

# PIANO PARTICOLAREGGIATO di INIZIATIVA PRIVATA di TIPO RESIDENZIALE "Borgo Gelati"- V. Grazia Deledda, fraz. Stuffione, Ravarino (MO)

## RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO e IDROLOGICO per la FOGNATURA BIANCA

---

### Premessa

Questo documento si riferisce alla valutazione delle portate di pioggia e al loro smaltimento nell'area del comune di Ravarino, località Stuffione, denominata "Borgo Gelati". Per tale lottizzazione, parzialmente già edificata, la cui rete fognaria è già stata interamente realizzata (così come gli altri impianti dell'opera di urbanizzazione) con funzionamento ottimale negli ultimi 15 anni circa, si intende stipulare una nuova convenzione urbanistica che, ovviamente, non potrà prescindere da quanto realizzato, ma che si prefigge di sposare appieno i nuovi criteri progettuali richiesti nel lasso di tempo trascorso dall'approvazione del progetto originale (2004) ad oggi. Di conseguenza si utilizzerà lo stesso metodo di calcolo (secondo De Martino), apportando le correzioni derivanti dall'aver a disposizione la tipologia di manufatto realizzato ed edificazione residenziale costruita (cosa che all'epoca della stesura della relazione originale evidentemente non era possibile, essendo essa stata redatta prima di iniziare le opere), nonché della variazione degli indici di edificabilità e delle nuove opere richieste nella nuova convenzione edilizia da stipulare con il Comune di Ravarino.

Inoltre, onde recepire le più recenti direttive in materia di laminazione delle portate di pioggia degli eventi di precipitazione più severi, si provvederà al calcolo del volume di laminazione da realizzare ex novo per non aggravare il carico idraulico del collettore fognario di conferimento, "Fossetta di Stuffione" in V. Matteotti, oltre quanto prescritto dal Consorzio Burana.

### Calcolo delle portate di pioggia

#### Valutazione della portata di pioggia da smaltire nel bacino del comparto "Borgo Gelati"

Si assume una curva di probabilità pluviometrica, per un dato tempo di ritorno dell'evento, che esprime la correlazione tra quantità di pioggia caduta e durata dell'evento meteorico, basata sulla legge probabilistica di Gumbel, del tipo<sup>1</sup>:

---

<sup>1</sup> Questo approccio, ampiamente adottato, porta a considerare curve statistiche come la seguente (riportata a scopo puramente esemplificativo ma riferita a condizioni di una località esistente) al variare del tempo di ritorno dell'evento considerato:

$$H = a t^n$$

dove:

- $H$  è la quantità di pioggia caduta nell'evento di riferimento da considerare per il dimensionamento della rete [mm]
- $t$  è la durata dell'evento di riferimento [h]
- $a$  è la quantità di pioggia nell'evento di durata unitaria per la curva di probabilità di riferimento [mm/h]
- $n$  esponente della curva pluviometrica [-]

Sotto tale ipotesi si può assumere che la portata massima ceduta al collettore fognario principale dalla rete del comparto oggetto della presente relazione si verifichi quando l'evento di pioggia ha durata pari al tempo di corrivazione di quest'ultima<sup>2</sup>; tale valore di pioggia è dunque identificabile come corrispondente all'evento critico.

L'intensità di pioggia per ciascuno dei punti della curva probabilistica esprime la quantità di pioggia caduta per unità di tempo; quindi, evidentemente:

$$i = \frac{H(t)}{t} \quad \left[ \frac{mm}{h} \right]$$

ovvero:

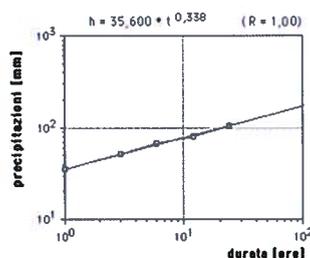
$$i = a t^{n-1} \quad \left[ \frac{mm}{h} \right]$$

Data la ridotta estensione dell'area cui questo calcolo si riferisce (circa 1.5 hA), il metodo di De Martino e la curva probabilistica adottata sono sicuramente appropriati, a maggior ragione dal momento che il tempo di corrivazione è certamente confrontabile con la pioggia di riferimento per una durata unitaria (data dalla costante  $a$ ) della curva probabilistica adottata.

La massima portata d' acqua piovana che il sistema fognario deve smaltire può essere calcolata come:

$$Q = \varphi \varphi_{rit} \frac{H A}{t_c} \quad \left[ \frac{m^3}{h} \right] \quad 1)$$

Dove:



Nella curva probabilistica (in scala logaritmica) data ad esempio si ha  $a = 35.6 \left[ \frac{mm}{h} \right]$  e  $n = 0.338 [-]$  ed è valida per un determinato tempo di ritorno (nell'esempio 20 anni).

<sup>2</sup> Il *tempo di corrivazione* è quello impiegato dall'acqua caduta nel punto più lontano dell'area servita dalla rete fognaria in considerazione a raggiungere la sezione di scarico di quest'ultima, ovvero di cessione della portata al collettore fognario principale

$A$	è l'area servita dalla rete cui il calcolo si riferisce [ $m^2$ ]
$\varphi$	è un coefficiente globale di riduzione della portata di pioggia di cui ci occuperemo nel seguito [-]
$\varphi_{rit}$	è un coefficiente di ritardo (o di laminazione) che tiene conto del ritardo con il quale la portata istantanea di pioggia giunge allo scarico della rete fognaria in esame ovvero alla sua confluenza con il collettore principale [-]
$t_c$	tempo di corrivazione [h]

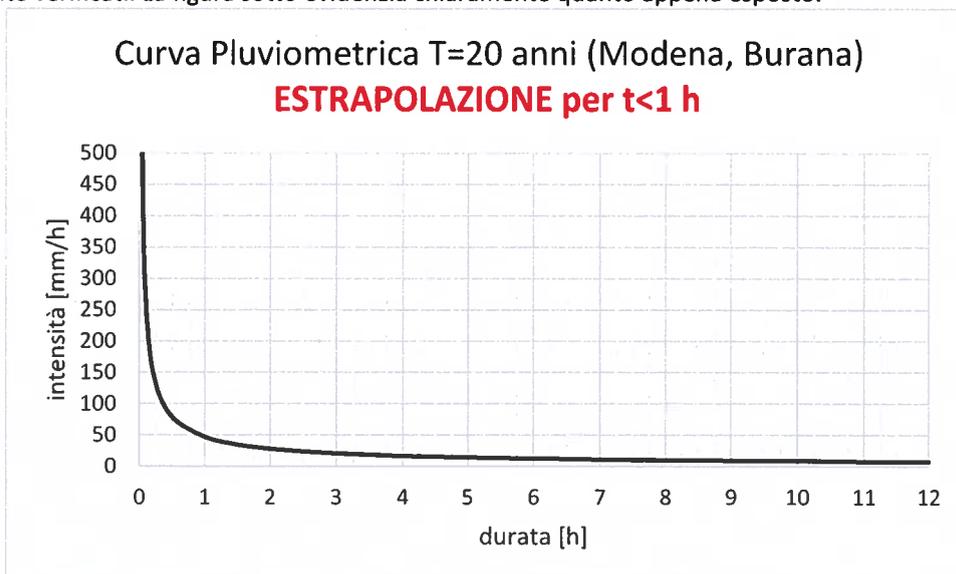
La portata di dimensionamento del sistema fognario sarà, per le ipotesi fatte, quella corrispondente alla pioggia dell'evento critico su una durata pari al tempo di corrivazione; la 1) diventa allora, nello specifico:

$$Q = \varphi \varphi_{rit} \frac{H(t_c) A}{t_c} = \varphi \varphi_{rit} i_c A \quad \left[ \frac{m^3}{h} \right] \quad 2)$$

essendo  $i_c$  l'intensità di pioggia critica.

I tempi di corrivazione nel caso di reti che servano aree piccole come quella in oggetto sono certamente inferiori all'ora, e di conseguenza le piogge critiche sono quelle di pari durata per cui i dati sono scarsi, se non irreperibili, e certamente molto incerti: dal momento che estrapolare le curve pluviometriche per eventi di durata inferiore all'ora può condurre a errori grossolani<sup>3</sup>, si farà riferimento a una limitata estrapolazione lineare della curva intensità / durata per eventi di durata inferiore a quella unitaria.

<sup>3</sup> Estrapolando matematicamente le equazioni esponenziali del tipo usato per ottenere le curve di probabilità pluviometrica per valori di durata meno che unitaria, si ottengono valori di intensità di pioggia che tendono a infinito per tempi tendenti a zero, e quindi che variano in modo "non fisico" per variazioni di durata non lontane dalla variabilità del tempo di corrivazione delle reti di piccola estensione: è evidente quindi che l'approccio utilizzato non può essere forzato nell'applicazione fuori dai limiti in cui i dati del modello statistico che ne sta alla base siano veritieri e ragionevolmente verificati. La figura sotto evidenzia chiaramente quanto appena esposto.



Per il territorio nel quale si trova il comparto oggetto della relazione presente, i dati<sup>4</sup> danno una curva pluviometrica con coefficienti:

$$a = 46.29 \text{ mm/h}$$

$$n = 0.248$$

per un evento con tempo di ritorno di 20 anni (T=20 anni), cui corrispondono le seguenti curve di precipitazione e di intensità di precipitazione.

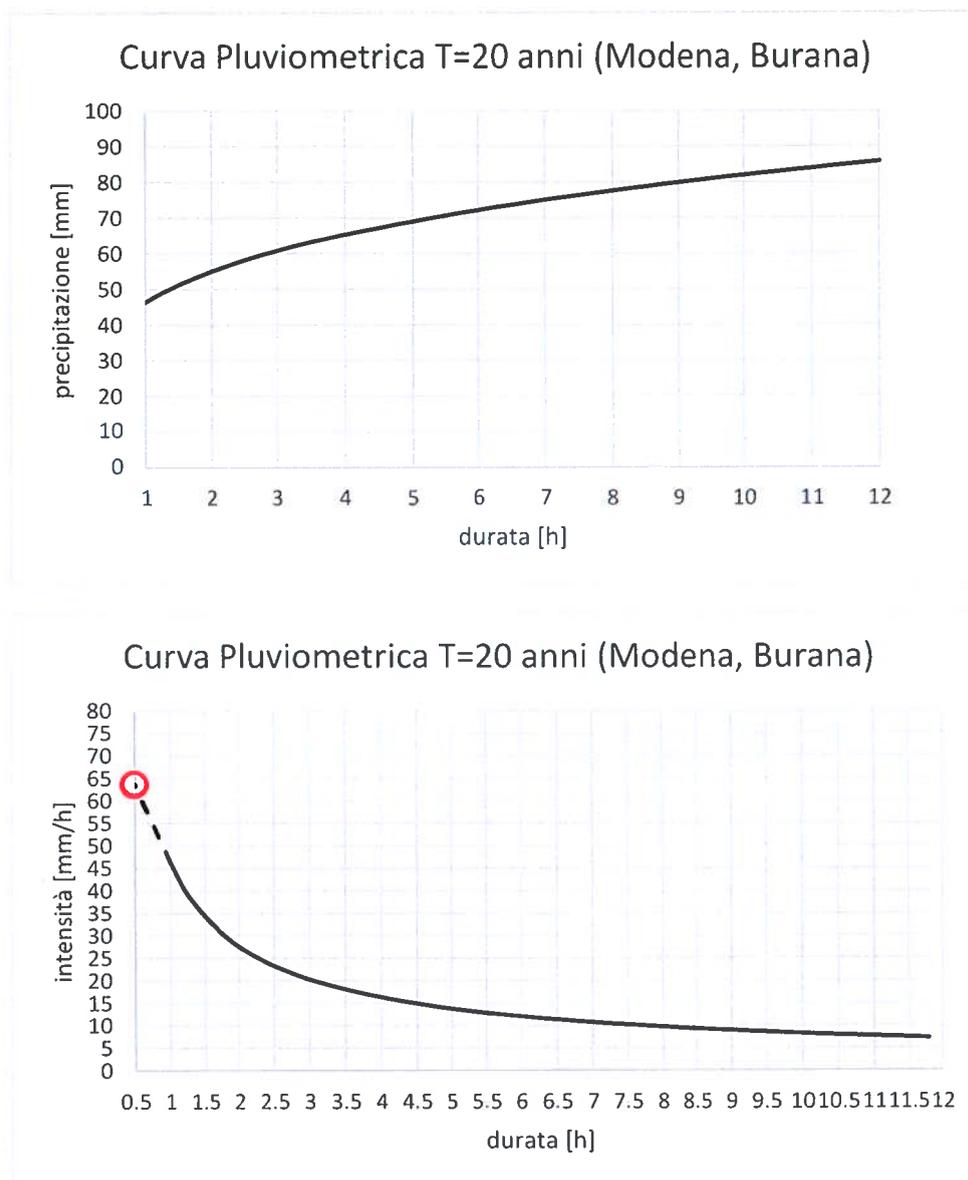


Fig. 1)

A seguito delle considerazioni esposte sopra e dalle curve di probabilità pluviometrica e di intensità di pioggia da essa derivata, si assume una intensità di pioggia critica (circolo rosso nella Fig.1) pari a quella di

<sup>4</sup> Modena, Burana: si veda ALLEGATO 1

un evento di durata mezz'ora ottenuta per linearizzazione<sup>5</sup> della curva di intensità al di sotto della durata unitaria:

$$i_c = 63.7 \left[ \frac{mm}{h} \right]$$

considerevolmente superiore, anche a titolo cautelativo<sup>6</sup>, all'intensità di pioggia critica che si otterrebbe dalla curva di probabilità pluviometrica per evento di durata unitaria, che dovrebbe corrispondere ad  $a = 46.29 \left[ \frac{mm}{h} \right]$ .

A questo punto possiamo calcolare il valore di portata di pioggia critica sull'area della lottizzazione prima di applicare i coefficienti correttivi, come:

$$Q_s = i_c A = \frac{63.7}{1000} \cdot 16471 = 1049.2 \frac{m^3}{h} = 0.291 \frac{m^3}{s} = 291 \frac{l}{s}$$

La portata appena trovata andrà corretta, per trovare la portata effettiva  $Q$  scaricata al collettore principale "Fossetta di Stuffione", attraverso il coefficiente medio pesato di riduzione per assorbimento del terreno,  $\varphi$ , e per il coefficiente di ritardo  $\varphi_{rit}$ , che tiene conto della riduzione di portata per laminazione della rete oggetto di calcolo, come dato dalla 2), ovvero:

$$Q = \varphi \varphi_{rit} Q_s$$

### Valutazione del coefficiente di riduzione per assorbimento del terreno

Il coefficiente di interesse,  $\varphi$ , dipende dall'effettiva capacità di assorbimento della portata di pioggia da parte delle tipologie di suolo sul quale cade la portata di pioggia  $Q_s$ . Dal momento che normalmente in ogni area servita da una rete di smaltimento delle acque piovane esistono diverse tipologie di terreno, tale coefficiente deve essere, a rigore, ottenuto da una media pesata sull'area delle varie tipologie di suolo che compongono l'area servita dalla rete fognaria. Dato però che i coefficienti relativi a ciascuna tipologia di suolo presentano ovviamente un intervallo di valori possibili, è utile e necessario, soprattutto nel caso di piccole reti che presentano comunque una discreta varietà di topologie di suolo, verificare anche che il valore medio pesato ottenuto ricada ragionevolmente bene entro valori di riferimento tabulati e verificati normalmente validi per determinate tipologie di urbanizzazione.

Il valore medio di  $\varphi$  si ottiene da:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i A_i}{\sum_i A_i} \quad 3)$$

Dove l'indice  $i$  indica la singola tipologia di suolo presente nell'area servita dalla rete, e, ovviamente,  $\sum_i A_i = A$  è l'area totale del comparto urbanizzato o da urbanizzare.

Nel caso del Borgo Gelati, la tabella 1) sotto riporta i valori di area per ogni tipologia di utilizzo del suolo, nonché i termini della media pesata, con nell'ultima riga le somme dei termini elencati:

<sup>5</sup> Ovvero, per ovviare alla palese perdita di significatività fisica della curva dell'intensità in funzione delle durate per durate brevi, si ottiene il valore di pioggia critica per durate inferiori a 1 ora come:

$$i_c = i(t=1) + \frac{d i(t=1)}{d t} \cdot (t-1) = 46.29 - 34.81 \cdot (0.5 - 1) = 63.69$$

avendo posto  $t = 0.5$  per trovare l'intensità dell'evento di durata mezz'ora.

<sup>6</sup> La maggiorazione è effettuata onde tenere in conto l'incertezza sull'intensità dell'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione, che, si diceva è qui certamente inferiore all'ora.

Tipologia Intervento	Ai [m <sup>2</sup> ]	φi [-]	φi Ai [m <sup>2</sup> ]
Strade	2418.7	0.95	2297.8
Pista ciclabile	480.1	0.95	456.1
Area giochi	60.0	0.4	24.0
Lotti edificati a palazzine	1865.3	0.6	1119.2
Lotti edificati a villette	1545.8	0.3	463.7
Lotti da edificare a villette	5772.5	0.3	1731.8
Parcheggi e marciapiedi (autobloccanti)	1559.4	0.4	623.8
Verde pubblico	2768.7	0.05	138.4
Σi	16471		6854.7

Tabella 1)

I valori dati in tabella 1) differiscono da quelli che saranno dati nel seguito (tabella 3) in quanto si è ritenuto più opportuno fare prima riferimento ai valori globali medi che trovano storicamente maggiore riscontro in letteratura per la valutazione del carico di pioggia, che sono riferiti a coefficienti di ritenzione medi per tipologia di intervento realizzativo e quindi statisticamente comprensivi di fattori di incertezza che potrebbero sfuggire a un calcolo puntuale basato solo sull'area effettivamente impermeabilizzata. Il buon accordo dei valori stimati nella tabella precedente con quelli valutati in seguito nel calcolo puntuale indica, a parere dello scrivente, che le valutazioni fatte si possono ritenere a maggior ragione attendibili. A questo proposito si fa notare che il coefficiente relativo alle strade, che avrebbe dovuto essere invariato nelle due tabelle, è stato maggiorato in entrambe a titolo prudenziale rispetto ai dati di letteratura. Alla luce di quanto detto, è ragionevole la limitata sovrastima dell'area media pesata di pioggia in tabella 3) rispetto alla valutazione puntuale dell'area impermeabilizzata effettiva (tabella 3).

Il coefficiente di riduzione per assorbimento medio si ottiene, secondo la 3):

$$\varphi = \frac{6855}{16471} = 0.42 \text{ [-]}$$

I coefficienti applicati sono stati ottenuti dalle seguenti tabelle, normalmente utilizzate a questo scopo<sup>7</sup>.

<sup>7</sup> "Reti Fognarie"; Mantica, Università di Padova. Il valore dato per "lastricati ordinari va, evidentemente, inteso come variabile da 0.7 a 0.5, dovendo essere tutti i valori riportati in tabella ≤ 1

## ELEMENTI ANALITICI

Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0.90 - 0.80
Lastricati ben connessi	0.80 - 0.70
Lastricati ordinari	7.00 - 0.50
Macadam selciati	0.60 - 0.40
Superfici battute	0.30 - 0.15
Superfici non battute, parchi boschi, giardini, terre non coltivate	0.10 - 0.00

## ELEMENTI GLOBALI

Costruzioni dense (centri cittadini)	0.80 - 0.70
Costruzioni spaziate (semintensive)	0.60 - 0.50
Zone a villini (città giardino)	0.35 - 0.25
Aree non edificate (piazzali, campi da gioco ecc.)	0.20 - 0.15
Giardini, parchi e boschi	0.10 - 0.00

Tabella 2)

Coesistendo nell'area oggetto della presente relazione aree (già edificate) semintensive (palazzine spaziate) con zone a villette anch'esse già realizzate, mentre le aree ancora da edificare saranno dedicate solo a costruzioni "a villini" per la riduzione dell'indice di edificabilità previsto dalla nuova convenzione edilizia, si ottiene globalmente un coefficiente di riduzione della portata ragionevolmente compreso tra quelli previsti per i coefficienti globali per le "città giardino" e le "costruzioni spaziate semi-intensive", ovvero pari a 0.42.

### Valutazione del coefficiente di ritardo

Il coefficiente di ritardo  $\varphi_{rit}$  può essere valutato attraverso tabelle proposte in letteratura (si veda nel seguito quelle proposte da De Martino) e ampiamente utilizzate nella valutazione della massima portata da smaltire dal sistema fognario oggetto di progetto o verifica; esso si basa sul fatto che la massima portata immessa nel sistema fognario principale si verifichi quando l'evento di pioggia abbia durata pari al tempo di corrivazione. Sulla base di questa ipotesi, è evidente che quanto più lunghi sono i tratti di tubazione (a parità di velocità media nelle condutture), tanto più lungo deve essere l'evento di pioggia perché il coefficiente di ritardo si avvicini all'unità.

In sostanza, il coefficiente di ritardo tiene conto della capacità di laminazione della (massima) portata di pioggia verso il collettore o il bacino di sbocco dovuta all'invaso nel sistema di condutture fognarie.

Fissata la lunghezza dei vari tratti di conduttura, la velocità con cui l'acqua si muove in essi sotto l'ipotesi di moto a pelo libero, esso dipende principalmente dalla pendenza delle condutture<sup>8</sup>; per questo motivo si possono adottare abachi quali quelli proposti sotto onde stimare il valore del coefficiente di ritardo (metodo di Burki), in cui la superficie dell'area servita viene assunta come indicatore della lunghezza dei tratti di linea.

<sup>8</sup> A parità di tipologia, scabrosità e realizzazione delle tubazioni

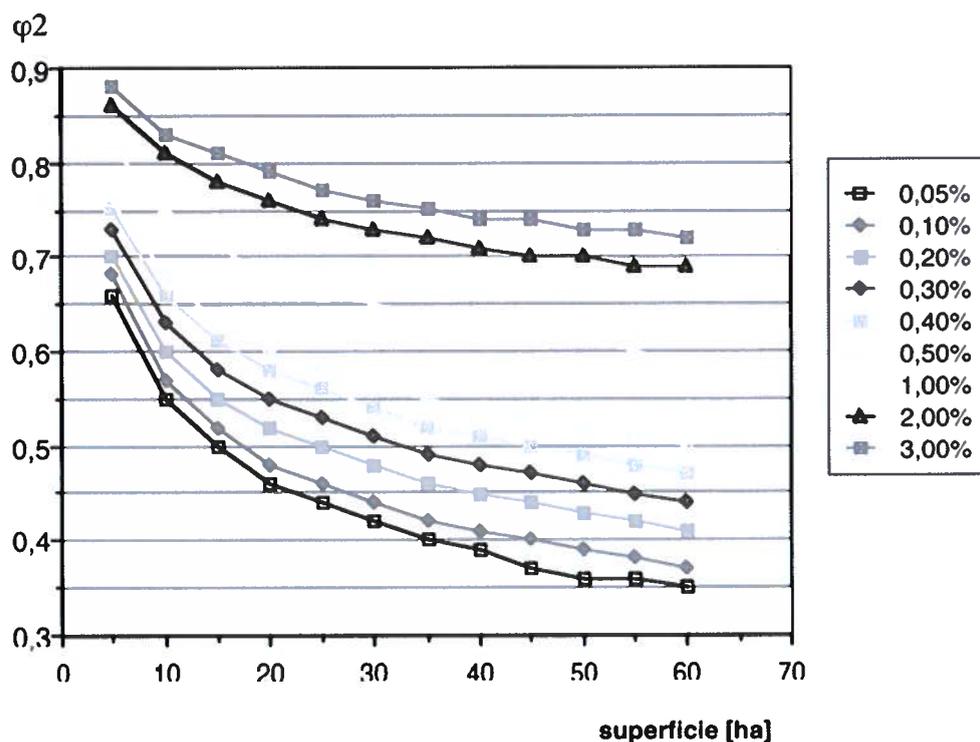


Fig. 2)

Sono altresì ragionevoli almeno altre due altre considerazioni, dall'effetto contrastante:

- Una rete composta da tratti corti di tubatura, presenta giocoforza una minore frazione di percorso rettilineo non interrotto di queste (da pozzetti, curve, immissioni ecc.) rispetto a quella asservita a una grande area; ciò comporta un aumento del tempo di corrivazione rispetto al caso di soli tratti dritti ininterrotti di tubazione e quindi corrispondentemente della capacità di laminazione
- Una rete che serve un'area piccola non può che presentare coefficienti di ritardo elevati (garantendo cioè una ridotta capacità naturale di invaso) rispetto a una rete che serva una grande area con tratti di condotta lunghi

In sintesi, per un'area piccola (sotto i 10 hA), si può ritenere  $\varphi_{rit} > 0.7$ , con la possibilità che si incrementi fino a 0.9 in caso di pendenze molto forti (>1%).

In questo caso assumiamo  $\varphi_{rit} = 0.8$

Portata massima all'immissione nel collettore principale "Fossetta di Stuffione" per l'area "Borgo Gelati"

Alla luce di tutto quanto sopra, possiamo valutare una portata massima di evento critico per l'area oggetto della presente relazione pari a:

$$Q = \varphi \varphi_{rit} Q_s = 0.42 \cdot 0.8 \cdot 0.291 = 0.978 \left[ \frac{m^3}{s} \right] = 97.8 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

Tale valore è superiore, evidentemente, al massimo indicato dal Consorzio Burana per non sovraccaricare idraulicamente il collettore di conferimento.

## Capacità di laminazione aggiuntiva

Onde ridurre tale valore di portata, che potrebbe presentarsi all'accadere di un evento di pioggia critico, viene considerata l'introduzione di una vasca di accumulo con capacità dimensionata secondo i criteri del Consorzio Burana, ovvero con una capacità di  $V_{spec} = 700 \frac{m^3}{ha}$  di suolo effettivamente impermeabilizzato.

Il funzionamento della capacità di invaso e della vasca di laminazione, è basato sull'accumulo della portata che non può transitare verso il collettore fognario principale in quanto bloccata da un diaframma o bocca tarata nella rete fognaria e nella vasca a monte della bocca tarata stessa. In questo modo si incrementa grandemente la capacità di laminazione del sistema, riducendo il rischio di sovrappienezze nei collettori principali della fognatura; di fatto, si riduce in modo significativo il coefficiente  $\varphi_{rit}$ .

La portata di dimensionamento della bocca tarata si atterrà alle prescrizioni del Consorzio.

La capacità di accumulo rappresentata dalla vasca verrà connessa in un punto opportuno del circuito alla rete fognaria esistente, indicato nel seguito; alla connessione della vasca alla rete fognaria del comparto si realizzerà una soglia di sfioro allo scopo di evitare la tracimazione della vasca sul suolo limitrofo, mentre alla connessione ultima della rete verso il collettore fognario "Fossetta di Stuffione" si realizzerà un manufatto dotato della bocca tarata e di uno sfioro di protezione ultima secondo le indicazioni del Consorzio Burana.

### Dimensionamento della vasca

#### A. VOLUME di INVASO

Dovendo valutare qui l'**area impermeabilizzata effettiva** piuttosto che il **coefficiente di ritenzione medio** sulla durata di pioggia critica, si procederà con attribuzioni di valori di superficie quanto più possibile puntuali, con riferimento alla situazione realizzativa specifica, attribuendo dei coefficienti riduttivi  $k_i$  in generale diversi dai  $\varphi_i$  di tabella 1).

#### Strade e piste ciclabili

Si è assunto, cautelativamente rispetto alle tabelle di letteratura,  $k_{strade} = \varphi_{strade} = 0.95$

#### Area giochi

Rispetto all'area totale destinata ai giochi, si può ritenere una frazione impermeabilizzata per la presenza a parziale copertura di tappetini in gomma e opere di fissaggio, indicativamente pari a:

$$k_{area\ giochi} = \varphi_{area\ giochi} = 0.5$$

#### Lotti già edificati a palazzine – area impronta a terra degli edifici

Questa voce considera l'area effettiva della pianta dell'edificio esistente; l'impermeabilizzazione considerata è totale. La rimanente area corrispondente a questi lotti verrà considerata nelle altre voci di tabella.

$$k_{pianta\ palazzine} = 1$$

Questa frazione di area in tabella 3) è considerata nella voce "area coperta edifici esistenti".

#### Lotti già edificati a villette a schiera – area impronta a terra degli edifici

Come fatto per i lotti già edificati a palazzine, si è attribuito un coefficiente unitario alla pianta dell'edificio, per attribuire poi ad altre voci di tabella la rimanente area di questi lotti già realizzati:

$$k_{pianta\ villette\ 1} = 1$$

Anche questa frazione di area in tabella 3) è considerata nella voce "area coperta edifici esistenti".

#### Lotti da edificare a villette – area impronta a terra degli edifici

Questa frazione di superficie si riferisce ai lotti non ancora edificati, che nella nuova convenzione vedranno l'indice di edificabilità ridotto a 0.3, con altezza massima dell'edificio realizzabile di 8.5 [m].

Si suppone che la superficie coperta corrisponda a progetti che prevedano quasi due terzi della superficie utile realizzata a piano terra; ciò corrisponde a un coefficiente di copertura dell'area del lotto dalla pianta dell'edificio:

$$F_{villette\ 2} = \frac{A_{impronta\ coperta}}{A_{lotto}} = 0.2 \text{ che verrà considerato anch'esso con:}$$

$$k_{pianta\ villette\ 2} = 1$$

Quindi completamente impermeabilizzato.

Ciò trova riscontro nella tabella 3) con "area coperta da edifici da edificare".

Anche qui, la rimanente area dei lotti trova collocazione nelle altre voci di tabella.

#### Aree in autobloccante

Questi manufatti sono stati divisi in due categorie: una relativa alle aree interne ai lotti, e un'altra per quella a parcheggi e marciapiedi. Nonostante possano esistere differenze realizzative nelle due tipologie, il coefficiente di impermeabilizzazione è stato ritenuto uguale nei due casi, in quanto esso è comunque rappresentativo di una media pesata sulle aree, e si può assumere ragionevolmente che nei lotti di futura edificazione a indice di edificabilità ridotto, saranno certamente privilegiate soluzioni che tenderanno a massimizzare l'area a giardino intorno alle piante delle ville o villette, e nel computo delle aree la pavimentazione ad autobloccanti nei lotti di futura edificazione è stato volutamente e conservativamente sovrastimato (si veda tavola 202).

$$k_{autobloccanti\ interni\ ai\ lotti} = 0.4$$

$$k_{autobloccanti\ parcheggi} = 0.4$$

Il valore del coefficiente corrisponde a quanto suggerito per tale tipologia di opera dalla tabella 2).

#### Verde

Il verde interno ai lotti è stato trattato come il verde pubblico non sussistendo differenze dal punto di vista delle capacità drenanti. La valutazione delle aree verdi interne ai lotti realizzati è stata effettuata approssimando per difetto le aree effettive.

Il comparto in oggetto si avvale anche di una superficie fuori comparto di  $480\ m^2$ , che opera beneficamente nell'alleggerire l'impatto delle piogge intense.

La tabella seguente riassume le valutazioni puntuali di superficie impermeabilizzata, ed è in buon accordo con la valutazione per indici globali eseguita per la valutazione della portata di pioggia dati in tabella 1.

Tutte le aree complessive date in tabella 3) corrispondono esattamente a quelle indicate in tavola 202.

		Ai [m <sup>2</sup> ]	ki [-]	ki*Ai [m <sup>2</sup> ]
1	Area giochi	59.9	0.5	29.95
2	Autoblocc. Aree Racc. Rifiuti	14.37	0.4	5.748
3	Autoblocc. Marciapiedi	502.79	0.4	201.116
4	Autoblocc. Parcheggi	682.57	0.4	273.028
5	Autoblocc. Lotti Esistenti+Da Edificare	2376.34	0.4	950.536
6	Area coperta edifici esistenti	1295.3	1	1295.3
7	Area coperta edifici da edificare	1152.31	1	1152.31
8	Verde pertinenziale esistente	582.45	0	0
9	Verde pertinenziale lotti da edificare	3759.29	0	0
10	Verde (esterno ai lotti)	3458.26	0	0
11	Verde - ghiaia	164.77	0	0
12	Ciclabili	585.31	0.95	556.0445
13	Strade	2452.23	0.95	2329.6185
			Σ	6793.7

Tabella 3)

La somma delle aree impermeabilizzate porta a una superficie totale come indicata in tabella pari a 6793.7 [m<sup>2</sup>], ovvero, in ettari:

$$A_{imp} = 0.679 \text{ [hA]}$$

La portata di pioggia che cade sul terreno di fondo della vasca, fuori comparto, non dà ovviamente contributo di accumulo per essere assimilabile al terreno "verde" inalterato.

La prescrizione del Consorzio Burana per il volume di laminazione è di 700  $\left[\frac{m^3}{hA}\right]$  con al denominatore l'area effettivamente impermeabilizzata.

Da ciò deriva un volume totale di invaso di laminazione pari a:

$$V_{inv} = A_{imp} V_{spec} = 0.679 \cdot 700 = 475.5 \text{ [m}^3\text{]}$$

Le condutture esistenti e i pozzetti della rete fognaria bianca (si vedano tavole allegate 201A, 202, 203) costituiscono una capacità di laminazione aggiuntiva, dal momento che la rete fognaria bianca è posata ad una profondità tale da consentire il completo riempimento dei tubi ben prima che la vasca di laminazione raggiunga il livello di massimo invaso.

Si assume per comodità di calcolo e brevità di esposizione la coincidenza tra il diametro esterno della tubazione e quello interno, fatto ampiamente compensato dal considerare che il livello di riempimento medio dei pozzetti dalla quota di scorrimento di ciascuno di essi, sia pari a 1 m (approssimazione ampiamente per difetto). In questo modo, ciascuno dei 16 pozzetti di sezione quadrata interna 0.8 [m]x 0.8 [m], consente di invasare 0.64 [m<sup>3</sup>] di acqua. Il volume totale di acqua accumulabile nei pozzetti si aggiunge alla capacità di invaso data dalle condutture. La tabella seguente riassume i volumi fuori vasca invasabili, trascurando, quale ulteriore margine cautelativo, il tratto di tubatura dal pozzetto 16B (si veda tavola 201) alla vasca.

Volume totale della rete acque bianche invasabile					
Tubo	$\phi$ [m]; a[m] x b[m]	L[m]; N°	H invaso [m]	Tratto	Vol [m <sup>3</sup> ]
Tubo	0.5	64	0.5	4B/1B	12.57
Tubo	0.5	41	0.5	4B/10B	8.05
Tubo	0.4	102.6	0.4	15B/10B	12.89
Tubo	0.315	88.5	0.315	8B/4B	6.90
Pozzetti	0.8 x 0.8	16	1	-	10.24
<b>Volume totale condutture e pozzetti invasabile [m<sup>3</sup>]</b>					<b>50.65</b>

Tabella 4)

Il volume totale dato in tabella 4) può essere sottratto dal volume di invaso totale per calcolare il volume effettivo della costruenda vasca di laminazione; quindi:

$$V_{vasca} = V_{inv} - V_{cond} = 475.5 - 50.6 = 424.9 \quad [m^3]$$

#### B. Livello massimo di invaso

Il livello stradale minimo rilevato in campo sul quale si aprono i pozzetti della fognatura dell'intervento in questione è di poco superiore a 21.0 [m]; assumiamo questo valore come quota di riferimento per il piano stradale:

$$H_s = 21.0 \quad [m]$$

La quota altimetrica della soglia in corrispondenza del pozzetto 1B della tavola 201, è considerata il punto di minima quota della rete fognaria invasabile, e vale:

$$H_f = 19.41 \quad [m]$$

La connessione tra la vasca di laminazione e la rete fognaria avverrà in corrispondenza del pozzetto 16B indicato anche come "Punto di recapito acque bianche dalla vasca di laminazione" (tavola 201), ovvero con un livello di soglia pari a:

$$H_c = 19.78 \quad [m]$$

Ciò impone di tenere conto di un dislivello di caduta per consentire il completo svuotamento della vasca pari a:

$$\Delta H_{16B-1B} = 19.78 - 19.41 = 0.37 \quad [m]$$

La vasca di laminazione sarà realizzata nell'area adiacente la lottizzazione in oggetto, immediatamente al di là della strada sulla quale si apre il pozzetto 10B e sarà connessa alla rete idraulica tramite il pozzetto 16B; ipotizzando una distanza dal centro vasca al pozzetto 16B di circa 20 m, e una pendenza di 2/1000 tra questi due punti e del fondo della vasca, occorre considerare un ulteriore dislivello pari a:

$$\Delta H_{CV-16B} = \frac{20 \cdot 2}{1000} = 0.04 \quad [m]$$

cui corrisponde una quota del fondo al centro della vasca di  $H_{CV} = 19.82 \quad [m]$ .

Non sarà previsto, come richiesto del Consorzio della Bonifica Burana, alcuno sfioro di troppo pieno al punto di connessione con il collettore principale, e quindi non sarà considerata la luce che sarebbe richiesta sopra al livello di sfioro medesimo. Di conseguenza, si considera solo un battente (minimo) franco di sicurezza dal massimo invaso previsto della vasca al livello stradale pari a:

$$\Delta H_{fr} = 0.15 \text{ [m]}$$

Il battente di massimo invaso nella vasca vale quindi<sup>9</sup>:

$$H_{inv} = H_s - H_f - \Delta H_{16B-1B} - \Delta H_{fr} - \Delta H_{CV-16B} = 1.03 \text{ [m]}$$

Cui corrisponde una quota del pelo libero del massimo invaso nella vasca di

$$H_{MI} = H_s - \Delta H_{fr} = 20.85 \text{ [m]}.$$

La tabella e la figura seguenti riassumono quanto sopra.

<b>Quota minima considerata per la rete invasabile (1B)</b>	<b>19.41</b>	<b>[m]</b>
<b>Quota strada</b>	<b>21</b>	<b>[m]</b>
<b>Battente minimo franco risp. Quota strada</b>	<b>0.15</b>	<b>[m]</b>
<b>Quota di restituzione dalla vasca 16B</b>	<b>19.78</b>	<b>[m]</b>
<b>Distanza centro vasca -soglia 16B</b>	<b>20</b>	<b>[m]</b>
<b>Dislivello 16B-centro vasca (2/1000)</b>	<b>0.04</b>	<b>[m]</b>
<b>Pelo libero di massimo invaso</b>	<b>20.85</b>	<b>[m]</b>
<b>Battente di invaso utile</b>	<b>1.03</b>	<b>[m]</b>

Tabella 5)

Di seguito è dato uno schema altimetrico delle quote di livello di fondo della vasca e della sua connessione alla rete idraulica invasabile come da tavola 201.

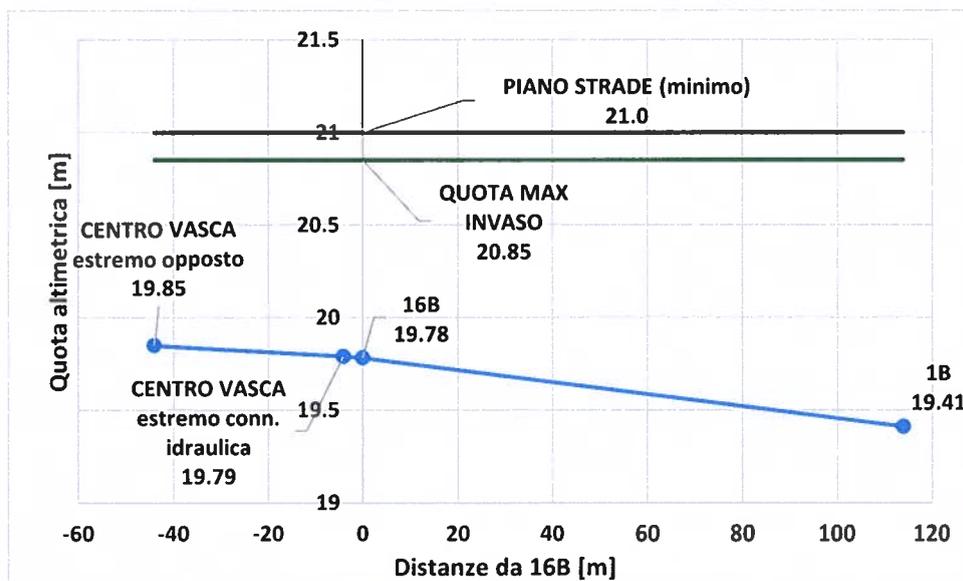


Fig. 3)

Le pendenze tra i pozzetti rilevanti ai fini del corretto funzionamento della vasca, sono state verificate tramite rilievo dei livelli in campo.

La connessione tra la rete del comparto, considerata nel calcolo dei volumi invasabili solo fino al pozzetto 1B con le ipotesi precedentemente descritte, avverrà invece nel pozzetto 0B, tramite un tratto di tubatura di diametro nominale 80 [mm] dal pozzetto stesso al collettore "la Fossetta di Stuffione"; la connessione non sarà dotata di alcuno sfioro di troppo pieno, e sarà realizzata come descritto nella tavola 201 A (unita alla presente relazione). Il volume del tubo che collega il pozzetto 1B allo 0B rappresenta, in altri termini, un

<sup>9</sup> Nell'ipotesi di flusso verso il collettore (pozzetto 1B) con perdite di carico trascurabili.

ulteriore volume invasabile trascurato nel calcolo, e di fatto, aumenta la capacità effettiva di laminazione rispetto a quella presa in considerazione in questa relazione di calcolo. Le quote indicate nella tavola in questione sono state verificate in sito sul manufatto già realizzato, ed essendo la quota effettiva di scarico al collettore "Fossetta di Stuffione" sensibilmente inferiore a quella minima considerata per la rete invasabile di comparto, non si avranno criticità di posa del tubo a diametro tarato per garantire il rispetto delle pendenze tra le soglie della rete del sistema di laminazione delle portate di pioggia. Il pozzetto 0 B esistente verrà inoltre modificato per consentire che la quota di massimo invaso (20.85 [m]) sia attuabile evitando tracimazioni d'acqua, ovvero innalzando la quota di posa del tombino di 0.35 [m] del pozzetto 0 B rispetto all'attuale. La vasca sarà realizzata con uno scavo in terra a cielo aperto secondo quanto indicato nella tavola 201 A; la pendenza del fondo, come evidenziato in Fig. 3 e in tavole 201 A, sarà sufficiente per garantire che non si abbiano ristagni di acqua al termine dello svuotamento.

### C. Superficie della vasca di invaso

Il volume calcolato della vasca necessaria e il battente disponibile massimo permettono di calcolare la superficie della vasca stessa calcolata al pelo libero di massimo invaso:

$$S_{vasca} = \frac{V_{vasca}}{H_{inv}} = \frac{424.9}{1.03} = 412.5 \quad [m^2]$$

### Considerazioni sul tempo di invaso totale

Applicando globalmente la conservazione della portata al sistema idraulico in esame, possono essere dedotte le seguenti considerazioni.

Assumendo una bocca tarata con portata  $Q_{lam} = 4 \left[\frac{l}{s}\right]^{10}$  e un tempo di riempimento della vasca di 24 h, avremmo una portata di pioggia media su tale periodo calcolabile come:

$$Q_p - Q_{inv} = Q_{lam}$$

essendo:

$$Q_{inv} = \frac{V_{inv}}{24 \cdot 3600}$$

Ovvero:

$$Q_p = \frac{V_{inv}}{24 \cdot 3600} + Q_{lam} = \frac{450300}{86400} + 4 = 9.2 \quad \left[\frac{l}{s}\right]$$

Tale portata, applicando a ritroso i coefficienti di riduzione, porta a valutare:

$$Q_{s\ 24} = \frac{Q_r}{\varphi \varphi_{rit}} = \frac{9.2}{0.42 \cdot 0.8} = 27.4 \quad \left[\frac{l}{s}\right]$$

E di conseguenza una intensità di pioggia corrispondente pari a:

$$i = \frac{Q_{s\ 24}}{A} = \frac{27.4 \cdot 3600}{1000 \cdot 16471} = 0.00599 \frac{m}{h} = 5.99 \frac{mm}{h} > i (24 h)$$

Tale portata nella curva intensità /durata per eventi ventennali si ritrova per durata degli eventi attorno alle 14-15 h (si veda curva delle intensità di pioggia, la cui estensione per durate maggiori di 12 h è data sotto),

<sup>10</sup> Valore medio dato come riferimento nelle prescrizioni generali del Consorzio Burana, dunque riferito a un regime di moto a pelo libero nella bocca tarata stessa

mentre il valore dato dalla curva di intensità per 24 h è di 4.2 mm/h, sensibilmente inferiore: ciò indica un margine di dimensionamento del sistema di invaso adeguato.

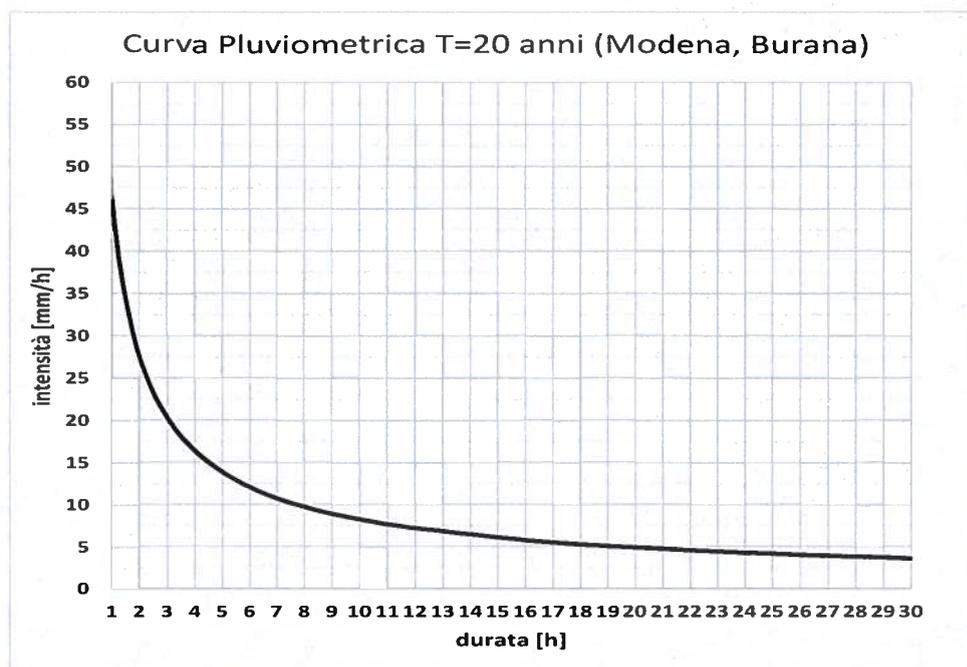


Fig. 4)

Dualmente, assumendo la portata di evento critico ipotizzata all'inizio  $Q$ , l'evento potrebbe durare, per riempire la vasca:

$$T = \frac{V_v}{Q - Q_{lam}} = \frac{450300}{97.8 - 4} = 4800 \text{ [s]} = 1.33 \text{ [h]} > T_{corrivazione}$$

Che è molto superiore al tempo di corrivazione dell'area considerata, ovvero di durata dell'evento critico, ipotizzabile per originare una tale portata, data l'estensione della lottizzazione in argomento, come è testimoniato dalla curva dell'intensità di pioggia / durata per eventi con tempo di ritorno ventennale, che darebbe, per durate tra 1 e 2 ore, intensità di pioggia attorno a 38 mm/h in luogo dei 63.7 mm/h ipotizzati per il calcolo della portata critica, che infatti corrispondono a una durata dell'evento pari al tempo di corrivazione assunto per il calcolo della portata critica, di mezz'ora.

Le ultime due osservazioni mostrano ulteriormente come il dimensionamento proposto del volume di laminazione sia più che adeguato anche nel più severo dei casi realisticamente ipotizzabili.

### Posizionamento della vasca di laminazione

Nell'immagine satellitare (Google Maps) sottostante, Fig. 5), è stata posizionata, con ovvia approssimazione, la futura vasca di laminazione a cielo aperto, delineata dal rettangolo rosso. Nella tavola 201, "Fognature Bianche-Planimetria Generale e particolari" la vasca e il collegamento idraulico alla rete idraulica esistente sono descritti in dettaglio.

La vasca sarà realizzata nell'adiacente terreno fuori comparto dello stesso proprietario dell'area su cui insiste la lottizzazione "Borgo Gelati".



Fig. 5)

## TAVOLE DI RIFERIMENTO

- A. Tavola 201 A R2: Fognatura bianca: Planimetria e particolari esecutivi
- B. Tavola 202 R2 100521: Planimetria generale delle superfici
- C. Tavola 203 100521: Fognature – profili altimetrici

## CONCLUSIONI

Si sono verificate le condizioni idrauliche di dimensionamento della rete esistente di drenaggio delle acque bianche della lottizzazione “Borgo Gelati” sita in Stuffione, allo scopo di ottenere una nuova convenzione edilizia per il completamento dell’intervento con nuovo e ridotto indice di edificabilità sui rimanenti lotti.

La portata di pioggia critica per l’intero comparto è stata valutata in:

$$Q = 97.8 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

Tenuto conto delle superficie complessiva impermeabilizzata, applicando il criterio richiesto dal Consorzio Burana, è necessario realizzare un volume di laminazione della portata pari a:

$$V_{inv} = 475.5 \text{ [m}^3\text{]}$$

che corrisponde, al netto del volume invasabile della rete idraulica esistente, a una vasca a cielo aperto di volume:

$$V_{vasca} = 424.9 \quad [m^3]$$

che sarà realizzata con una profondità media di 1.03 [m] in condizioni di battente di invaso massimo; la vasca sarà connessa alla rete idraulica esistente tramite il pozzetto 16B indicato in tavola 201.

La quota del pelo libero di massimo invaso della vasca sarà:

$$H_{Max\ inv} = 20.85 \quad [m]$$

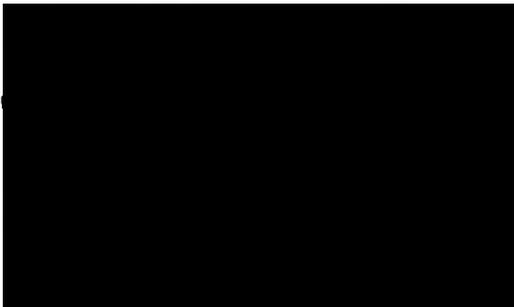
con un franco rispetto al minimo piano stradale di 0.15 m; tale battente franco non sarà utilizzato per realizzare una soglia di sfioro per troppo pieno.

I pozzetti 16B e 0B (si veda la tavola 201 A R2), l'ultimo dei quali è quello di connessione all'ultimo tratto di allacciamento al collettore "Fossetta di Stuffione", saranno oggetto di modifica per ospitare le opere di connessione idraulica in ingresso e uscita, sia per la vasca di laminazione che per la rete fognaria bianca nel suo complesso. Il collegamento tra il pozzetto 0 B e la "Fossetta di Stuffione" avverrà in conformità alle indicazioni del Consorzio della Bonifica Burana tramite un tratto di tubo DN 80 [mm].

In particolare, il pozzetto 16B sarà modificato al solo scopo di connettere la vasca di laminazione alla rete idraulica di fognatura bianca, senza alcuna soglia o diaframma, in modo che tutta la portata di pioggia non defluente dal tubo a DN 80 [mm] che collegherà idraulicamente il pozzetto 0 B con il canale "Fossetta di Stuffione" possa essere soggetta a laminazione. Il pozzetto 0 B non sarà dotato di alcun dispositivo di sfioro di troppo pieno verso il collettore "La Fossetta di Stuffione".

La vasca, ottenuta tramite uno scavo in terra a cielo aperto come dettagliato nella tavola 201 A, sarà realizzata secondo la migliore pratica esecutiva per questo tipo di manufatti, e particolare cura sarà dedicata alla realizzazione della pendenza del fondo in modo da evitare ristagni d'acqua nella fase terminale dello svuotamento.

Ing. Emanuel Gi



*(Documento firmato anche digitalmente)*

