

INDICE

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO DEL COMPARTO	3
3	SICUREZZA IDRAULICA	3
4	FOGNATURA BIANCA	5
4.1	RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI	5
4.2	CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE.....	5
4.3	CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE.....	6
4.4	DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA.....	8
4.4.1	Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno	8
4.4.2	Determinazione della portata di acque bianche	14
4.4.3	Stima del volume specifico di invaso.....	14
4.4.4	Formula adottata per le verifiche.....	15
4.4.5	Verifica degli allacciamenti e della tubazione Ø 630 mm in Pvc di immissione nel Rio Marzano.....	15
4.5	VERIFICA ATTRAVERSAMENTO RIO MUZZA ESISTENTE.....	17
5	FOGNATURA NERA	19
5.1	RETE ESISTENTE	19
5.2	RETE DI PROGETTO	19
5.2.1	Caratteristiche costruttive fognatura nera a gravità	20
5.2.2	Dimensionamento idraulico fognatura nera a gravità	20

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le caratteristiche e il dimensionamento del sistema di gestione delle acque bianche e delle acque nere di progetto per il Piano Urbanistico Attuativo relativo all'ambito urbanistico ANS C 2.1 "Ex Ellebigi", in via dell'Ambiente nel Comune di Ozzano dell'Emilia (BO).

Lo stesso ambito urbanistico è composto anche da una zona denominata ASC_C2.1 "Parco Centonara" che è però di futura realizzazione.

Il progetto prevede come opera extra-comparto la realizzazione di una pista ciclabile lungo via Ambiente che la attraversa nella parte nord del comparto e prosegue verso la nuova rotonda prevista nel progetto del proseguimento della Tangenziale di Ozzano.

La progettazione delle reti di smaltimento delle acque è stata effettuata seguendo le seguenti linee guida principali:

- Le reti di acque bianche e nere di progetto saranno reti separate e tra loro indipendenti
- Le reti di acque nere avranno come recapito la fognatura pubblica mista
- Le acque bianche saranno scaricate in corpo idrico superficiale
- Le portate di acque bianche date dalle acque meteoriche scolanti sulle nuove superfici impermeabili di progetto saranno laminate mediante sistemi che garantiscano la restituzione ai corpi idrici superficiali di una portata pari a quella ad oggi restituita dalla stessa superficie a verde rispettando così il concetto dell'invarianza idraulica del sistema.

2 INQUADRAMENTO DEL COMPARTO

L'intervento si sviluppa nel comune di Ozzano dell'Emilia, Città Metropolitana di Bologna, nell'area interessata dalla presenza dell'ex caseificio "Ellebigi" posto lungo via 'Ambiente. In Figura 1 è visibile l'inquadramento geografico.



Figura 1: inquadramento territoriale

3 SICUREZZA IDRAULICA

Le NTA del POC in variante prevedono per l'ambito urbanistico di progetto ANS C 2.1 "Ex Ellebigi" l'innalzamento del piano di calpestio ad una quota maggiore di 0,5 m rispetto al ciglio del canale di riferimento, come indicato negli elaborati grafici di progetto (Tavv. 4.3 e 4.4). In questo caso, il canale di riferimento è il Rio Marzano e nel progetto delle opere di urbanizzazione è stata rispettata tale richiesta.

La prescrizione è giustificata dal fatto che l'area di intervento ricade tra le aree con livello di pericolosità P2 – Alluvioni poco frequenti, così come definite nel Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) elaborato dall'Autorità di Bacino del fiume Reno.

Si riportano di seguito uno stralcio della "Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti – Ambito territoriale: reticolo naturale principale e secondario" e della "Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti – Ambito territoriale: reticolo secondario di pianura".

In entrambe le tavole l'area è appunto classificata a pericolosità P2 - Alluvioni poco

frequenti.

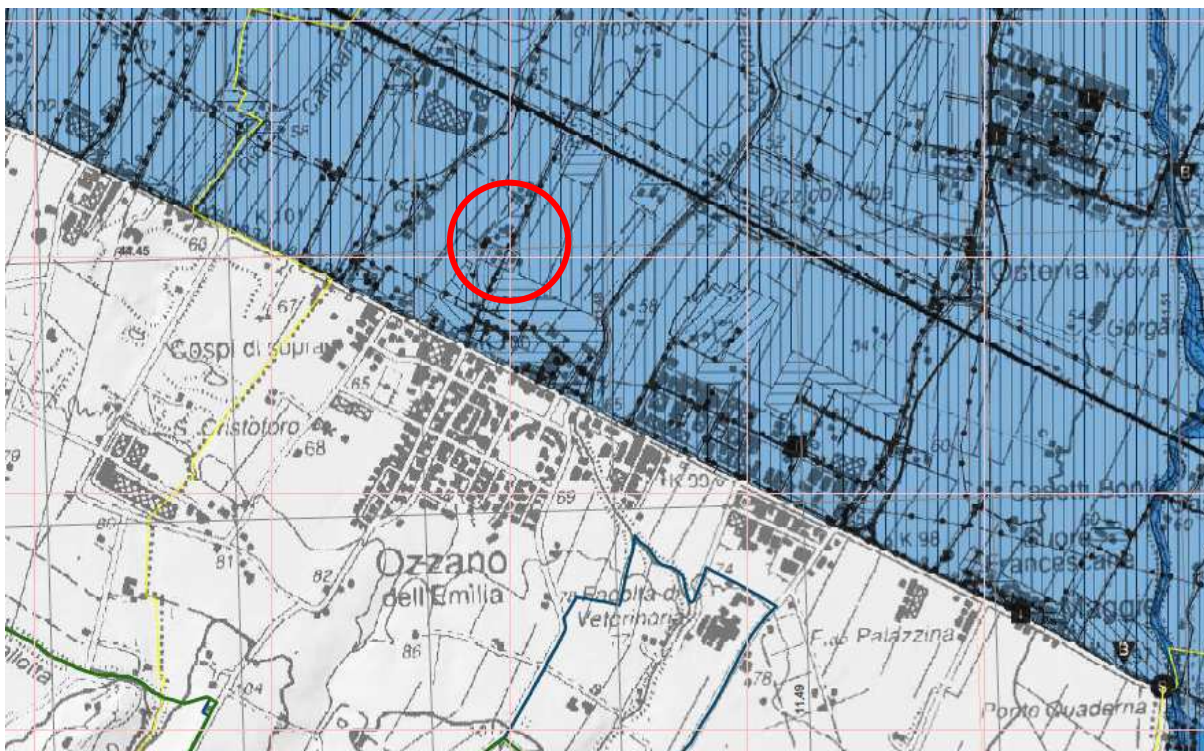


Figura 2: stralcio “Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti – Ambito territoriale: reticolo naturale principale e secondario”

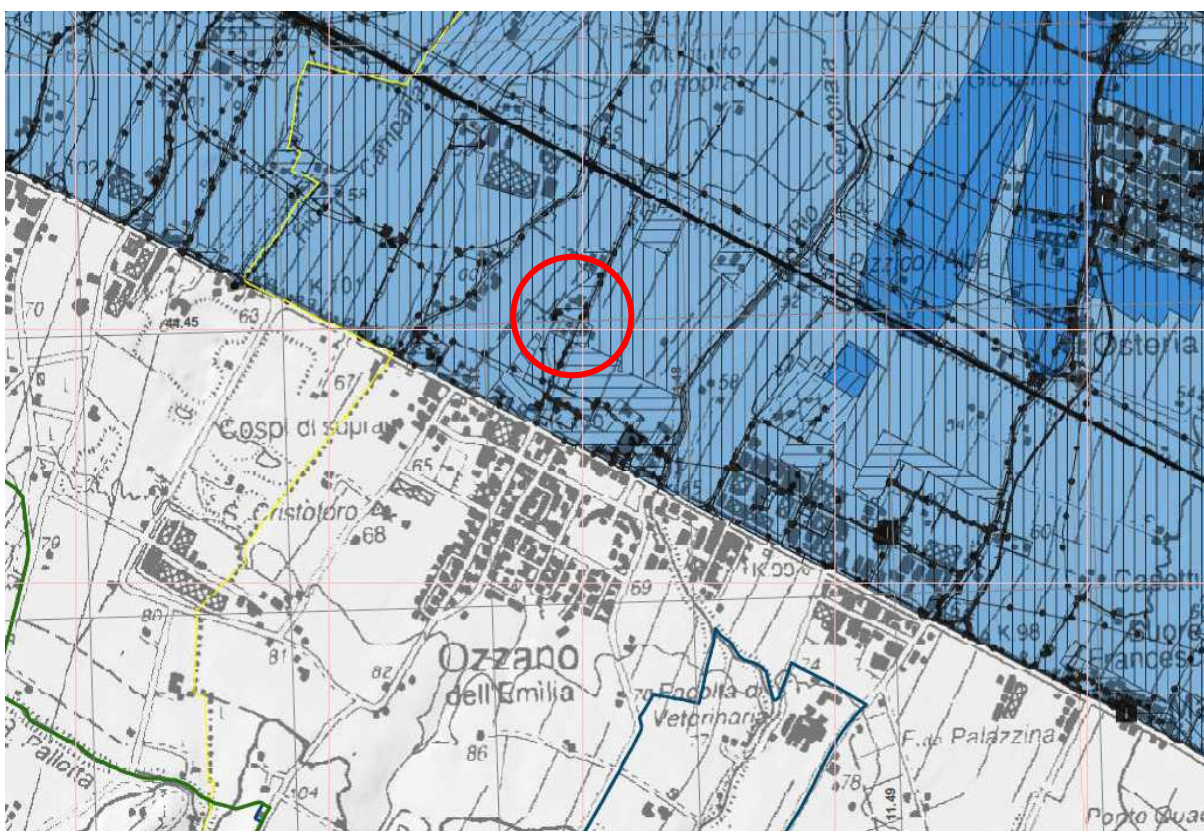





Figura 3: stralcio “Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti – Ambito territoriale: reticolo secondario di pianura”

Scenari di Pericolosità

Legenda

	P3 – H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
	P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
	P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

4 FOGNATURA BIANCA

4.1 RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI

Parallelamente a via Ambiente, circa 200 m più ad est, scorre il Rio Marzano, in gestione al consorzio della Bonifica Renana, che scorre in direzione nord fino ad immettersi nel Torrente Quaderna. L'intera rete dei canali di scolo esistenti scarica nel Rio Marzano.

Il Rio Marzano poco a nord del comparto di progetto attraversa la nuova tangenziale di Ozzano e per tale attraversamento è tombato con una sezione armco-finsider di tali dimensioni: luce 3,40m, freccia 2,25m, area 5,62mq. Tale tombamento è stato progettato dal sottoscritto nell'ambito del progetto stesso della tangenziale.

A valle della tangenziale, sul lato ovest del Rio, a sud della ferrovia Bologna - Ancona, è presente una cassa d'espansione del volume di circa 17.000 mc. Tale cassa era stata dimensionata dal sottoscritto tenendo conto delle previsioni di nuova edificazione del PRG allora vigente, che non prevedeva né il comparto ANS C 2.1 "Ex Ellebigi" oggetto del presente progetto, né il comparto ASC_C2.1 "Parco Centonara" di futura realizzazione. Di conseguenza la suddetta vasca non ha volume sufficiente per laminare anche le portate in arrivo dalle nuove aree impermeabilizzate dei due comparti. Prevedendo tuttavia il progetto di laminare le portate di pioggia sia del comparto "Ex Ellebigi", che del comparto "Parco Centonara" all'interno di tale vasca, sarà necessario ampliare quest'ultima e gli spazi esistenti lo consentono.

Anche l'armco-finsider esistente era stato dimensionato senza considerare i due comparti sopra citati. Tuttavia, come sarà dimostrato di seguito, tale sezione sarà sufficiente per convogliare insieme alla portata proveniente dal bacino di monte anche la portata di pioggia massima proveniente dal comparto "Ex Ellebigi".

Per il calcolo della portata di piena del Rio Marzano si era fatto riferimento allo studio "Progetto di ristrutturazione del collettore principale delle fognature del Capoluogo" svolto per il Comune di Ozzano dell'Emilia che rappresentava uno dei principali interventi previsti nello "Studio Generale di verifica ed adeguamento della rete di fognatura comunale esistente e degli ampliamenti necessari per effetto dei futuri apporti dovuti alle previsioni del nuovo P.R.G."

Il Rio Marzano sarà quindi il punto di recapito delle acque meteoriche ricadenti sul nuovo comparto a monte del tombamento.

4.2 CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

La rete di fognatura bianca di progetto, avente la funzione di raccolta delle acque

meteoriche ricadenti nel lotto in oggetto, avrà come recapito finale il Rio Marzano.

La rete pubblica di progetto scorrerà per un tratto lungo circa 400 m in strada su via Ambiente in direzione nord per poi spostarsi su terreno vegetale, ad est della via Ambiente, scorrendo per altri 100 m in direzione nord. Dopodiché svolterà verso est costeggiando per circa 200 m la nuova tangenziale fino ad immettersi nel Rio Marzano a monte del tratto tombato per l'attraversamento della tangenziale attraverso un condotto in PVC del diametro Ø630 mm, previo passaggio attraverso un sistema di grigliatura di progetto che ha l'obiettivo di trattenere i solidi eventualmente presenti sulle superfici stradali. Prima dello spostamento su terreno vegetale sarà inoltre installata una valvola di intercettazione di emergenza da attivarsi in caso di eventi accidentali che possano convogliare nella rete portate anomale.

Lungo il suo percorso, la fognatura pubblica di progetto raccoglierà le acque provenienti dai lotti privati e dalle caditoie di progetto a servizio della strada e della pista ciclabile di progetto, ad eccezione dell'area su cui è presente l'isola ecologica, perimetrata tramite un cordolo, le cui caditoie saranno collegate direttamente alla rete mista esistente su via Ambiente.

La rete, progettata con una pendenza compresa tra lo 0,2% e lo 0,3% in area pubblica e dello 0,3% in area privata, sarà costituita da condotti in PVC circolari serie SN8 (8 KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo rinfiando e copertura in sabbia per ricoprimenti superiori ad 1 m e con rinfiando in CLS per ricoprimenti inferiori ad 1 m. Le tubazioni in PVC di progetto pubbliche hanno sezioni comprese fra Ø 315 mm e Ø630 mm, in area privata sarà presente anche la sezione Ø 250 mm.

La raccolta delle acque stradali sarà effettuata tramite caditoie con interasse variabile in funzione delle aree di influenza, con pozzetto sifonato in cls 50 x 50 cm e griglia in ghisa sferoidale di classe D400.

In tutti i punti di deviazione e confluenza, e comunque ogni 50 m, sono stati previsti pozzetti di ispezione in elementi prefabbricati di cls di diametro interno Ø800 e Ø1000 mm a seconda del diametro delle tubazioni in essi confluenti.

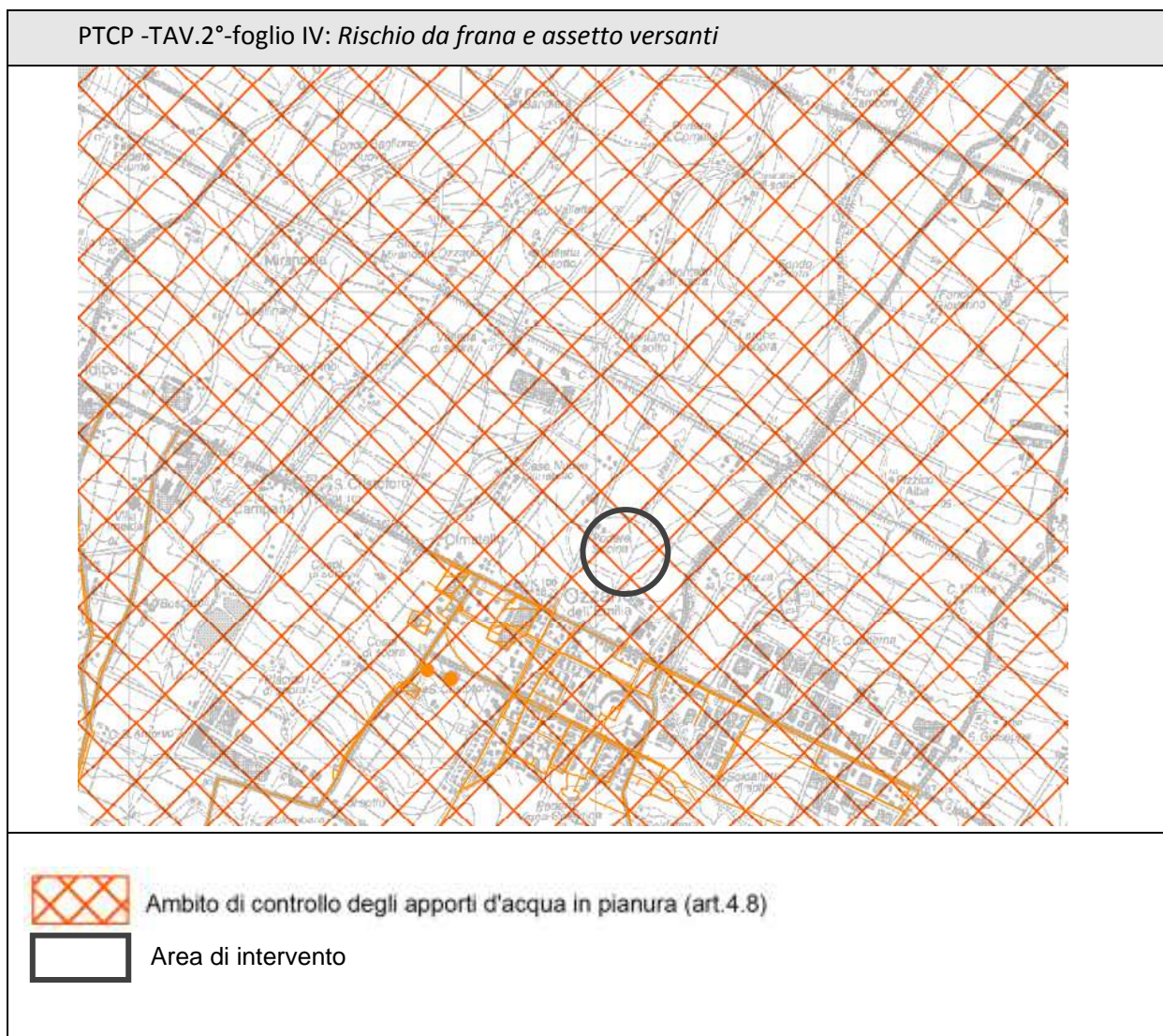
La chiusura dei pozzetti è stata prevista con chiusini in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN e con resistenza a rottura superiore a 400 KN.

4.3 CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE

Come suddetto, è presente sul Rio Marzano, a valle dell'immissione di progetto, una cassa d'espansione del volume di 17.000 mc, volume non sufficiente a contenere anche le portate in arrivo dalle nuove aree impermeabilizzate in quanto non previste nel PRG allora vigente; è quindi necessario ingrandire tale cassa.

In particolare, le NTA del POC in variante prevedono l'applicazione del requisito dell'invarianza idraulica. Nel PTCP di Bologna infatti, nella tavola 2A "Rischio da frana, assetto

versanti e gestione delle acque meteoriche”, si osserva che l’area oggetto di intervento ricade nell’“ambito di controllo degli apporti d’acqua in pianura” normata dall’art. 4.8 delle norme del PTCP, che indica la necessità di prevedere un volume di accumulo per la laminazione delle portate pari a 500 mc per ogni ettaro di nuova superficie impermeabile.



Come visibile dagli elaborati di progetto, l’area dell’ambito ANS C 2.1 "Ex Ellebigi" non presenta zone di verde compatto, quindi il volume di laminazione va calcolato considerando l’intera area del comparto più l’area della pista ciclabile di progetto, che corrispondono alle aree di progetto impermeabilizzate.

La superficie totale del comparto è pari a 1,26 ha, quindi il volume di laminazione necessario risulta pari a circa $1,26 \text{ ha} \times 500 \text{ mc/ha} \approx 630 \text{ mc}$.

Anche le acque meteoriche della pista ciclabile di progetto parallela a via Ambiente sono raccolte dalle caditoie di progetto a ciglio strada che hanno come recapito la fognatura bianca di progetto diretta alla vasca di laminazione che raccoglie anche l’intero comparto.

La superficie della pista ciclabile di progetto (tratto parallelo a via Ambiente) è pari a 0,07 ha, quindi il volume di laminazione necessario per essa risulta pari a circa $0,07 \text{ ha} \times 500 \text{ mc/ha}$

≈ 35 mc.

Le acque meteoriche ricadenti invece sul tratto di pista ciclabile che prosegue a nord del comparto, diretto verso la nuova rotatoria del tratto di tangenziale di futura realizzazione, verranno invece raccolte in un fosso al lato della pista stessa che avrà come recapito il fosso di progetto al lato della tangenziale (nel progetto di quest'ultima) che avrà volume tale da laminare sia la tangenziale stessa che il tratto di pista ad essa parallelo.

Il volume di ampliamento necessario nella cassa di espansione per il comparto "Ex-Ellebigi" e la pista ciclabile che verrà realizzata con esso, risulta quindi essere pari a $(630 + 35)$ mc = 665 mc.

La vasca esistente va quindi allungata sul lato sud di 4,5 m per contenere tale volume aggiuntivo.

In previsione della futura realizzazione dell'urbanizzazione denominata ASC_C2.1 "Parco Centonara" si è calcolato anche il volume di laminazione relativo a tale area. In particolare, la superficie totale di tale ambito è 10,91 ha, di cui 2,11 ha sono di verde compatto; quindi il volume di laminazione necessario risulta pari a circa $(10,91 - 2,11)$ ha x 500 mc/ha ≈ 4400 mc.

La vasca andrebbe quindi allungata sul lato sud di ulteriori 34,5 m per contenere tale volume aggiuntivo.

Si può concludere che in totale, il volume di laminazione relativo agli ambiti ANS C 2.1 "Ex Ellebigi" e ASC_C2.1 "Parco Centonara" è pari a 5100 mc. Tale volume può essere ricavato allungando l'attuale cassa di espansione di 39 m per l'intera larghezza di 133 m.

L'invarianza è garantita dal manufatto di restituzione della cassa di espansione che non verrà modificato rispetto allo stato attuale.

4.4 DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA

4.4.1 Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno

Premessa

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica della zona interessata possono essere rappresentate dalla seguente equazione geometrica:

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

dove a ed n sono due parametri che vengono determinati in relazione ai campioni di precipitazioni esaminati.

Il numero di osservazioni a disposizione, rilevate dagli annali idrologici, consente di servirsi di metodi statistici con finalità probabilistiche, ormai di uso comune in idrologia, al fine di poter determinare con prefissato "tempo di ritorno T_r " la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Il "tempo di ritorno", detto anche intervallo di ricorrenza, rappresenta il periodo di tempo (espresso in anni) durante il quale un determinato valore x dell'evento preso in considerazione viene raggiunti o superato una sola volta.

Pertanto per la determinazione della suddetta curva ci si è serviti:

- del metodo di Gumbel (teoria degli estremi) per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di uguale durata, trattandosi di eventi pluviometrici massimi annuali;
- della teoria dei minimi quadrati per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di diversa durata, ma equiprobabili e con prefissato "tempo di ritorno" al fine di determinare l'equazione : $h = a \cdot t^n$.

I parametri "a" e "n" di tale equazione servono per la determinazione del coefficiente udometrico calcolato con il metodo del volume di invaso.

Dati disponibili

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica sono stati elaborati i dati riguardanti le piogge di massima intensità e di breve durata (da 10 minuti ad un'ora) disponibili presso la stazione di rilevamento pluviometrico del Servizio Idrografico di Bologna che forniva, rispetto agli altri osservatori presenti sul territorio, un maggior numero di registrazioni consentendo così una migliore attendibilità dei risultati. I dati disponibili coprono l'arco temporale che va dal 1934 al 2007.

Le registrazioni sono state oggetto di analisi statistica, intesa a determinare le curve di segnalatrici di possibilità climatica, relative ai tempi di ritorno di 10, 20, 25, e 50 anni.

Nella tabella seguente sono stati riportati i valori delle piogge massime registrate in ogni anno per i tempi di pioggia di 10', 15', 20', 25', 30', 35', 40', e 60'.

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1934						47.8
1935				33.0		35.0
1936	13.4		29.4			61.0
1937		12.0	14.0			18.2
1938	10.0	10.0	21.8			22.2
1939		18.8				27.0
940				20.2		30.8
1941	12.6	14.2				18.2
1942				18.0		21.0
1943				14.2		14.8
1944				21.2		21.2
1945				17.2		17.8
1946				14.4		19.6
1947				17.0		17.2
1948				11.6		13.6
1949				24.8		28.2
1950				9.8		11.6
1951						25.0
1952	13.2					18.6
1953	21.0					28.8
1954					29.0	32.2
1955	11.6					44.4
1956			17.8			26.6
1957						12.0
1958		12.8		18.0		18.2
1959			22.6			24.6
1960						27.6
1961		14.0	17.0	30.0		30.0
1962			18.2			18.2
1963		17.4		17.4		48.2
1964			13.2	21.8		22.6
1965						11.0
1966	12.0	18.4	18.4	19.4		20.6
1967		12.2				15.0
1968						18.0
1969						16.0

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1970			10.6		22.2	22.2
1971						13.4
1972	10.2	13.4	15.4			20.0
1973		17.2				25.6
1974				32.0		38.8
1975			12.0			22.0
1976	10.6	12.2		13.6		15.6
1977				19.8		22.8
1978					18.2	18.6
1979			16.4			27.8
1980						10.4
1981	11.4					25.0
1982			28.0	32.0		44.0
1983			21.0			27.0
1984		19.0		24.2		40.0
1985			14.0		20.6	22.6
1986			14.0	17.4		24.0
1987				12.6		14.0
1988		13.8		20.6		23.2
1989	11.6			19.8		25.0
1990		16.6		19.0	31.4	34.0
1991		11.4		17.4	22.4	26.8
1992		14.4		19.6	23.4	27.2
1993		8.8		16.4	24.0	29.8
1994		9.4		17.0	20.6	23.4
1995		14.4		19.6	24.6	28.6
1996		9.8		16.2	21.4	26.0
1997		11.0		12.2	13.4	14.8
1998		11.4		13.4	15.6	17.8
1999		12.8		17.6	21.2	22.8
2000		13.4		17.2	23.6	26.4
2001		22.2		24.0	26.0	26.8
2002		22.6		37.6	41.6	42.4
2003		5.8		9.2	12.6	14.6
2004		11.0		15.0	17.6	18.2
2005		7.4		11.8	16.2	17.6
2006		10.0		11.8	15.0	17.2

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
2007		18.6		24.4	28.8	31.6

Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno

Trattandosi di fenomeni estremi ed in particolare di massimi si può supporre che la distribuzione di probabilità della variabile casuale "altezza di pioggia" per ogni dato di pioggia sia riconducibile ad una funzione di tipo Gumbel; la legge dei valori estremi proposta da Gumbel, e utilizzata per il calcolo, ha la forma seguente:

$$P(h) = e^{[-e^{-y}]}$$

dove y è la variabile ridotta pari a:

$$y = \beta \cdot (h - N)$$

con
$$\beta = \frac{1}{0.7797 \cdot SQM}$$

e
$$N = m - 0.45 \cdot SQM$$

I due parametri che compaiono nella distribuzione sono funzione di m e di SQM , dove:

m = valore medio della distribuzione

SQM = scarto quadratico medio della distribuzione

In pratica, per ognuna delle serie di campioni di n osservazioni di dati meteorologici relativa ad ogni tempo di pioggia T_p , il primo passo compiuto è stato nella valutazione della media e dello scarto quadratico medio:

$$m = \frac{\sum h}{n}$$

$$SQM = \sqrt{\frac{\sum h^2}{n-1} - \frac{(\sum h)^2}{n \cdot (n-1)}}$$

d (min)	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
N° casi	11	32	17	43	22	74
Media	12.5091	13.6375	17.8706	19.0558	22.2455	24.4703
SQM	3.0297	4.0511	5.2834	6.4036	6.6281	9.6175
Gumbel	0.4233	0.3166	0.2427	0.2003	0.1935	0.1334
Gumbel u	11.1456	11.8143	15.4928	16.1739	19.2625	20.1419

Fissati diversi "tempi di ritorno T_r " (10, 20, 25, e 50 anni), si è calcola la probabilità cumulata $P(h)$ corrispondente:

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Quindi si è determina la variabile ridotta (y):

$$y = -\ln[-\ln(P(h))]$$

Calcolata la variabile ridotta y , si è avuto immediatamente il corrispondente valore della altezza di pioggia h con tempo di ritorno pari a quello prefissato.

Tutti i valori sono stati riportati nella tabella seguente.

Durata (min)						
Tr	10'	15'	20'	30'	45'	60'
5	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
10	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
25	18.70	21.92	28.67	32.14	35.79	44.13
50	20.36	24.14	31.57	35.66	39.43	49.40
100	22.01	26.34	34.44	39.14	43.04	54.64

Infine quindi si sono ottenuti tanti valori dell'altezza di pioggia, uno per ciascun tempo di pioggia T_p di cui si avevano i dati storici, tutti relativi allo stesso tempo di ritorno T_r ; tali valori, avendo ipotizzato una legge di regressione del tipo $h(t) = a \cdot t^n$, (curva segnalatrice di possibilità climatica), sono stati raccordati mediante il metodo dei minimi quadrati, per dare in definitiva la curva di pioggia caratteristica del "tempo di ritorno T_r " prefissato.

Generalmente la curva viene interpolata in due tronchi distinti, uno per valori di t inferiori all'ora ed uno per i valori superiori.

Pertanto per ottenere a ed n , dopo aver dedotto per ogni durata T_p il valore della altezza di pioggia h relativo ad un assegnato "tempo di ritorno" T_r , è stato necessario passare ai logaritmi per cui si ha:

$$\log(h) = \log(a) + n \cdot \log(t)$$

$$\text{cioè } Y = A + n \cdot X$$

dove:

$$Y = \log(h) \quad A = \log(a) \quad X = \log(t)$$

Applicando il metodo dei minimi quadrati alla retta $Y-X$, ed indicando con N il numero delle coppie di valori $h-t$ ricavate per ogni durata T_p attraverso l'elaborazione dei valori estremi di Gumbel, si è ottenuto:

$$A = \left[X^2 \cdot Y - X \cdot \frac{XY}{N} \cdot X^2 - X^2 \right] \quad \text{e} \quad n = \left[N \cdot XY - X \cdot \frac{Y}{N} \cdot X^2 - X^2 \right]$$

Ricavati A ed n si è dedotto il valore del parametro a e quindi si è valutata l'equazione della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica corrispondente ad ogni tempo di ritorno T_r .

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute sono:

$$Tr = 5 \quad h = 31.42 \cdot t^{0.4199}$$

$$Tr = 10 \quad h = 36.73 \cdot t^{0.4409}$$

$$Tr = 25 \quad h = 43.44 \cdot t^{0.4607}$$

$$Tr = 50 \quad h = 48.43 \cdot t^{0.4721}$$

$$Tr = 100$$

$$h = 53.37 \cdot t^{0.4816}$$

Per il dimensionamento delle reti di progetto è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni.

4.4.2 Determinazione della portata di acque bianche

Come metodo di calcolo per determinare la portata gravante su un ramo di fognatura, si è scelto di stimare il coefficiente udometrico u (l/(sha)), dal quale è possibile ricavare la portata dalla nota relazione:

$$Q(l/s) = u \cdot A$$

dove A è la superficie espressa in ha.

Per la superficie asfaltata l'espressione utilizzata per la determinazione del coefficiente udometrico u è quella del metodo italiano o dell'invaso, con particolare riferimento a quello formulato per le reti di fognatura, è la seguente:

$$u = 2168 \cdot \frac{n \cdot (\psi_m \cdot a)^{1/n}}{W_0^{(1/n-1)}}$$

dove:

- u = coefficiente udometrico (l/s/ha)
- a, n = coefficiente ed esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica
- W_0 = volume specifico di vaso (riferito cioè all'unità di superficie dell'area considerata) espresso in m^3/m^2
- ψ_m = coefficiente di deflusso medio dell'area considerata (=0,85 nel caso in esame)
- 2168 = coefficiente numerico, valore medio tra la legge lineare e non lineare di variazione della portata in funzione dell'area del collettore.

Le ipotesi alla base del metodo nella sua versione tradizionale sono quelle di autonomia dei deflussi (assenza di fenomeni di rigurgito) e di sincronia del riempimento dei condotti/canali costituenti la rete (il riempimento e lo svuotamento dei condotti/canali durante l'evento pluviometrico avviene in maniera contemporanea in tutti i condotti).

Nell'ambito del metodo di calcolo utilizzato, il volume specifico d'invaso rappresenta il volume invasato nella rete di drenaggio a monte della sezione oggetto di verifica al momento del passaggio della massima piena nella sezione in esame.

Tale volume può essere scomposto in due contributi: il primo rappresenta quello invasato nella rete di drenaggio principale, il secondo contributo rappresenta il volume invasato nei rimanenti condotti/canali.

4.4.3 Stima del volume specifico di vaso

Per il dimensionamento delle fognature sono state utilizzate le curve di pioggia relative ad un evento con tempo di ritorno pari a 25 anni di durata inferiore all'ora.

Per quanto riguarda la scelta di W_0 Secondo Datei et al. (1997), nel caso delle zone di bonifica questo valore è dell'ordine dei 100-150 mc/ha (10-15 mm di velo idrico), comprendendo l'intero volume dei canali di drenaggio. Per gli stessi Autori, nel caso delle fognature in ambito urbano, quindi a superfici impermeabili, si può assumere un valore di 30-50 mc/ha, comprendente gli invasi di superficie e quelli corrispondenti a caditoie e similari.

Nel caso in esame è stato scelto un valore di W_0 pari a 30 mc/ha, per cui sostituendo i valori della curva di pioggia e del coefficiente di deflusso medio alla formula

$$u = 2168 \cdot \frac{n^* \cdot (\psi_m \cdot a)^{1/n^*}}{W_0^{(1/n^*-1)}}$$

si ottiene il valore per quanto riguarda in coefficiente udometrico di

~260 l/(sha)

4.4.4 Formula adottata per le verifiche

La formula adottata per il calcolo della portata massima che un condotto è in grado di smaltire, a bocca piena, ipotizzando il verificarsi del moto uniforme, è:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

dove

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- χ : parametro di resistenza al moto
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione
- i: pendenza del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente ossia per numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto, χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k (m^{1/3}/s⁻¹) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

4.4.5 Verifica degli allacciamenti e della tubazione Ø 630 mm in Pvc di immissione nel Rio Marzano

Si riportano di seguito le verifiche dei 5 allacciamenti di progetto, denominati B1-B5 nella planimetria di riferimento e della tubazione finale di immissione nel Rio Marzano.

B1:

- Condotto: Ø 250 mm in PVC
- Diametro interno: 235,4 mm
- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 810 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 21,0$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 60%

Il condotto risulta verificato

B2:

- Condotto: Ø 400 mm in PVC
- Diametro interno: 376,6 mm
- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 2200 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 57,2$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 50%

Il condotto risulta verificato

B3:

- Condotto: Ø 315 mm in PVC
- Diametro interno: 296,6 mm
- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 1990 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 52$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 70%

Il condotto risulta verificato

B4:

- Condotto: Ø 500 mm in PVC
- Diametro interno: 470,8 mm
- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 4750 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 124$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 53%

Il condotto risulta verificato

B5:

- Condotto: Ø 400 mm in PVC
- Diametro interno: 376,6 mm

- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 2710 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 70$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 55%

Il condotto risulta verificato

TRATTO FINALE – IMMISSIONE NEL RIO MARZANO:

- Condotto: Ø 630 mm in PVC
- Diametro interno: 593,2 mm
- Pendenza condotta: 0,3%
- Superficie scolante: 15500 mq
- Coefficiente udometrico: 260 l/s/ha
- Portata di progetto $Q_p = 400$ l/s
- Grado di riempimento a Q_p : 85%

Il condotto risulta verificato

4.5 VERIFICA ATTRAVERSAMENTO RIO MUZZA ESISTENTE

Come precedentemente anticipato, a seguito del progetto della nuova tangenziale, che scorre parallelamente alla cassa di espansione a sud di essa, è stato necessario prevedere in altro progetto, sempre redatto dal sottoscritto, il tombamento di un tratto del Rio Marzano per l'attraversamento della tangenziale stessa mediante una condotta armco-finsider.

In particolare, è stato effettuato uno studio idraulico del Rio Marzano, in cui la sezione di chiusura è stata presa in corrispondenza della fine del tratto urbanizzato, subito a monte rispetto alla cassa di espansione.

Si riporta di seguito la scala di deflusso ottenuta come risultato dello studio idraulico considerando come dati in ingresso i seguenti:

Sezione: Sez ribassata FE5; luce 3,40m – Freccia 2,25m – Area 5,62mq

Pendenza [m/m]: 0.005

Scabrezza: 0.02

h	Corda	Chi	Sigma	R	V	Q	GR
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m ³ /s]	[%]
0.0500	1.0909	1.0970	0.0364	0.0332	0.3845	0.0140	2.22
0.1000	1.5362	1.5535	0.1028	0.0661	0.6087	0.0626	4.44
0.1500	1.8735	1.9054	0.1883	0.0988	0.7955	0.1498	6.67
0.2000	2.1541	2.2032	0.2892	0.1313	0.9612	0.2780	8.89
0.2500	2.3904	2.4600	0.4031	0.1638	1.1143	0.4491	11.11
0.3000	2.5500	2.6485	0.5268	0.1989	1.2681	0.6681	13.33

0.3500	2.6660	2.8018	0.6573	0.2346	1.4157	0.9306	15.56
0.4000	2.7557	2.9362	0.7930	0.2701	1.5549	1.2330	17.78
0.4500	2.8266	3.0589	0.9326	0.3049	1.6859	1.5722	20.00
0.5000	2.8828	3.1736	1.0754	0.3389	1.8089	1.9452	22.22
0.5500	2.9265	3.2828	1.2207	0.3718	1.9244	2.3491	24.44
0.6000	2.9593	3.3881	1.3679	0.4037	2.0329	2.7808	26.67
0.6500	2.9821	3.4907	1.5164	0.4344	2.1347	3.2372	28.89
0.7000	2.9955	3.5916	1.6659	0.4638	2.2300	3.7150	31.11
0.7500	3.0000	3.6918	1.8158	0.4919	2.3190	4.2109	33.33
0.8000	2.9983	3.7918	1.9658	0.5184	2.4018	4.7214	35.56
0.8500	2.9933	3.8919	2.1156	0.5436	2.4788	5.2443	37.78
0.9000	2.9850	3.9923	2.2651	0.5674	2.5506	5.7773	40.00
0.9500	2.9732	4.0929	2.4141	0.5898	2.6174	6.3186	42.22
1.0000	2.9580	4.1941	2.5624	0.6109	2.6796	6.8660	44.44
1.0500	2.9394	4.2958	2.7098	0.6308	2.7373	7.4176	46.67
1.1000	2.9172	4.3983	2.8562	0.6494	2.7909	7.9714	48.89
1.1500	2.8914	4.5016	3.0015	0.6668	2.8404	8.5253	51.11
1.2000	2.8618	4.6058	3.1453	0.6829	2.8860	9.0775	53.33
1.2500	2.8284	4.7113	3.2876	0.6978	2.9279	9.6257	55.56
1.3000	2.7911	4.8180	3.4281	0.7115	2.9661	10.1681	57.78
1.3500	2.7495	4.9263	3.5666	0.7240	3.0007	10.7023	60.00
1.4000	2.7037	5.0363	3.7030	0.7353	3.0317	11.2264	62.22
1.4500	2.6533	5.1483	3.8369	0.7453	3.0592	11.7379	64.44
1.5000	2.5981	5.2625	3.9682	0.7540	3.0832	12.2347	66.67
1.5500	2.5377	5.3794	4.0966	0.7615	3.1036	12.7142	68.89
1.6000	2.4718	5.4991	4.2219	0.7677	3.1204	13.1739	71.11
1.6500	2.4000	5.6223	4.3437	0.7726	3.1335	13.6111	73.33
1.7000	2.3216	5.7493	4.4618	0.7761	3.1429	14.0228	75.56
1.7500	2.2361	5.8809	4.5758	0.7781	3.1483	14.4059	77.78
1.8000	2.1424	6.0179	4.6853	0.7785	3.1496	14.7567	80.00
1.8500	2.0396	6.1614	4.7899	0.7774	3.1465	15.0712	82.22
1.9000	1.9261	6.3127	4.8890	0.7745	3.1386	15.3449	84.44
1.9500	1.8000	6.4736	4.9823	0.7696	3.1255	15.5719	86.67
2.0000	1.6583	6.6471	5.0688	0.7626	3.1063	15.7453	88.89
2.0500	1.4967	6.8372	5.1478	0.7529	3.0801	15.8553	91.11
2.1000	1.3077	7.0511	5.2180	0.7400	3.0448	15.8880	93.33
2.1500	1.0770	7.3025	5.2778	0.7227	2.9972	15.8189	95.56
2.2000	0.7681	7.6274	5.3244	0.6981	2.9286	15.5933	97.78
2.2500	0.0000	8.4041	5.3501	0.6366	2.7541	14.7348	100.00

In cui:

h = tirante

Corda = corda della sezione idrica

Chi = perimetro bagnato

Sigma = area della sezione idrica

R = raggio idraulico

V = velocità

Q = portata della sezione

GR = grado di riempimento

La portata di punta con tempo duecentennale proveniente dal bacino considerato è risultata essere pari a:

$$Q_{200}=15,13 \text{ mc/s}$$

La portata massima smaltita dalla sezione di progetto è di 15,88 mc/s per cui risultava verificata la $Q_{200}=15,13 \text{ mc/s}$.

A seguito dell'urbanizzazione di progetto si va ad immettere a monte del tratto tombato, tramite la tubazione Ø630 mm di progetto, una ulteriore portata di punta pari a 424 l/s.

Si ottiene quindi una portata totale pari a $(15,13+0,424) \text{ mc/s} = 15,55 \text{ mc/s}$.

Tale portata risulta ancora inferiore alla portata massima di 15,88 mc/s. Si può quindi concludere che il tratto tombato esistente risulta sufficiente a convogliare anche la portata proveniente dal nuovo ambito urbanistico ANS C 2.1 "Ex Ellebigi".

5 FOGNATURA NERA

5.1 RETE ESISTENTE

Allo stato attuale è presente su via Ambiente una dorsale di fognatura mista che scorre in direzione nord.

Le acque nere derivanti dall'intervento di progetto saranno recapitate in tale collettore in corrispondenza di un pozzetto esistente su via Ambiente.

5.2 RETE DI PROGETTO

La rete di fognatura nera di progetto sarà realizzata in PVC con diametri pari a Ø200 mm con pendenza compresa dello 0,2% nel tratto pubblico su via Ambiente e dello 0,3% sui tratti privati di connessione alla rete pubblica. Lungo la rete saranno predisposti pozzetti di ispezione circolari in CLS di diametro interno Ø80 cm a tenuta idraulica, nei punti di interconnessione fra più rami o comunque ad una distanza non superiore a 50-60 m.

5.2.1 Caratteristiche costruttive fognatura nera a gravità

I condotti sono stati previsti del diametro Ø200 mm in PVC serie SN8 (8 KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo rinfiacco e copertura in sabbia.

I pozzetti di ispezione previsti saranno circolari in CLS di diametro interno Ø80cm con tappo di ispezione sul tubo con H variabile.

La chiusura dei pozzetti è stata prevista con boccaporti in ghisa sferoidale rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN 124/95 e con resistenza a rottura superiore a 400 KN.

5.2.2 Dimensionamento idraulico fognatura nera a gravità

La formula adottata per il calcolo della portata massima a bocca piena che un condotto è in grado di smaltire, ipotizzando il verificarsi del moto uniforme, è:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

Dove:

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- χ : parametro di resistenza al moto
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione
- i: pendenza del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente ossia per numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k (m^{1/3}/s⁻¹) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

Per un corretto dimensionamento è necessario stabilire il numero di abitanti equivalenti relativi all'ambito di progetto. Si sono considerati 4 A.E. ogni 100 mq di superficie utile.

La portata media (Q₂₄) scaricata nella fognatura nera da ciascun comparto è stata calcolata come prodotto della dotazione idrica pro-capite pari a 200 l/A.E./d, moltiplicata per il numero di AE gravanti sulla fognatura, mentre la portata di progetto sarà pari alla portata di

punta (Q_p) che è data dalla portata media moltiplicata per un certo coefficiente di punta, come mostrato di seguito.

$$Q_{24} = \frac{Dot \cdot A.E.}{86400} \quad [l/s]$$

$$Q_p = C_{max} \cdot Q_{24} \quad [l/s]$$

dove:

Q_{24} = portata nera media in l/s

Q_p = portata nera di punta in l/s

C_{max} = 3 coefficiente di punta

$A.E.$ = abitanti equivalenti

Dot = Dotazione idrica giornaliera l/AE/d

Essendo la superficie utile totale pari a 1649,25 mq, con il criterio sopra citato risultano 66 AE; la portata media nera risulta di conseguenza pari a circa 0,15 l/s e la portata di punta risulta pari a circa 0,45 l/s

Per lo smaltimento di tale portata, la tubazione in PVC Ø200 mm prevista è ampiamente sufficiente. Tale diametro garantisce infatti lo smaltimento di tale portata con un grado di riempimento del 11% circa, considerando la pendenza di progetto dello 0,3% e come coefficiente di scabrezza di Gaukler e Strickler il valore di 100.

Ozzano dell'Emilia, febbraio 2018

IL PROGETTISTA

(Dott. Ing. Carlo Baietti)



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Carlo Baietti".