel caso in cui il ricettore delle portate non presenti nel punto di recapito criticità segnalate e l'area non ricada in una zona a rischio;
- 5 l/s/ha nel caso in cui l'area sottoposta a trasformazione rientri in una zona a rischio o il sistema di recapito risulti attualmente al limite delle proprie capacità di trasporto e smaltimento.

**Per il presente intervento ci si trova evidentemente nel caso di un'area a rischio, pertanto il rilascio massimo delle portate sarà posto pari a 5 l/s,ha.**

### **2.3 Scelte progettuali**

Per limitare l'incremento della risposta idrologica del territorio verranno adottati dispositivi ed accorgimenti atti a migliorare le condizioni attuali sotto il punto di vista idraulico, limitando il valore

al colmo della portata generata e ripristinando la perdita dei volumi d'invaso indotta dalla trasformazione del territorio eseguita a suo tempo.

Il dimensionamento di questi dispositivi è legato non solo alla massima portata che può essere scaricata nel recapito finale, ma anche e soprattutto da considerazioni riguardo la gestione e manutenzione degli stessi: una regolazione della portata scaricata nel corpo recettore finale mediante delle elettropompe ad esempio è senza dubbio da escludere per gli onerosi costi di gestione e manutenzione.

Ai fini di una migliore fruibilità degli spazi esterni, considerata la destinazione d'uso del lotto, si utilizzerà una vasca di accumulo in calcestruzzo interrata dotata di una luce a battente dimensionata per far passare al massimo una portata di 5 l/s,ha e una luce a stramazzo per far defluire le portate di piena.

Questa soluzione, peraltro prevista come possibile soluzione nella Valutazione di Compatibilità Idraulica del PAT, consentirà di laminare tutti i metri cubi necessari per garantire l'invarianza idraulica; una quota parte verrà laminata anche dalla rete di raccolta di progetto, la quale anche se non di dimensioni maggiorate, verrà calcolata per essere in grado di smaltire le portate di picco per tempi di ritorno di 50 anni.

La vasca verrà posizionata al di sotto del parcheggio situato sul lato est del lotto immediatamente a confine con via Giuseppe Verdi e poco a monte dell'immissione nello scolo Fossa Storta.

Il punto di recapito è stato individuato direttamente nello scolo consortile "Fossa Storta" in corrispondenza del lato est del lotto ed in attraversamento di via Giuseppe Verdi con una nuova tubazione di scarico sul canale.

## **2.4 Verifiche eseguite**

Il presente studio si sviluppa nel modo seguente:

- Determinazione del coefficiente di deflusso;
- Dimensionamento della rete principale di raccolta delle acque meteoriche con il metodo dell'invaso;
- Dimensionamento dei volumi da destinare a laminazione delle piene;
- Dimensionamento manufatto regolatore di portata;

## **3. DIMENSIONAMENTO RETE DI RACCOLTA**

### **3.1 Determinazione coefficiente d'afflusso**

Il rapporto tra il volume totale d'afflusso ed il volume di pioggia caduta sul bacino, detto coefficiente  $f$  d'afflusso, non può essere una costante del bacino ma varia da evento a evento secondo le caratteristiche di questo, in particolare espresse dall'altezza totale di pioggia e dall'iniziale stato d'umidità del suolo. Tuttavia in fase di progettazione è opportuno far riferimento a eventi critici che si presentino in un contesto di elevata umidità iniziale del suolo e, pertanto, i valori dei coefficienti d'afflusso riportati nei vari studi sono normalmente riferiti a queste condizioni limite.

Nella pratica progettuale del passato si è fatto molto riferimento a valori esposti nella bibliografia tecnica e riferiti alle varie tipologie urbane.

I coefficienti di deflusso - secondo le indicazioni riportate nell'Allegato A della deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1322 del 10 Maggio 2006, come integrato con deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1841 del 19 Giugno 2007 - andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....)

Nel presente caso si hanno i seguenti valori di superficie:

Superficie totale intervento:	39.140 m <sup>2</sup> ;	
• Superficie impermeabile:	21.382 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,90
• Superficie semipermeabile (parcheggi drenanti)	6.260 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,60
• Superficie permeabile:	11.498 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,20

Mediante la relazione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot S_i}{S} \quad (1)$$

si determina il **coefficiente di deflusso φ pari a 0.65**

### 3.2 Dimensionamento collettori con il metodo dell'invaso

Il dimensionamento degli specchi di una rete di fognatura bianca richiede la valutazione delle massime portate al colmo che si possono verificare nelle varie sezioni della rete con un assegnato periodo di ritorno.

Per la determinazione della portata al colmo si è utilizzato il metodo dell'invaso lineare; tale metodo esalta il fenomeno della laminazione degli afflussi meteorici svolto dal volume d'acqua W che si deve immagazzinare sulla superficie S del bacino sotteso e nella rete a monte affinché attraverso una sezione di un collettore si abbia il deflusso della portata Q.

Il metodo dell'invaso tratta il fenomeno del moto vario in modo assai semplificato: assegnando all'equazione del moto la semplice formula del moto uniforme ed assumendo, in luogo della consueta equazione di continuità delle correnti unidimensionali, l'equazione dei serbatoi per simulare l'effetto dell'invaso.

Applicando la condizione di continuità e l'equazione del moto, con l'introduzione di alcune semplificazioni quali il considerare il fenomeno a lenta evoluzione nel rapporto con il tempo e lo spazio ed il volume V linearmente legato alla portata liquida, come l'ipotesi del moto uniforme impone, si ottiene la formula che esprime il coefficiente uometrico u:

$$u = \left( \frac{K_c}{W} \right)^{\left( \frac{1-n}{n} \right)} \quad [l/s, ha] \quad (2)$$

dove K<sub>c</sub> è un termine che raggruppa le grandezze legate al carattere climatico del luogo (a ed n) ed allo stato della superficie scolante (f):

$$K_c = \left( \frac{10 \cdot \varphi \cdot a}{\varepsilon \cdot 3,6^n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \quad (3)$$

con  $\varepsilon$  dato dall'espressione:

$$\varepsilon = 3,94 - 8,21 \cdot n + 6,33 \cdot n^2 \quad (4)$$

e con  $w$  che rappresenta il volume specifico invasato  $W_M/S$ .

Normalmente, nel caso di reti di drenaggio urbano, il volume totale invasato  $W_M$  a monte della sezione di calcolo viene determinato in base alla relazione:

$$W_M = w_0 \cdot S + W_I + \sum_{I=1}^{I-1} W_i \quad (5)$$

dove:

$w_0$  (*piccoli invasi*) è il volume per unità di superficie costituito dal velo idrico presente sulle superfici scolanti nonché dai volumi invasati nelle capacità secondarie (pozzetti, fognoli, caditoie, drenaggio stradale, ecc.), che comunque contribuiscono al deflusso;

$W_I$  (*invaso proprio*) è il volume invasato all'interno del collettore  $I$  di progetto;

$W_i$  (*invasi di monte*) è il volume invasato all'interno del collettore  $i$ -esimo, a monte del tratto  $I$  in calcolo.

Il calcolo di questi volumi viene effettuato avvalendosi di alcune ipotesi semplificative riguardo le condizioni di funzionamento della rete di drenaggio; queste consistono nel considerare che:

1. il funzionamento dei collettori sia *autonomo*, trascurando eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;
2. il deflusso all'interno dei singoli collettori avvenga in condizioni di *moto uniforme*;
3. il comportamento della rete nel suo complesso sia *sincrono*, cioè che i diversi collettori raggiungano contemporaneamente il massimo valore del volume invasato.

Una delle maggiori limitazioni del metodo dell'invaso è rappresentata dall'ipotesi di sincronismo. Il metodo permette infatti di calcolare con sufficiente attendibilità la portata critica di progetto se si conosce l'effettivo volume invasato nella rete, ma le ipotesi a base del calcolo del valore di  $W_M$  fanno sì che via via che da monte si passa a tratti di valle il termine

$$\sum_{i=1}^{I-1} W_i$$

tenda a sovrastimare il volume effettivamente invasato con conseguente sottostima delle massime portate al colmo.

Un consistente miglioramento del metodo si può ottenere dando una valutazione più adeguata del volume effettivamente invasato nei collettori di monte, via via che da monte si procede verso valle, correggendo l'ipotesi di sincronismo; ciò può essere fatto eseguendo un calcolo asincrono o con un calcolo speditivo, riducendo i volumi invasati a monte in proporzione di come si modifica la durata della pioggia critica.

Nel presente caso si utilizza il calcolo speditivo, il quale sostituisce all'espressione (5) la relazione:

$$W_M = w_{0I} \cdot S_I + W_I + \frac{u}{\varphi} \cdot \sum_{j=1}^J W_j \cdot \frac{\varphi_j}{u_j} \quad (6)$$

dove:

$u, \varphi, W_M$  rispettivamente il coefficiente udometrico, il coefficiente d'afflusso ed il volume invaso a monte, relativi all'intero bacino sotteso dalla sezione di calcolo;

$u_j, \varphi_j, W_j$  gli stessi elementi relativi ai bacini parziali sottesi dalle sezioni terminali dei tratti gravanti immediatamente in testa al collettore in calcolo;

$S_I$  la superficie dell'area parziale gravante sul collettore I in calcolo;

$w_{0I}$  il volume dei piccoli invasi per la stessa superficie;

$W_I$  l'invaso proprio del collettore I in calcolo;

$J$  il numero dei tratti confluenti in testa al collettore I in calcolo.

Per tener conto dell'errore indotto dall'ipotesi di sincronismo, il valore di  $w_0$  dei piccoli invasi, dovrà andare diminuendo al crescere dell'estensione del bacino. Peraltro, ricordando che nel metodo speditivo utilizzato in questa sede, è insita la correzione dell'ipotesi di sincronismo, il valore di  $w_{0I}$  da introdurre nella (6), rappresentativo dei piccoli invasi della singola area, può essere assunto pari a 41,5 m<sup>3</sup>/ha, indipendentemente dall'area stessa.

Nel caso in esame viene assunto un valore del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler dei collettori in cls pari a  $K_S = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

I vincoli esterni impongono la necessità di fissare a priori una pendenza non troppo elevata; per il dimensionamento viene pertanto fissata una pendenza pari a 1.0 ‰. Nota la portata  $Q$  di primo tentativo si può dedurre, con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico, la combinazione di tirante e grado di riempimento.

Si riporta nella seguente Tabella n° 2.1 il dettaglio dei calcoli nel caso di tempo di ritorno di 50 anni.

Elementi del tratto			Elementi progressivi							Caratteristiche della sezione							
Tratto	Area totale	Lunghezza del tratto	Volume piccoli invasi	Area	Area impermeabile	Area semi-permeabile	Area permeabile	Coefficiente di deflusso	Coefficiente Udometrico	Portata	Diametro collettore	Tirante Idrico	Velocità	Pendenza collettore	Grado di Riempimento	Sforzo tangenziale	Numero di Froude
	[ha]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[ha]	[ha]	[ha]	[ha]		[l/(s,ha)]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/m]	y/D	[Pa]	
1_7	0,3558	120,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	242	0,086	0,50	0,33	0,62	0,001	67%	1,46	0,36
2_7	0,3558	56,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	288	0,102	0,50	0,38	0,64	0,001	76%	1,54	0,33
7_8	0,3558	52,0	44,30	1,0675	0,5832	0,1708	0,3136	0,65	222	0,237	0,60	0,59	0,72	0,001	98%	1,80	0,16
3_8	0,3558	64,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	279	0,099	0,50	0,38	0,62	0,001	76%	1,44	0,32
8_9	0,3558	91,0	73,84	1,7792	0,9720	0,2847	0,5226	0,65	195	0,347	0,80	0,61	0,85	0,001	76%	2,32	0,35
4_9	0,3558	55,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	289	0,103	0,50	0,38	0,64	0,001	76%	1,54	0,33
9_11	0,3558	78,0	103,37	2,4909	1,3607	0,3985	0,7316	0,65	178	0,445	0,80	0,76	0,90	0,001	95%	2,65	0,24
5_10	0,3558	32,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	315	0,112	0,50	0,43	0,62	0,001	87%	1,44	0,27
6_10	0,3558	48,0	14,77	0,3558	0,1944	0,0569	0,1045	0,65	295	0,105	0,50	0,40	0,62	0,001	80%	1,44	0,30
10_11	0,3558	73,0	44,30	1,0675	0,5832	0,1708	0,3136	0,65	233	0,249	0,80	0,48	0,80	0,001	59%	2,12	0,41
11_12	0,3558	74,0	162,44	3,9142	2,1383	0,6262	1,1497	0,65	168	0,659	1,00	0,78	1,00	0,001	78%	2,98	0,36

Tabella n° 2.1: Dimensionamento rete raccolta acque meteoriche -  $T_r = 50$  anni.

Essendo la superficie scolante in esame particolarmente ridotta, l'applicazione del metodo dell'invaso richiede la verifica del tempo di riempimento  $t_r$ , cioè della durata critica di pioggia. Il tempo di riempimento può essere calcolato mediante la relazione:

$$t_r = (300.82 \cdot n - 4.63) \frac{V_0}{u} \quad (7)$$

Nella quale  $v_0$  è espresso in m ed indica il volume di invaso specifico,  $u$  è il coefficiente udometrico espresso in l/s,ha e il tempo di riempimento  $t_r$  è espresso in giorni. Inserendo i valori esposti nella tabella 2.1 si ottiene un tempo di riempimento di 25 minuti e quindi assolutamente centrato nell'intervallo di adattamento del parametro  $n$  utilizzato.

#### 4. DIMENSIONAMENTO DEI VOLUMI D'INVASO

A seguito delle ordinanze commissariali, le Linee Guida per la Valutazione della Compatibilità Idraulica hanno rivisto come segue la classificazione degli interventi indicata nell'allegato A della Delibera n. 1322 del 10 maggio 2006 e s.m.i; per ogni classe d'intervento viene suggerito un criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare (la superficie di riferimento è quella per la quale è prevista la modificazione di uso del suolo):

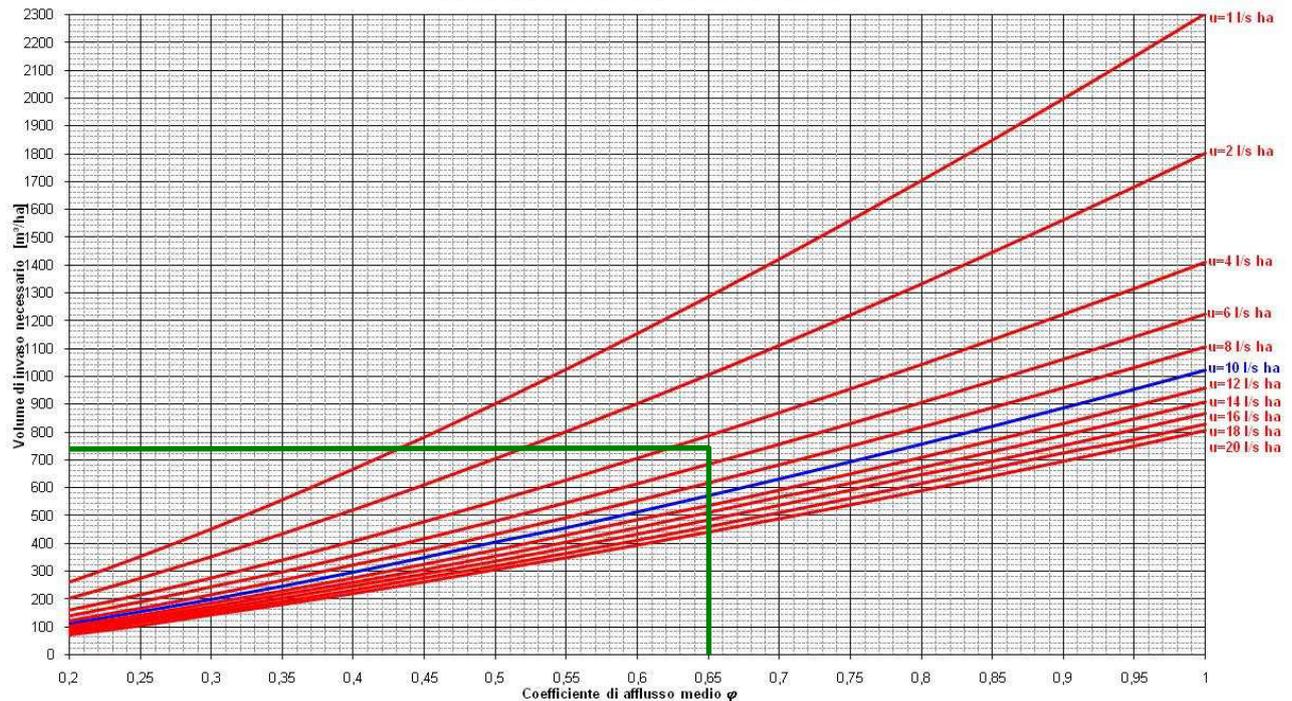
Riferimento	Classificazione intervento	Soglie dimensionali	Criteri da adottare
Ordinanze	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	$S < 200 \text{ mq}$	0
	Modesta impermeabilizzazione	$200 \text{ mq} < S < 1.000 \text{ mq}$	1
D.G.R. 1322/06	Modesta impermeabilizzazione potenziale	$1.000 \text{ mq} < S < 10.000 \text{ mq}$	1
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$10.000 \text{ mq} < S < 100.000 \text{ mq}$	2
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi < 0.3$	2
	Marcata impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi > 0.3$	3

Nel presente studio ci troviamo nel caso di "*Significativa impermeabilizzazione potenziale*"; il criterio di dimensionamento da adottare è pertanto il n° 2 il quale prevede che andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

Per il dimensionamento dei dispositivi di compensazione viene suggerito di utilizzare il metodo delle piogge.

### Volumi di invaso necessari per ottenere l'invarianza idraulica - Metodo piogge

Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso  $\varphi$  e del coefficiente idometrico imposto  $u$  allo scarico  
Zona costiera e lagunare - Tr = 50 anni (CPP a 2 parametri)



Dagli abachi e dalle tabelle riportate nelle Linee Guida, fissando la massima portata in uscita pari a 5 l/s,ha ed il coefficiente di deflusso pari a 0.65, si ottiene un volume specifico d'invaso pari a 735 m<sup>3</sup>/ha.

Moltiplicando il volume specifico per l'estensione dell'area oggetto d'intervento si ottengono i **volumi da laminare per garantire l'invarianza idraulica**: 735 m<sup>3</sup>/ha x 3,914 ha = **2.877 m<sup>3</sup>**

Questi volumi verranno recuperati realizzando una vasca interrata in calcestruzzo e calcolando anche la quota che la rete di progetto riesce a laminare a monte del manufatto regolatore di portata posto immediatamente a monte dello scarico nel "Fossa Storta" (naturalmente non si considererà il tratto di sifone DN 1000 mm per l'attraversamento di via Giuseppe Verdi)

Sviluppo tubazioni in cls DN 40 cm	382 m
Sviluppo tubazioni in cls DN 50 cm	425 m
Sviluppo tubazioni in cls DN 60 cm	52 m
Sviluppo tubazioni in cls DN 80 cm	242 m
Sviluppo tubazioni in cls DN 1000 cm	63 m
Volumi laminati nelle tubazioni DN 40 cm	382 m x 0.13 m <sup>2</sup> = 48 m <sup>3</sup>
Volumi laminati nelle tubazioni DN 50 cm	425 m x 0.20 m <sup>2</sup> = 83 m <sup>3</sup>
Volumi laminati nelle tubazioni DN 60 cm	52 m x 0.28 m <sup>2</sup> = 15 m <sup>3</sup>
Volumi laminati nelle tubazioni DN 80 cm	242 m x 0.50 m <sup>2</sup> = 122 m <sup>3</sup>
Volumi laminati nelle tubazioni DN 100 cm	63 m x 0.79 m <sup>2</sup> = 49 m <sup>3</sup>

**Volume totale laminato in rete** = 48+83+15+122+49 = **317 m<sup>3</sup>**

**Volume da laminare nella vasca interrata** = 2.877 m<sup>3</sup> – 317 m<sup>3</sup> = **2.560 m<sup>3</sup>**

Per recuperare totalmente i 2,560 m<sup>3</sup> si realizzerà una vasca interrata in calcestruzzo posizionata immediatamente a monte dello scarico nel corpo recettore finale “Fossa Storta”. Per limitare i costi di scavo e drenaggio della falda per la realizzazione della vasca, si realizzerà una vasca di rilevante dimensioni in pianta e pertanto di minore altezza e quindi di tirante irico al suo interno.

Assumendo una dimensione in pianta pari a 3.170 m<sup>2</sup> (esattamente al di sotto dei parcheggi nel lato est del lotto) **si ottiene un tirante idrico netto in vasca pari a 2.560 m<sup>3</sup> / 3.170 m<sup>2</sup> = 0.80 m.**

#### 4.1 Dimensionamento manufatti regolatori di portata

Lo stramazzo nel manufatto regolatore di portata deve essere dimensionato per consentire il passaggio della massima portata di piena, calcolata per tempi di ritorno di 50 anni, cercando di non superare la quota che determini esondazioni.

L'efflusso da una luce a stramazzo in parete grossa arrotondata è governato dalla legge:

$$q = 0,48 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad (8)$$

dove  $q$  è la portata di colmo per unità di larghezza  $b$  dello stramazzo.

Esplicitando nella (8) rispetto ad  $h$ , si ottiene il carico idraulico  $h$  al di sopra dello stramazzo.

Ipotizzando una larghezza dello stramazzo pari 5,00 m (corrispondente alla dimensione della tramezza all'interno della vasca di laminazione posta in corrispondenza dello scarico) si ottiene un tirante idrico al di sopra della soglia della tramezza pari a 0.13 m.

**Si imposterà pertanto la soletta di copertura della vasca ad una quota tale da lasciare un franco di sicurezza di 15 cm in modo tale da consentire il deflusso della portata massima di progetto verso il corpo recettore finale costituito dal “Fossa Storta” senza comportare esondazioni.**

La scelta del diametro della luce a battente è influenzata dalla necessità di lasciar transitare le portate minime e trattenere, in occasione di eventi più consistenti, i volumi per la laminazione, mantenendo valori non troppo piccoli per ridurre il rischio di intasamento.

Nella seguente tabella si riportano le portate in uscita, fissando il coefficiente udometrico massimo in uscita pari a 5 l/s,ha, **da una luce a battente posta pari a 10 cm** al crescere del battente stesso – fino ad un massimo di 1,00 m di altezza dello stramazzo - determinate mediante la nota formula:

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (12)$$

in cui:

$Q$  è la portata uscente in m<sup>3</sup>/s;

$C_q$  è il coefficiente di portata;

$A$  è l'area della bocca d'efflusso in m<sup>2</sup>;

$h$  è il carico idrico sulla bocca d'efflusso in m;

I valori di  $C_q$  sono dati dalla relazione:

$$C_q = C_c \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + C_c \cdot \frac{d}{h}}}$$

dove  $C_c$  è il noto coefficiente di contrazione pari a 0.611.

I valori di  $C_q$  variano in generale nell'intervallo 0.50÷1.00 in funzione dell'inclinazione della parete e del rapporto  $d/h$  con  $d$  che esprime il diametro della bocca d'efflusso. Per  $d/h \rightarrow 0$  il valore di  $C_q$  è pari al valore teorico 0.611 ricavabile dalla teoria dei moti a potenziale. Quando  $d/h$  è grande invece, l'efflusso non è regolare, a causa della presenza di un nucleo di aria risucchiata dal pelo libero. In tale situazione il coefficiente  $C_q$  si riduce assumendo valori non ben definibili.

Dalla tabella si può verificare che una luce a battente di 10 cm consente di limitare la portata in uscita a 21 l/s – e quindi 5 l/s,ha per tiranti idrici massimi pari a 1.00 m imposti dalla massima quota dello stramazzo.

$h_0$ [m]	$d$ [m]	$d/h_0$ [m/m]	$C_q$	$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$u$ [l/(s,ha)]
0.10	0.10	1.00	0.481	0.005	1
0.15	0.10	0.67	0.515	0.007	2
0.20	0.10	0.50	0.535	0.008	2
0.25	0.10	0.40	0.548	0.010	2
0.30	0.10	0.33	0.557	0.011	3
0.35	0.10	0.29	0.564	0.012	3
0.40	0.10	0.25	0.569	0.013	3
0.45	0.10	0.22	0.573	0.013	3
0.50	0.10	0.20	0.577	0.014	4
0.55	0.10	0.18	0.580	0.015	4
0.60	0.10	0.17	0.582	0.016	4
0.65	0.10	0.15	0.584	0.016	4
0.70	0.10	0.14	0.586	0.017	4
0.75	0.10	0.13	0.588	0.018	5
0.80	0.10	0.13	0.589	0.018	5
0.85	0.10	0.12	0.590	0.019	5
0.90	0.10	0.11	0.591	0.020	5
0.95	0.10	0.11	0.592	0.020	5
1.00	0.10	0.10	0.593	0.021	5

## 5. CONCLUSIONI

Si riportano i dati di sintesi:

Superficie totale intervento:	39.140 m <sup>2</sup> ;	
• Superficie impermeabile:	21.382 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,90
• Superficie semipermeabile (parcheggi drenanti)	6.260 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,60
• Superficie permeabile:	11.498 m <sup>2</sup>	φ pari a 0,20
Coefficiente di deflusso	0.65;	

Sviluppo lineare tubazioni di raccolta:

- DN 1000 mm      63 m
- DN 800 mm      242 m
- DN 600 mm      52 m
- DN 500 mm      425 m
- DN 400 mm      382 m

Pendenza di posa tubazioni	1.0 ‰
Portata massima per T <sub>R</sub> 50 anni	659 l/s
<b>Volume di invaso totale</b>	<b>2.877 mc</b>
<b>Volume specifico di invaso totale</b>	<b>735 mc/ha</b>

Corpo recettore delle acque:

Canale consortile "Fossa Storta" di competenza del Consorzio di Bonifica "Acque Risorgive".

## Sommario

Relazione Idraulica .....	1
1. PREMESSA .....	1
1.1 Finalità principali .....	1
1.2 Materiali previsti .....	1
2. INTRODUZIONE.....	2
2.1 Studio idrologico .....	3
2.2 Stato di fatto idraulico .....	3
2.3 Scelte progettuali .....	6
2.4 Verifiche eseguite .....	7
3. DIMENSIONAMENTO RETE DI RACCOLTA .....	7
3.1 Determinazione coefficiente d'afflusso .....	7
3.2 Dimensionamento collettori con il metodo dell'invaso .....	8
4. DIMENSIONAMENTO DEI VOLUMI D'INVASO .....	11
4.1 Dimensionamento manufatti regolatori di portata .....	13
5. CONCLUSIONI .....	15