



**FONDAZIONE
GIUSEPPE BERARDI**

FONDAZIONE GIUSEPPE BERARDI ETS
47822, Santarcangelo di Romagna
Via Martella, 301
CF 91174180405

PROCEDIMENTO UNICO

(L.R. 24/2017, art.53, c..1, lett.a)

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO SPORTIVO POLIVALENTE

SITO IN LOCALITA' SANT'ERMETE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN)
(VIA CASALE DI SANT'ERMETE)

SEZIONE:

E - IMPIANTI

TITOLO:

**RELAZIONE PER
INVARIANZA IDRAULICA**

TAVOLA:

E - 4a

PROGETTISTI:

Arch. VALENTINA FOFFI

Arch. LUCA BERTAGNI

COLLABORATORI/CONSULENTI:

*Geom. Giorgia Polidori
Geol. Fabio Vannoni - Geol. Carlo Copioli
Geol. Daniela Tonini
Ing. Corrado Verni
Ing. Sanzio Sammarini
Per.Ind. Luca Maldini
Per.Ind. Luciano Zavaglia*

SCALA:

VARIE

REV. 1

DATA:

MAGGIO 2023

COMUNE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA

PROVINCIA DI RIMINI

PARCO SPORTIVO POLIVALENTE IN LOCALITA' SANTERMETE

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

PREMESSE

Nell'ipotesi di realizzazione del nuovo parco sportivo che interessa un'area oggi non urbanizzata, si attua una impermeabilizzazione del suolo che genera ovviamente un incremento delle acque di drenaggio sversate nella rete fognaria in conseguenza di eventi meteorici; a ciò si aggiunga la necessità di non determinare condizioni di crisi sulla rete esistente a causa appunto di tali maggiori portate.

Per questo motivo si prevede di realizzare una tipologia di interventi volti a rendere minimo l'impatto della nuova urbanizzazione; la presente relazione si propone di dimensionare tali interventi, anche nel rispetto delle normative vigenti, ai fini della successiva progettazione delle reti di drenaggio.

In particolare vengono considerate la seguenti tipologie:

- utilizzo su diverse superfici del lotto di pavimentazioni in materiale drenante con conseguente riduzione della portata massima generata dall'area durante gli eventi meteorici;
- realizzazione di un volume di laminazione delle portate di punta prima dello scarico nella rete di fognatura esistente; tale volume può essere ottenuto o tramite il sovradimensionamento dei collettori principali interni all'area o tramite la realizzazione di una vasca volano o l'insieme dei due sistemi ed è calcolato, conformemente alle prescrizioni del regolamento di fognatura comunale, per un evento con **tempo di ritorno decennale** e per una portata di rilascio pari a **10 l/sxha** cioè corrispondente ad una situazione ante urbanizzazione.

I parametri necessari al dimensionamento e sviluppati nel seguito sono relativi al calcolo della portata massima sulla base del modello idrologico e dei dati di permeabilità delle superfici ed al calcolo del volume di laminazione necessario data la portata massima calcolata e quella di rilascio imposta.

Infine si rende necessario tombinare con sezione scatolare in cls prefabbricato un tratto del fosso di Rio Casale per consentire l'accesso principale al parco sportivo per cui, sulla base delle specifiche e del Regolamento del Consorzio di Bonifica della Romagna, vengono determinate le portate massime per il dimensionamento della sezione necessaria.

DETERMINAZIONE DELLE PORTATE BIANCHE

DESCRIZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO

Il modello idrologico utilizzato è noto come “modello cinematico” o “metodo della corrivazione” e si basa sul principio che la formazione della piena sia dovuta esclusivamente al trasferimento della massa liquida, escludendo quindi ogni fenomeno di invaso. Il modello inoltre è lineare e stazionario per cui ammette la sovrapposizione degli effetti.

Il modello suddivide il bacino in aree caratterizzate dallo stesso tempo di corrivazione e considera uno ietogramma di pioggia ad intensità costante. Questo fa sì che il massimo valore della portata si registri esattamente in corrispondenza di una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino e può essere calcolato velocemente con la relazione:

$$Q_{max} = \phi i A$$

Per l'applicazione del modello appena visto è necessario definire il valore di alcuni parametri, in particolare:

- ϕ : coefficiente di deflusso;
- i : intensità di pioggia;
- A : area del bacino.

Nell'applicazione del modello, particolare attenzione è da attribuire alla determinazione del coefficiente di deflusso che nel caso presente dipende essenzialmente dal tipo di pavimentazione previsto.

L'intensità di pioggia i , esprime i mm. di pioggia caduti in un determinato intervallo di tempo, quindi facendo riferimento alle curve di possibilità climatica si ottiene:

$$i = h/t = a t^n / t = a t^{n-1} \text{ (mm/h)}$$

In generale la durata della precipitazione si assume uguale al tempo di corrivazione del bacino, quindi:

$$i = a T_c^{n-1} \text{ (mm/h)}$$

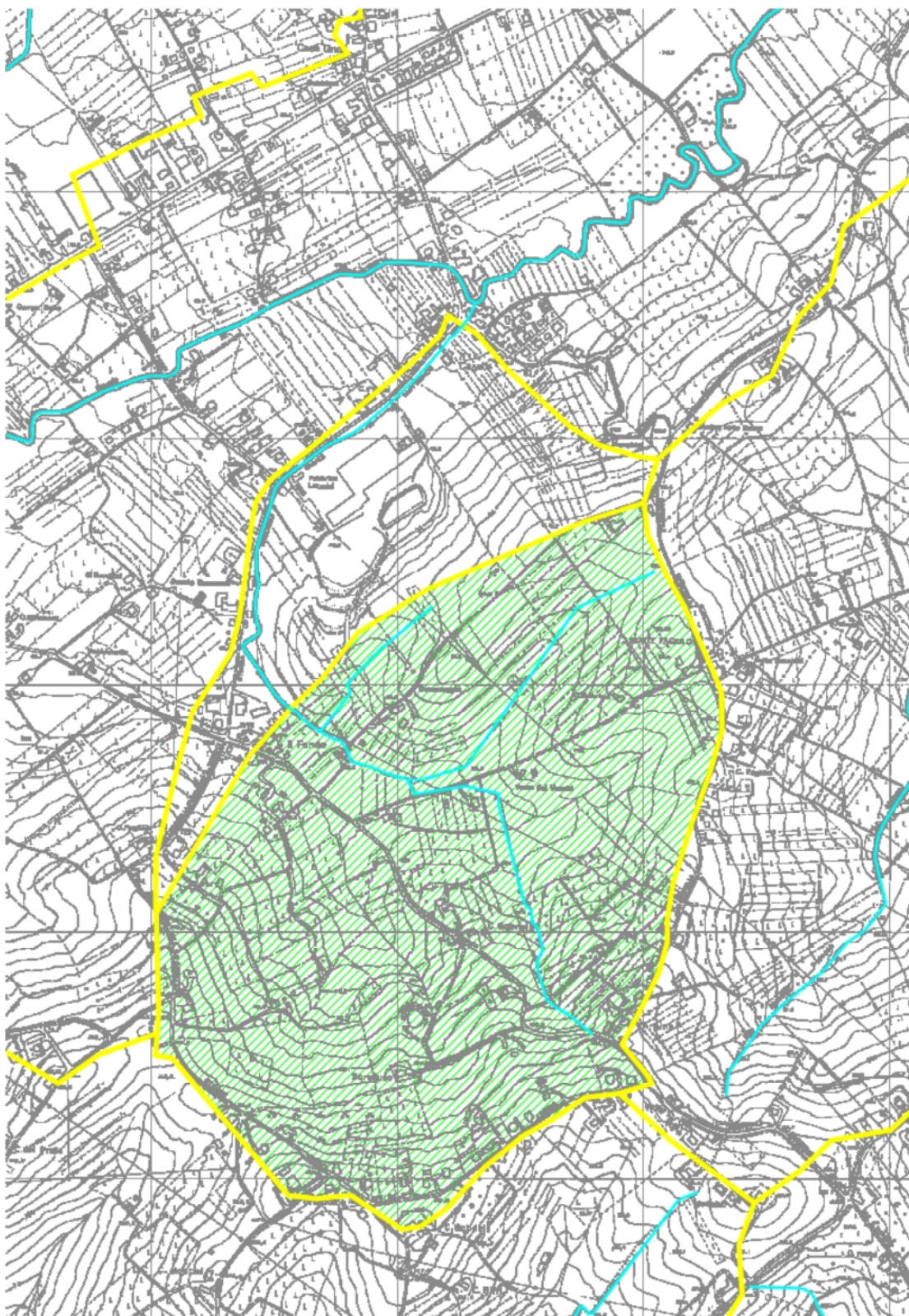
TOMBINATURA FOSSO DI RIO CASALE

CALCOLO DELLE PORTATE

Nella Fig. 1 della pagina seguente è rappresentato il bacino del Rio Casale in corrispondenza del tratto da tombinare ed i relativi dati di interesse sono:

| | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| $A = 111,05 \text{ ha}$ | area del bacino |
| $L = 1.153 \text{ m}$ | lunghezza asta fluviale |
| $H_{max} = 121,6 \text{ mlm}$ | quota massima del bacino |
| $H_{min} = 43,9 \text{ mlm}$ | quota sezione inizio tombinatura |
| $i = \Delta H/L = 0,0674$ | pendenza media asta fluviale |

Fig. 1 – Bacino Rio Casale in corrispondenza tratto da tombinare



A questo punto si determina il tempo di corrivazione per il quale, viste le caratteristiche del bacino, si possono utilizzare due formule come di seguito.

La formula di Kirpich:

$$T_c = 0,0195 \times (L / i^{0,5})^{0,77} = 12,5 \text{ min} = 0,21 \text{ ore}$$

La formula di Pezzoli:

$$T_c = 0,0195 \times L / i^{0,5} = 0,24 \text{ ore} = 14,7 \text{ min}$$

La curva di possibilità climatica cui si fa riferimento per la stima delle portate è la seguente come da regolamento del Consorzio di Bonifica della Romagna (Tr=50 anni).

$$h = 59,86 t^{0,75} \quad t < 1 \text{ ora}$$

$$h = 55,76 t^{0,27} \quad t > 1 \text{ ora}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso si tratta sostanzialmente di un bacino collinare con modeste aree urbane per cui il valore utilizzato è unico e pari a:

| Tipologia di area | mq | c |
|--------------------|-----------|-------|
| Area verde pianura | | 0,15 |
| Area verde collina | 1.103.691 | 0,35 |
| Aree impermeabili | | 0,90 |
| Aree urbane | | 0,70 |
| Totale | 1.103.691 | 0,350 |

Con i valori visti in precedenza si ottiene (vedi Tab. 1):

$$Q(\text{Tr}=50) = 9,3 \text{ mc/s}$$

VERIFICHE IDRAULICHE

La verifica idraulica in corrispondenza della piena cinquantennale viene eseguita con la formula del moto uniforme, valida per i canali prismatici con deflusso a pelo libero. Si ha pertanto

$$Q_{25} = \chi \Omega \sqrt{(R i)} \quad (\text{mc/s})$$

nella quale si fissano:

| | | |
|--------------------|-----------------------|-------------------------------------------|
| $\chi = c R^{1/6}$ | (m ^{1/2} /s) | coefficiente di attrito |
| $c = 70$ | (m ^{1/3} /s) | scabrezza dell'alveo (Gauckler-Strickler) |
| Ω | (mq) | sezione liquida |
| R | (m) | raggio idraulico |

$$i = 1,2 \% \quad \text{pendenza di fondo alveo}$$

La sezione della tombinatura corrisponde ad un prefabbricato in cls pari a 220x170 cm (per tutti i dati qui riportati si rimanda alla Tav. 1 – Tombinatura Rio Casale).

Tab. 1 – Calcolo delle portate per la tombinatura del Rio Casale

| Tipologia di area | mq | c |
|--------------------|------------------|--------------|
| Area verde pianura | | 0,15 |
| Area verde collina | 1.103.691 | 0,35 |
| Aree impermeabili | | 0,90 |
| Aree urbane | | 0,70 |
| totale | 1.103.691 | 0,350 |

| | |
|-------------------|-------------------------|
| dislivello | 77,7 =121,6-43,9 |
| lunghezza | 1153 |
| pendenza | 0,0674 |

| | | | |
|-----------------|-------------|-------------------|------------------------------|
| tc(ore)= | 0,21 | 12,5 (min) | Kirpich |
| tc(ore)= | 0,24 | 14,7 (min) | Pezzoli |
| tc(ore)= | 0,23 | 13,6 (min) | media Kirpich-Pezzoli |

Tr=50 anni

| | a | n |
|---------------|-------|------|
| h=at^n | 59,86 | 0,75 |
| h=at^n | 55,76 | 0,27 |

| A sottobacino (mq) | c | T (min) | i (mm/h) | Q max (mc/sec) | u max (l/secxha) |
|--------------------|--------------|-------------|-------------|----------------|------------------|
| 1.103.691 | 0,350 | 14,7 | 85,1 | 9,136 | 82,8 |
| 1.103.691 | 0,350 | 12,5 | 88,5 | 9,498 | 86,1 |
| 1.103.691 | 0,350 | 13,6 | 86,7 | 9,308 | 84,3 |

Pezzoli
Kirpich
media

Nel caso in esame, tenendo appunto conto dello scatolare 2,20 x 1,70 m, i dati forniti dalle precedenti equazioni risultano essere (vedi Tab. 2):

$$\begin{aligned}y &= 0,887 \text{ m} \\ \Omega &= 1,951 \text{ mq} \\ B &= 3,974 \text{ m} \\ R &= 0,491 \text{ m} \\ V &= 4,77 \text{ m/s}\end{aligned}$$

In corrispondenza del tratto tombinato si realizza quindi un tirante idraulico di moto uniforme $y_{50} = 0,89 \text{ m}$ che fornisce un franco di 0,80 m rispetto alla sommità della soletta.

I calcoli svolti assicurano il contenimento della portata cinquantennale all'interno della sezione di progetto.

Tab. 2 – Verifica idraulica sezione tombinatura

SEZIONE TRAPEZIA O RETTANGOLARE

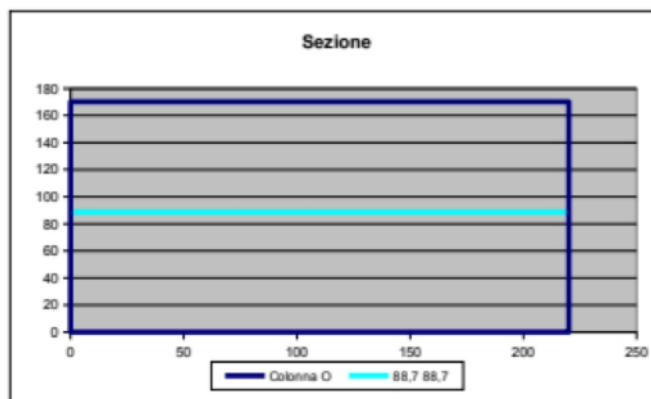
Dati della sezione

| | | | |
|--------------------|--------------|---------------------------------------------------|-----------------------|
| H= | 170 | cm | (Altezza sezione) |
| b= | 220 | cm | (Base minore sezione) |
| B= | 220 | cm | (Base maggiore) |
| Angolo | 0 | gradi | |
| Area= | 3,74 | mq | |
| Pendenza | 1,2 | % | |
| K | 70 | Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler | |
| Portata max | 9,308 | | mc/sec |

| H defl (cm) | Contorno bagnato | Area deflusso (mq) | Raggio idraulico (ml) | Portata (mc/sec) | Velocità (m/sec) |
|-------------|------------------|--------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| 8,5 | 237,00 | 0,187 | 0,079 | 0,2638 | 1,411 |
| 17 | 254,00 | 0,374 | 0,147 | 0,7997 | 2,138 |
| 25,5 | 271,00 | 0,561 | 0,207 | 1,5054 | 2,683 |
| 34 | 288,00 | 0,748 | 0,260 | 2,3349 | 3,121 |
| 42,5 | 305,00 | 0,935 | 0,307 | 3,2597 | 3,486 |
| 51 | 322,00 | 1,122 | 0,348 | 4,2603 | 3,797 |
| 59,5 | 339,00 | 1,309 | 0,386 | 5,3226 | 4,066 |
| 68 | 356,00 | 1,496 | 0,420 | 6,4359 | 4,302 |
| 76,5 | 373,00 | 1,683 | 0,451 | 7,5920 | 4,511 |
| 85 | 390,00 | 1,870 | 0,479 | 8,7845 | 4,698 |
| 93,5 | 407,00 | 2,057 | 0,505 | 10,0081 | 4,865 |
| 102 | 424,00 | 2,244 | 0,529 | 11,2586 | 5,017 |
| 110,5 | 441,00 | 2,431 | 0,551 | 12,5325 | 5,155 |
| 119 | 458,00 | 2,618 | 0,572 | 13,8270 | 5,282 |
| 127,5 | 475,00 | 2,805 | 0,591 | 15,1396 | 5,397 |
| 136 | 492,00 | 2,992 | 0,608 | 16,4683 | 5,504 |
| 144,5 | 509,00 | 3,179 | 0,625 | 17,8112 | 5,603 |
| 153 | 526,00 | 3,366 | 0,640 | 19,1670 | 5,694 |
| 161,5 | 543,00 | 3,553 | 0,654 | 20,5343 | 5,779 |
| 170 | 560,00 | 3,740 | 0,668 | 21,9120 | 5,859 |

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

| H defl (cm) | Contorno bagnato | Area deflusso (mq) | Raggio idraulico (ml) | Portata (mc/sec) | Velocità (m/sec) |
|-------------|------------------|--------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| 88,7 | 397,4 | 1,951 | 0,491 | 9,314 | 4,77 |



RETI DI FOGNATURA

Tenendo presenti le dimensioni del bacino in esame e di conseguenza i brevi tempi di corrivazione che lo caratterizzano, i valori di precipitazione cui si fa riferimento sono quelli di durata inferiore all'ora.

La curva di possibilità climatica cui si fa riferimento per la stima delle portate è la seguente (**Tr=30 anni**).

$$h = 54,6 t^{0.73} \quad t < 1 \text{ ora}$$

$$h = 51,1 t^{0.27} \quad t > 1 \text{ ora}$$

La determinazione del tempo di corrivazione si calcola come rapporto tra la lunghezza del tratto da percorrere e la velocità dell'acqua. Quest'ultima deriva dalla media pesata di tre valori considerati plausibili per la zona in oggetto:

- 0,5 m/s velocità di scorrimento in fossi agricoli
- 1,0 m/s velocità nei collettori fognari

Al tempo di corrivazione così ottenuto è necessario sommare il tempo di ingresso in rete assunto pari a 5 minuti.

Nel caso in oggetto i dati significativi dell'intero comparto vengono suddivisi in due zone: quella **pianeggiante** vicino all'ingresso principale dove sono presenti i parcheggi, le strutture di servizio e le infrastrutture relative alle altre attività sportive e la parte **collinare** molto più estesa dove si sviluppa il ciclodromo. Il recapito finale è comunque sempre il fosso consorziale di Rio Casale anche se la zona collinare ha scarichi indiretti mentre la zona pianeggiante ha scarico diretto in corrispondenza della tombinatura prevista:

AREA INGRESSO PRINCIPALE

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|-----------|----------|
| Strutture x sport in ca | 4.381 | 0,90 |
| Verde | 20.542 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 6.184 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 3.722 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 5.327 | 0,50 |
| Edifici | 1.574 | 0,80 |

| | | |
|---------------|---------------|--------------|
| Totale | 41.730 | 0,422 |
|---------------|---------------|--------------|

$T_c = 11,8 \text{ min}$ tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|----------------------|-------------|
| 41.730 | 0,422 | 11,80 | 84,8 | 415,1 | 99,5 |

Q = 415,1 l/s

portata massima

Qu = 10 l/sxha x 41.730 mq = 41,7 l/s

portata in uscita ante intervento

A conclusione di questa fase di calcoli si evidenzia come le portate massime dell'area ingresso principale risultino sensibilmente più elevate della situazione ante intervento; poiché la rete scolante esistente è il fosso consorziale di Rio Casale ed il Regolamento Consorziale prevede il contenimento delle portate derivanti da nuovi interventi edilizi, occorre agire riducendo il valore di punta sino a ottenere valori analoghi a quelli ante intervento di progetto.

Tale riduzione è ottenibile mediante l'interposizione, prima dello scarico finale, di una strozzatura per ridurre la portata finale in uscita (vedi Tab. 3), ma occorre anche prevedere un volume volano in grado di assorbire la maggiore portata in entrata rispetto a quella di rilascio a valle per i diversi eventi meteorici più critici.

Tab. 3 – Calcolo portata strozzatura De=125 mm

$$A=Q/Cv(2gh)$$

| | | |
|-----------|--------------------|------------------------------------------------------|
| Q= | 0,042 mc/s | portata imposta |
| C= | 0,597 | coefficiente luci a battente |
| h= | 1,7 m | battente d'acqua sopra asse tubazione scarico |
| A= | 0,012182 mq | area da ottenere per avere in uscita la Q imposta |
| D= | 0,125 m | diametro della tubazione x avere la Q imposta oppure |
| D= | 0,125 m | diametro 0,063 |
| r= | 0,063 m | raggio |

| | h | A | P | B | R | Q |
|----|-------|----------|----------|----------|-------|-----------------------------------------|
| | m | mq | m | m | m | l/s |
| 1 | 0,006 | 0,000229 | 0,056378 | 0,054486 | 0,004 | 0,8 |
| 2 | 0,013 | 0,000639 | 0,080438 | 0,075000 | 0,008 | 2,2 |
| 3 | 0,019 | 0,001154 | 0,099425 | 0,089268 | 0,012 | 4,0 |
| 4 | 0,025 | 0,001747 | 0,115912 | 0,100000 | 0,015 | 6,0 |
| 5 | 0,031 | 0,002399 | 0,130900 | 0,108253 | 0,018 | 8,3 |
| 6 | 0,038 | 0,003096 | 0,144910 | 0,114564 | 0,021 | 10,7 |
| 7 | 0,044 | 0,003828 | 0,158263 | 0,119242 | 0,024 | 13,2 |
| 8 | 0,050 | 0,004584 | 0,171180 | 0,122474 | 0,027 | 15,8 |
| 9 | 0,056 | 0,005356 | 0,183829 | 0,124373 | 0,029 | 18,5 |
| 10 | 0,063 | 0,006136 | 0,196350 | 0,125000 | 0,031 | 21,2 |
| 11 | 0,069 | 0,006916 | 0,208870 | 0,124373 | 0,033 | 23,8 |
| 12 | 0,075 | 0,007688 | 0,221519 | 0,122474 | 0,035 | 26,5 |
| 13 | 0,081 | 0,008444 | 0,234436 | 0,119242 | 0,036 | 29,1 |
| 14 | 0,088 | 0,009175 | 0,247789 | 0,114564 | 0,037 | 31,6 |
| 15 | 0,094 | 0,009873 | 0,261799 | 0,108253 | 0,038 | 34,0 |
| 16 | 0,100 | 0,010525 | 0,276787 | 0,100000 | 0,038 | 36,3 |
| 17 | 0,106 | 0,011118 | 0,293274 | 0,089268 | 0,038 | 38,3 |
| 18 | 0,113 | 0,011633 | 0,312261 | 0,075000 | 0,037 | 40,1 |
| 19 | 0,119 | 0,012042 | 0,336321 | 0,054486 | 0,036 | 41,5 |
| 20 | 0,125 | 0,012272 | 0,392699 | 0,000000 | 0,031 | 42,3 portata effettiva in uscita |

³Nel seguito viene determinato il dimensionamento di tale volume volano in funzione dei parametri idrologici già visti (tempo di corrivazione, durata della pioggia, caratteristiche dell'area ecc...) ed idraulici (massima portata di rilascio a valle).

Per le diverse durate di pioggia a partire dal tempo di corrivazione vengono calcolate le portate prodotte dall'area nonché il valore del volume di laminazione che corrisponde graficamente all'area posta tra la orizzontale della portata in uscita (Q_u) e la linea della portata per le stesse durate di pioggia; tale volume cambia per i diversi valori di T_p ed assume il valore massimo:

- **$V(\max) = 788 \text{ mc}$** in corrispondenza di $T_p = 1,0$ ore (60 min).

Nella Tab. 4 e nella Fig. 2 della pagina seguente sono riportati i risultati delle calcolazioni qui illustrate.

Tab. 4 – Calcolo del volume di laminazione area ingresso principale

| | A sottobacino (mq) | ϕ | T (min) | i (mm/h) | Q max (mc/sec) | | Q_u (mc/s) | V(tot) |
|------------|--------------------|--------|--------------|----------|----------------|---|--------------|------------|
| T < 1 ora | 41.730 | 0,422 | 11,80 | 84,8 | 0,415 | 1 | 0,042 | 238 |
| T < 1 ora | 41.730 | 0,422 | 45 | 59,1 | 0,289 | 2 | 0,042 | 643 |
| T =< 1 ora | 41.730 | 0,422 | 60 | 54,6 | 0,268 | 3 | 0,042 | 788 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 90 | 38,0 | 0,186 | 4 | 0,042 | 757 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 120 | 30,8 | 0,151 | 5 | 0,042 | 764 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 180 | 22,9 | 0,112 | 5 | 0,042 | 742 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 240 | 18,6 | 0,091 | 6 | 0,042 | 693 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 300 | 15,8 | 0,077 | 7 | 0,042 | 626 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 360 | 13,8 | 0,068 | 8 | 0,042 | 548 |
| T > 1 ora | 41.730 | 0,422 | 420 | 12,3 | 0,060 | 9 | 0,042 | 462 |

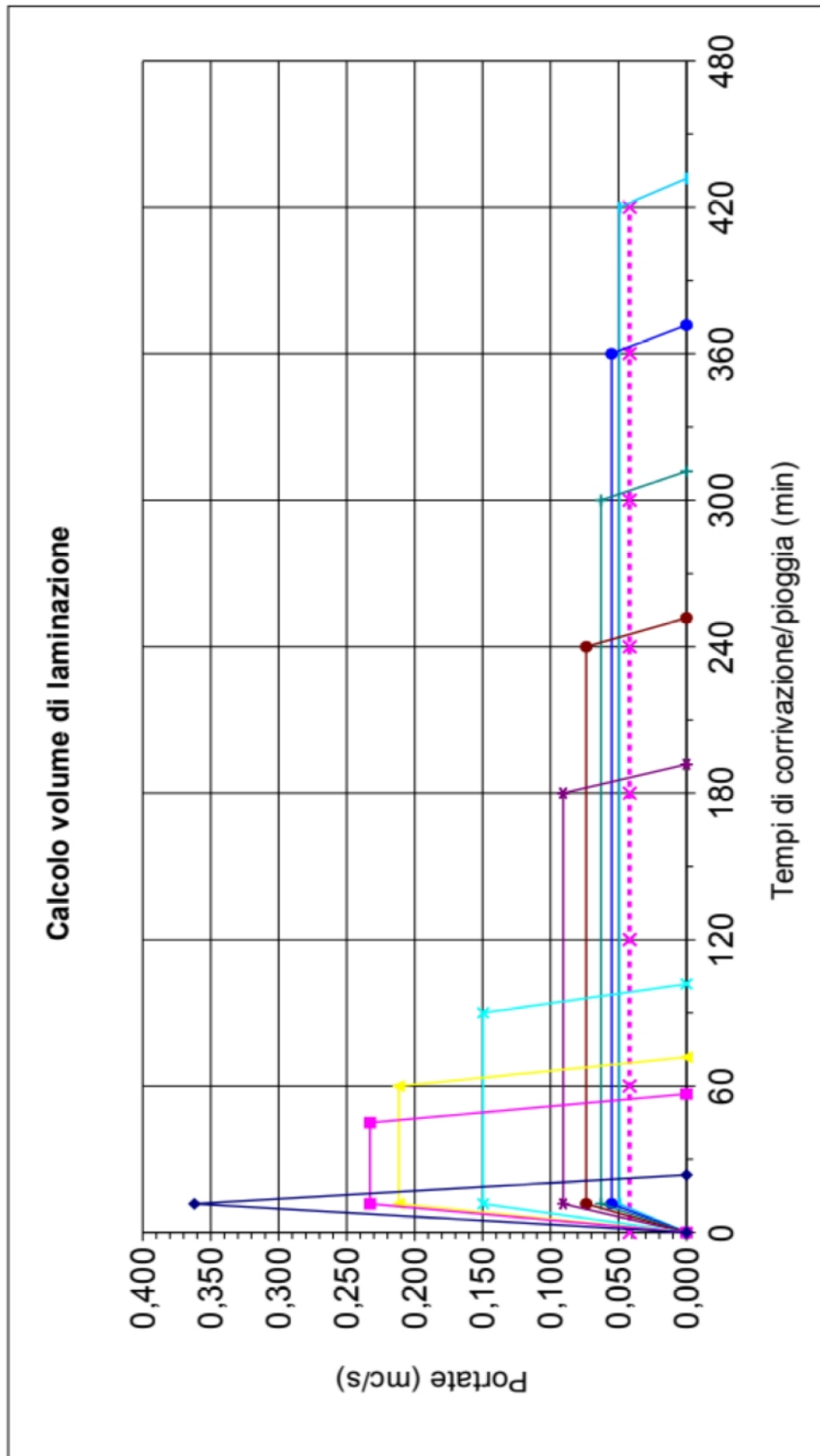
Tale volume di laminazione viene ottenuto utilizzando dei collettori di fognatura bianca a sezione maggiorata come illustrato nella Tab. 5 seguente e nella Tav. 2a – Rete acque bianche.

Tab. 5 – Volume di laminazione area ingresso principale tramite maggiorazione sezioni

| | L1 | 220x110 | V1 | L2 | 160x100 | V2 | L3 | De=500 | V3 | Vtot |
|----------|-----|---------|---------------|-----|---------|---------------|-----|--------|-------|---------------|
| Ramo 2-7 | 102 | 2,2 | 224,40 | 187 | 1,5 | 280,50 | 116 | 0,2 | 22,77 | 527,67 |
| Ramo 2-3 | 120 | 2,2 | 264,00 | 0 | 1,5 | 0,00 | 89 | 0,2 | 17,47 | 281,47 |
| | | | 488,40 | | | 280,50 | | | 40,23 | 809,13 |

Come si ricava dalla tabella la somma dei collettori a sezione maggiorata consente di ottenere un volume complessivo di **809 mc** superiore a quello di calcolo pari a **788 mc**.

Fig. 2 – Area ingresso principale.,



PARCHEGGI PUBBLICI

Parcheggio A

Si trova nell'area dell'ingresso principale e rimane in sinistra idraulica del fosso di Rio Casale mentre il resto dell'area servizi vista in precedenza rimane in destra idraulica; ciò significa che lo scarico del parcheggio è autonomo rispetto al resto dell'area e nel seguito viene dimensionato il volume di laminazione necessario per la sua invarianza idraulica.

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|-------|------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 495 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 1.175 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 131 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 907 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |

| | | |
|---------------|--------------|--------------|
| Totale | 2.708 | 0,600 |
|---------------|--------------|--------------|

$T_c = 6,0$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 2.708 | 0,600 | 6,02 | 101,7 | 45,9 | 169,4 |

Q = 41,7 l/s

portata massima

Qu = 10 l/sxha x 2.708 mq = 2,7 l/s

portata in uscita ante intervento

Tale riduzione è ottenibile mediante l'interposizione, prima dello scarico finale, di una strozzatura per ridurre la portata finale in uscita (vedi Tab. 6); non è possibile ottenere una portata così piccola perché non si possono utilizzare strozzature eccessivamente ridotte per motivi di funzionalità idraulica per cui la portata minima in uscita risulta pari a circa 10 l/s; di conseguenza il volume volano in grado di assorbire la maggiore portata in entrata rispetto a quella di rilascio a valle per i diversi eventi meteorici più critici viene determinato in funzione dei parametri idrologici già visti (tempo di corrivazione, durata della pioggia, caratteristiche dell'area ecc...) ed idraulici (massima portata di rilascio a valle reale).

Per le diverse durate di pioggia a partire dal tempo di corrivazione vengono calcolate le portate prodotte dall'area nonché il valore del volume di laminazione che corrisponde graficamente all'area posta tra la orizzontale della portata in uscita (Q_u) e la linea della portata per le stesse durate di pioggia; tale volume cambia per i diversi valori di T_p ed assume il valore massimo:

- **V(max) = 48 mc** in corrispondenza di $T_p = 1,0$ ore (60 min) e per **Qu=10,6 l/s**

Nella Tab. 7 della pagina seguente sono riportati i risultati delle calcolazioni qui illustrate.

Tab. 6 – Calcolo portata strozzatura De=90 mm

$$A=Q/Cv(2gh)$$

| | | |
|-----------|--------------------|------------------------------------------------------|
| Q= | 0,010 mc/s | portata imposta |
| C= | 0,597 | coefficiente luci a battente |
| h= | 0,4 m | battente d'acqua sopra asse tubazione scarico |
| A= | 0,005979 mq | area da ottenere per avere in uscita la Q imposta |
| D= | 0,087 m | diametro della tubazione x avere la Q imposta oppure |
| D= | 0,090 m | diametro 0,045 |
| r= | 0,045 m | raggio |

| | h | A | P | B | R | Q |
|----|-------|----------|----------|----------|-------|------|
| | m | mq | m | m | m | l/s |
| 1 | 0,005 | 0,000119 | 0,040592 | 0,039230 | 0,003 | 0,2 |
| 2 | 0,009 | 0,000331 | 0,057915 | 0,054000 | 0,006 | 0,6 |
| 3 | 0,014 | 0,000598 | 0,071586 | 0,064273 | 0,008 | 1,0 |
| 4 | 0,018 | 0,000906 | 0,083457 | 0,072000 | 0,011 | 1,5 |
| 5 | 0,023 | 0,001244 | 0,094248 | 0,077942 | 0,013 | 2,1 |
| 6 | 0,027 | 0,001605 | 0,104335 | 0,082486 | 0,015 | 2,7 |
| 7 | 0,032 | 0,001984 | 0,113949 | 0,085855 | 0,017 | 3,3 |
| 8 | 0,036 | 0,002376 | 0,123249 | 0,088182 | 0,019 | 4,0 |
| 9 | 0,040 | 0,002777 | 0,132357 | 0,089549 | 0,021 | 4,6 |
| 10 | 0,045 | 0,003181 | 0,141372 | 0,090000 | 0,022 | 5,3 |
| 11 | 0,050 | 0,003585 | 0,150387 | 0,089549 | 0,024 | 6,0 |
| 12 | 0,054 | 0,003985 | 0,159494 | 0,088182 | 0,025 | 6,7 |
| 13 | 0,058 | 0,004377 | 0,168794 | 0,085855 | 0,026 | 7,3 |
| 14 | 0,063 | 0,004757 | 0,178408 | 0,082486 | 0,027 | 8,0 |
| 15 | 0,067 | 0,005118 | 0,188496 | 0,077942 | 0,027 | 8,6 |
| 16 | 0,072 | 0,005456 | 0,199287 | 0,072000 | 0,027 | 9,1 |
| 17 | 0,077 | 0,005763 | 0,211157 | 0,064273 | 0,027 | 9,6 |
| 18 | 0,081 | 0,006031 | 0,224828 | 0,054000 | 0,027 | 10,1 |
| 19 | 0,085 | 0,006243 | 0,242151 | 0,039230 | 0,026 | 10,4 |
| 20 | 0,090 | 0,006362 | 0,282743 | 0,000000 | 0,022 | 10,6 |

portata effettiva in uscita

Tab. 7 – Calcolo del volume di laminazione parcheggio pubblico A

| | A sottobacino (mq) | ϕ | T (min) | i (mm/h) | Q max (mc/sec) | | Qu (mc/s) | V(tot) |
|------------|--------------------|--------|---------|----------|----------------|---|-----------|--------|
| T < 1 ora | 2.708 | 0,600 | 6,02 | 101,7 | 0,046 | 1 | 0,011 | 10 |
| T < 1 ora | 2.708 | 0,600 | 45 | 59,1 | 0,027 | 2 | 0,011 | 41 |
| T =< 1 ora | 2.708 | 0,600 | 60 | 54,6 | 0,025 | 3 | 0,011 | 48 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 90 | 38,0 | 0,017 | 4 | 0,011 | 34 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 120 | 30,8 | 0,014 | 5 | 0,011 | 23 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 180 | 22,9 | 0,010 | 5 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 240 | 18,6 | 0,008 | 6 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 300 | 15,8 | 0,007 | 7 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 360 | 13,8 | 0,006 | 8 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 2.708 | 0,600 | 420 | 12,3 | 0,006 | 9 | 0,011 | 0 |

Tale volume di laminazione viene ottenuto utilizzando dei collettori di fognatura bianca a sezione maggiorata come illustrato nella Tab. 8 seguente e nella Tav. 3a – Rete di drenaggio acque bianche parcheggi pubblici.

Tab. 8 – Volume di laminazione parcheggio A tramite maggiorazione sezioni

| | L | 120x80 | V | L | De=400 | V | Pozzetti | |
|---------------|----|--------|--------------|-----|--------|--------------|-------------|--------------|
| Ramo 4-5-6 | 30 | 0,9 | 27,00 | | | 0,00 | 3,00 | 30,00 |
| Rami restanti | | | 0,00 | 128 | 0,1256 | 16,08 | 3,00 | 19,08 |
| | | | 27,00 | | | 16,08 | 6,00 | 49,08 |

Come si ricava dalla tabella la somma dei collettori a sezione maggiorata consente di ottenere un volume complessivo di **49 mc** superiore a quello di calcolo pari a **48 mc**.

Parcheggio E

Si trova all'estremità est dell'area di intervento sempre con ingresso da via Casale e lo scarico del parcheggio è autonomo rispetto al resto dell'area; nel seguito viene dimensionato il volume di laminazione necessario per la sua invarianza idraulica.

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|--------------|--------------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 238 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 1.909 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 0 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 1.101 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |
| Totale | 3.247 | 0,709 |

$T_c = 7,9$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|--------------|
| 3.247 | 0,709 | 7,90 | 84,4 | 54,0 | 166,3 |

Q = 54,0 l/s

portata massima

Qu = 10 l/sxha x 3.247 mq = 3,2 l/s

portata in uscita ante intervento

Tale riduzione è ottenibile mediante l'interposizione, prima dello scarico finale, di una strozzatura per ridurre la portata finale in uscita (vedi Tab. 6); non è possibile ottenere una portata così piccola perché non si possono utilizzare strozzature eccessivamente ridotte per motivi di funzionalità idraulica per cui la portata minima in uscita risulta pari a circa 10 l/s; di conseguenza il volume volano in grado di assorbire la maggiore portata in entrata rispetto a quella di rilascio a valle per i diversi eventi meteorici più critici viene determinato in funzione dei parametri idrologici già visti (tempo di corrivazione, durata della pioggia, caratteristiche dell'area ecc...) ed idraulici (massima portata di rilascio a valle).

Per le diverse durate di pioggia a partire dal tempo di corrivazione vengono calcolate le portate prodotte dall'area nonché il valore del volume di laminazione che corrisponde graficamente all'area posta tra la orizzontale della portata in uscita (Q_u) e la linea della portata per le stesse durate di pioggia; tale volume cambia per i diversi valori di T_p ed assume il valore massimo:

- $V(\max) = 84 \text{ mc}$ in corrispondenza di $T_p = 1,0$ ore (60 min) e per $Q_u=10,6 \text{ l/s}$

Nella Tab. 9 seguente sono riportati i risultati delle calcolazioni qui illustrate.

Tab. 9 – Calcolo del volume di laminazione parcheggio pubblico E

| | A sottobacino (mq) | ϕ | T (min) | i (mm/h) | Q max (mc/sec) | | Q_u (mc/s) | V(tot) |
|------------|--------------------|--------|-------------|----------|----------------|---|--------------|-----------|
| T < 1 ora | 3.247 | 0,709 | 7,90 | 94,5 | 0,060 | 1 | 0,011 | 19 |
| T < 1 ora | 3.247 | 0,709 | 45 | 59,1 | 0,038 | 2 | 0,011 | 70 |
| T =< 1 ora | 3.247 | 0,709 | 60 | 54,6 | 0,035 | 3 | 0,011 | 84 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 90 | 38,0 | 0,024 | 4 | 0,011 | 71 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 120 | 30,8 | 0,020 | 5 | 0,011 | 63 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 180 | 22,9 | 0,015 | 5 | 0,011 | 42 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 240 | 18,6 | 0,012 | 6 | 0,011 | 18 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 300 | 15,8 | 0,010 | 7 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 360 | 13,8 | 0,009 | 8 | 0,011 | 0 |
| T > 1 ora | 3.247 | 0,709 | 420 | 12,3 | 0,008 | 9 | 0,011 | 0 |

Tale volume di laminazione viene ottenuto utilizzando dei collettori di fognatura bianca a sezione maggiorata come illustrato nella Tab. 10 seguente e nella Tav. 3a – Rete di drenaggio acque bianche parcheggi pubblici.

Tab. 10 – Volume di laminazione parcheggio E tramite maggiorazione sezioni

| L | De=500 | V | L | 120x80 | V | Pozzetti | |
|-----|---------|--------------|----|--------|--------------|-------------|-------------------|
| 36 | 0,19625 | 7,07 | 37 | 0,9 | 33,30 | | |
| 36 | 0,19625 | 7,07 | | | 0,00 | 6,00 | |
| 36 | 0,19625 | 7,07 | | | 0,00 | | |
| 119 | 0,19625 | 23,35 | | | 0,00 | 3,00 | strada di accesso |
| | | 44,55 | | | 33,30 | 9,00 | 86,85 |

Come si ricava dalla tabella la somma dei collettori a sezione maggiorata consente di ottenere un volume complessivo di **87 mc** superiore a quello di calcolo pari a **84 mc**.

AREA COLLINARE

In questo caso si sono presi in considerazione quattro diversi sottobacini (vedi Fig. 3 pagina seguente):

- **bacino n. 1** in direzione nord-ovest, con superficie complessiva di **mq 47.333** (somma di tre sottobacini) caratterizzato da notevoli pendenze verso il lago presente nella proprietà della Scrigno che a sua volta tramite troppo pieno recapita nel Rio Casale;
- bacino di tutta la restante area collinare esposta verso sud-est ed oggi in gran parte coltivata che a sua volta è stato suddiviso in **tre sottobacini** il cui recapito finale è sempre il Rio Casale :
 - ✓ **bacino n. 2** corrispondente all'area più alta con superficie di **mq 43.380** e con raccolta delle acque di drenaggio verso la nuova strada principale di accesso al ciclodromo ed alle tribune;
 - ✓ **bacino n. 3** corrispondente all'area intermedia con superficie di **mq 18.541** e con raccolta delle acque di drenaggio verso la strada vicinale di via Pozzo;
 - ✓ **bacino n. 4** corrispondente all'area posta alla estremità sudorientale della proprietà con superficie di **mq 52.486** e con raccolta delle acque in diversi punti distribuiti lungo il suo perimetro.

Bacino n. 1

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|--------|------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 0 | 0,15 |
| Verde collinare | 41.865 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 3.458 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 2.010 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 0 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |

| | | |
|---------------|---------------|--------------|
| Totale | 47.333 | 0,344 |
|---------------|---------------|--------------|

$T_c = 10,6$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 47.333 | 0,344 | 10,58 | 87,3 | 394,6 | 83,4 |

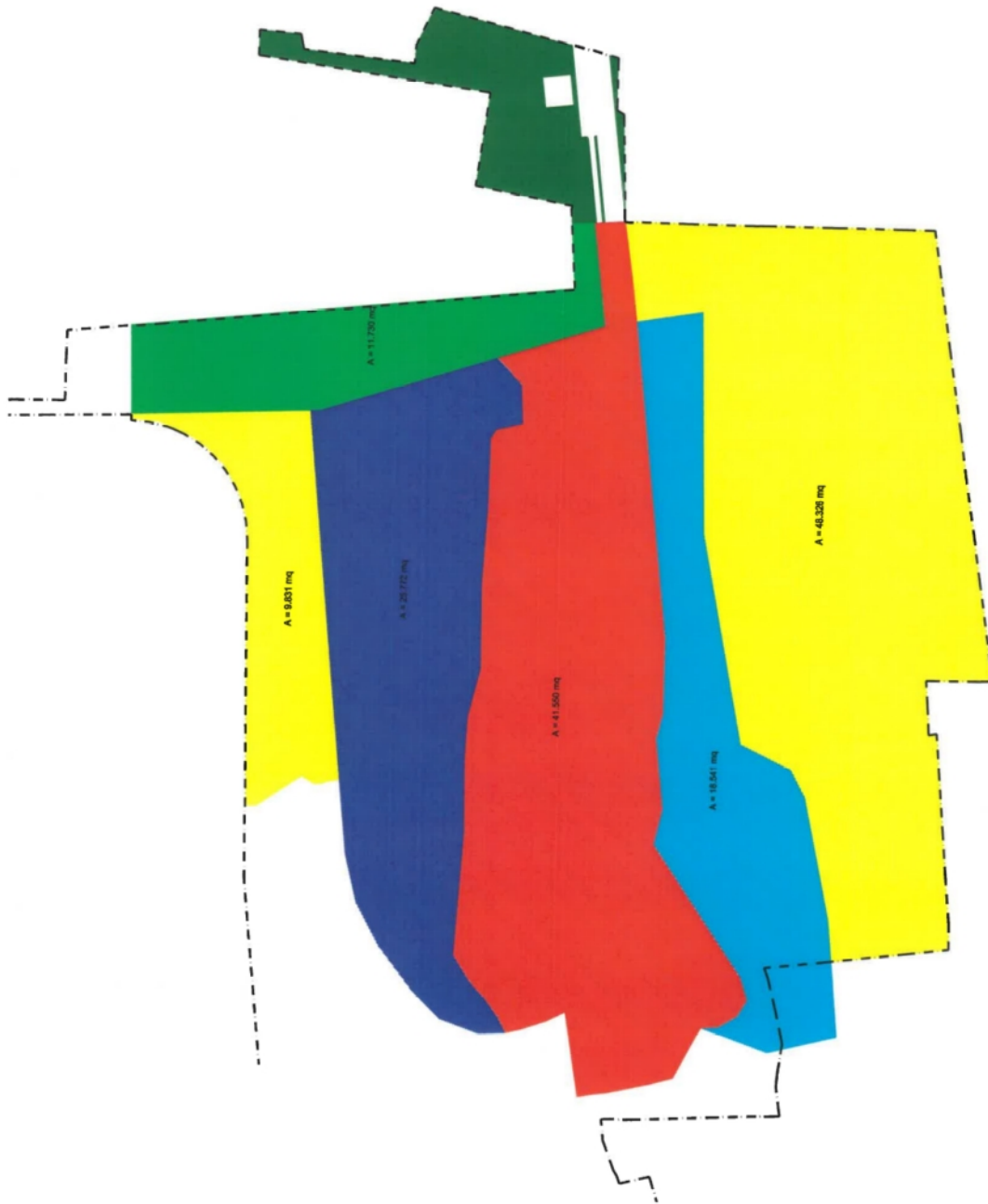
Q = 394,6 l/s portata massima dopo intervento

Per bacini collinari di queste dimensioni il discorso dell'invarianza si applica considerando le portate prodotte dall'area in situazione ante intervento e tali portate devono essere mantenute anche in situazione post intervento.

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 47.333 | 0,300 | 10,58 | 87,3 | 344,3 | 72,7 |

Qu = 344,3 l/s portata massima ante intervento

Fig. 3 – Sottobacini area collinare ciclodromo



Per il sottobacino 1 quindi l'incidenza delle nuove opere è minima per cui la differenza di portata finale è modesta; sono comunque previsti al piede della scarpata in corrispondenza della nuova strada di accesso dalla via Casale (lato NO) una serie di attraversamenti stradali con diametro ridotto ($De=160$ mm).

Inoltre va considerato che il recapito finale è il lago della scugno che con il suo volume determinato dall'innalzamento del livello idrico per scaricare nel troppo pieno esercita già un effetto volano di laminazione della portata in uscita.

Bacino n. 2

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|--------|------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 26.632 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 8.430 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 6.488 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 0 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |

| | | |
|---------------|--------|-------|
| Totale | 41.550 | 0,326 |
|---------------|--------|-------|

$T_c = 12,8$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 41.550 | 0,326 | 12,79 | 82,9 | 311,7 | 75,0 |

Q = 311,7 l/s portata massima dopo intervento

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 41.550 | 0,150 | 12,79 | 82,9 | 143,6 | 34,6 |

Qu = 143,6 l/s portata massima ante intervento

In questo caso invece l'incidenza delle nuove opere è più significativa e per contenere la portata finale in uscita dal bacino n. 2 si prevede di realizzare (vedi Tav. 2c – Rete smaltimento acque bianche ciclodromo), in corrispondenza del lungo attraversamento stradale verso il sottopasso di progetto, una strozzatura mediante tubazione del $De=160$ mm e corrispondente area a monte per invasare il volume di laminazione necessario (vedi Tab. 11).

Le altre due uscite idrauliche del bacino sono sempre controllate tramite strozzature del tutto analoghe anche se con minore carico idraulico e minor volume di laminazione data la minor portata in arrivo; in particolare con calcolo del tutto analogo a quanto sviluppato nella Tab. 11 si ottiene una $Q=41.0$ l/s per un battente d'acqua di 0,6 m.

Tab. 11 – Calcolo portata strozzatura De=160 mm

$$A=Q/Cv(2gh)$$

| | | |
|-----------|--------------------|------------------------------------------------------|
| Q= | 0,040 mc/s | portata imposta |
| C= | 0,597 | coefficiente luci a battente |
| h= | 0,8 m | battente d'acqua sopra asse tubazione scarico |
| A= | 0,016912 mq | area da ottenere per avere in uscita la Q imposta |
| D= | 0,147 m | diametro della tubazione x avere la Q imposta oppure |
| D= | 0,160 m | diametro 0,080 |
| r= | 0,080 m | raggio |

| | h | A | P | B | R | Q |
|----|-------|----------|----------|----------|-------|-----------------------------------------|
| | m | mq | m | m | m | l/s |
| 1 | 0,008 | 0,000376 | 0,072164 | 0,069742 | 0,005 | 0,9 |
| 2 | 0,016 | 0,001046 | 0,102960 | 0,096000 | 0,010 | 2,5 |
| 3 | 0,024 | 0,001891 | 0,127264 | 0,114263 | 0,015 | 4,5 |
| 4 | 0,032 | 0,002863 | 0,148367 | 0,128000 | 0,019 | 6,8 |
| 5 | 0,040 | 0,003931 | 0,167552 | 0,138564 | 0,023 | 9,3 |
| 6 | 0,048 | 0,005073 | 0,185485 | 0,146642 | 0,027 | 12,0 |
| 7 | 0,056 | 0,006272 | 0,202577 | 0,152630 | 0,031 | 14,8 |
| 8 | 0,064 | 0,007510 | 0,219110 | 0,156767 | 0,034 | 17,8 |
| 9 | 0,072 | 0,008775 | 0,235301 | 0,159198 | 0,037 | 20,8 |
| 10 | 0,080 | 0,010053 | 0,251327 | 0,160000 | 0,040 | 23,8 |
| 11 | 0,088 | 0,011331 | 0,267354 | 0,159198 | 0,042 | 26,8 |
| 12 | 0,096 | 0,012596 | 0,283545 | 0,156767 | 0,044 | 29,8 |
| 13 | 0,104 | 0,013835 | 0,300078 | 0,152630 | 0,046 | 32,7 |
| 14 | 0,112 | 0,015033 | 0,317170 | 0,146642 | 0,047 | 35,6 |
| 15 | 0,120 | 0,016175 | 0,335103 | 0,138564 | 0,048 | 38,3 |
| 16 | 0,128 | 0,017244 | 0,354288 | 0,128000 | 0,049 | 40,8 |
| 17 | 0,136 | 0,018215 | 0,375391 | 0,114263 | 0,049 | 43,1 |
| 18 | 0,144 | 0,019060 | 0,399695 | 0,096000 | 0,048 | 45,1 |
| 19 | 0,152 | 0,019730 | 0,430491 | 0,069742 | 0,046 | 46,7 |
| 20 | 0,160 | 0,020106 | 0,502655 | 0,000000 | 0,040 | 47,6 portata effettiva in uscita |

Bacino n. 3

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|--------|------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 16.396 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 1.391 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 754 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 0 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |

| | | |
|---------------|--------|-------|
| Totale | 18.541 | 0,212 |
|---------------|--------|-------|

$T_c = 14,1$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T _c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|----------------------|----------|---------------|------------|
| 18.541 | 0,212 | 14,13 | 80,7 | 88,3 | 47,6 |

Q = 88,3 l/s **portata massima dopo intervento**

| A bacino (mq) | f | T _c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|----------------------|----------|---------------|------------|
| 18.541 | 0,150 | 14,13 | 80,7 | 62,4 | 33,6 |

Qu = 62,4 l/s **portata massima ante intervento**

Anche per il sottobacino 3 quindi l'incidenza delle nuove opere è minima per cui la differenza di portata finale è modesta; e' comunque previsto di realizzare nelle due uscite idrauliche del bacino due strozzature con De=140 mm e battente di 0,50 m che limita la portata a 28 l/s come da Tab. 12 seguente.

Tab. 12 – Calcolo portata strozzatura De=140 mm

$$A=Q/Cv(2gh)$$

Q= 0,027 mc/s portata imposta
C= 0,597 coefficiente luci a battente
h= 0,5 m battente d'acqua sopra asse tubazione scarico
A= 0,014440 mq area da ottenere per avere in uscita la Q imposta
D= 0,136 m diametro della tubazione x avere la Q imposta oppure
D= 0,140 m diametro 0,070
r= 0,070 m raggio

| | h | A | P | B | R | Q |
|----|-------|----------|----------|----------|-------|------|
| | m | mq | m | m | m | l/s |
| 1 | 0,007 | 0,000288 | 0,063144 | 0,061025 | 0,005 | 0,5 |
| 2 | 0,014 | 0,000801 | 0,090090 | 0,084000 | 0,009 | 1,5 |
| 3 | 0,021 | 0,001448 | 0,111356 | 0,099980 | 0,013 | 2,7 |
| 4 | 0,028 | 0,002192 | 0,129821 | 0,112000 | 0,017 | 4,1 |
| 5 | 0,035 | 0,003010 | 0,146608 | 0,121244 | 0,021 | 5,6 |
| 6 | 0,042 | 0,003884 | 0,162299 | 0,128312 | 0,024 | 7,3 |
| 7 | 0,049 | 0,004802 | 0,177255 | 0,133551 | 0,027 | 9,0 |
| 8 | 0,056 | 0,005750 | 0,191721 | 0,137171 | 0,030 | 10,8 |
| 9 | 0,063 | 0,006719 | 0,205888 | 0,139298 | 0,033 | 12,6 |
| 10 | 0,070 | 0,007697 | 0,219911 | 0,140000 | 0,035 | 14,4 |
| 11 | 0,077 | 0,008675 | 0,233935 | 0,139298 | 0,037 | 16,2 |
| 12 | 0,084 | 0,009644 | 0,248102 | 0,137171 | 0,039 | 18,0 |
| 13 | 0,091 | 0,010592 | 0,262568 | 0,133551 | 0,040 | 19,8 |
| 14 | 0,098 | 0,011510 | 0,277524 | 0,128312 | 0,041 | 21,5 |
| 15 | 0,105 | 0,012384 | 0,293215 | 0,121244 | 0,042 | 23,2 |
| 16 | 0,112 | 0,013202 | 0,310002 | 0,112000 | 0,043 | 24,7 |
| 17 | 0,119 | 0,013946 | 0,328467 | 0,099980 | 0,042 | 26,1 |
| 18 | 0,126 | 0,014593 | 0,349733 | 0,084000 | 0,042 | 27,3 |
| 19 | 0,133 | 0,015106 | 0,376679 | 0,061025 | 0,040 | 28,2 |
| 20 | 0,140 | 0,015394 | 0,439823 | 0,000000 | 0,035 | 28,8 |

portata effettiva in uscita

Bacino n. 4

| Tipologia di area | mq | c |
|------------------------------|--------|------|
| Strutture x sport in ca | 0 | 0,90 |
| Verde | 45.005 | 0,15 |
| Verde collinare | 0 | 0,30 |
| Strade e piazzali in asfalto | 4.464 | 0,90 |
| Percorsi in ghiaia | 3.017 | 0,30 |
| Stalli auto drenanti | 0 | 0,50 |
| Edifici | 0 | 0,80 |

| | | |
|---------------|--------|-------|
| Totale | 52.486 | 0,222 |
|---------------|--------|-------|

$T_c = 11,8$ min tempo di corrivazione della rete

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 52.486 | 0,222 | 11,81 | 84,7 | 274,8 | 52,4 |

Q = 274,8 l/s portata massima dopo intervento

| A bacino (mq) | f | T_c (min) | i (mm/h) | Q max (l/sec) | u (l/sxha) |
|---------------|-------|-------------|----------|---------------|------------|
| 52.486 | 0,150 | 11,81 | 84,7 | 185,3 | 35,3 |

Qu = 185,3 l/s portata massima ante intervento

In questo caso l'incidenza delle nuove opere è più significativa e per contenere la portata finale in uscita dal bacino n. 4 si prevede di realizzare (vedi Tav. 2c), in corrispondenza delle cinque uscite idrauliche di progetto altrettante strozzature con tubazione del $De=140$ mm e corrispondente volume di laminazione a monte ottenuto tramite maggiorazione delle cunette; con battente idraulico pari a 0,60 m si ottiene per ogni scarico una portata di 31,5 l/s.