

COMUNE DI BUDRIO

Piano Urbanistico Attuativo ANS.A.7 in variante al Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata ex-comparto C2.21 ad uso residenziale sito a Vedrana di Budrio (BO)

LE PROPRIETA':

SVG IMMOBILIARE s.r.l.

DE VIZIO COSTRUZIONI s.r.l.

TIMBRO e FIRMA

PROGETTO DELLE RETI IDRAULICHE:

ROVER SRL
ARCHITETTURA & INGEGNERIA

PIAZZA DEI MARTIRI 1943-1945 n.1 40121 BOLOGNA
TEL 051.220088 FAX 051.3370837 info@roversrl.com

Ing. MASSIMO FORESTI

Ing. ILENIA BALDINI

TIMBRO e FIRMA

OGGETTO TAVOLA :

Sistema idraulico.
Relazione tecnica idrologico-idraulica

Scala:

Tavola:

21/b

21/b**SISTEMA IDRAULICO URBANO. RELAZIONE TECNICA****Sommario**

1	Premessa.....	2
2	Generalità del sistema idraulico.....	2
3	Opere per la fornitura di acqua potabile	3
4	Sistema di drenaggio delle acque meteoriche.....	3
4.1	Verifica dimensionale idraulica preliminare.....	3
4.2	Impostazione normativa dei volumi di laminazione secondo il P.S.A.I.	5
4.2.1	Verifica idraulica del sistema: ipotesi di metodo e risultati di modellazione	6
4.3	Prescrizione esecutive	9
5	Sistema di drenaggio delle acque reflue	10
5.1	Verifica idraulica per la rete di acque reflue.....	10
5.2	Prescrizione esecutive	11
6	Allegati.....	13
6.1	Allegato 1: Sistema di drenaggio urbano per acque meteoriche.....	13

1 Premessa

La presente relazione tecnica illustra e pone in verifica le scelte progettuali tipologiche e dimensionali dei componenti un sistema idraulico a servizio di un Ambito sito in località Vedrana nel comune di Budrio.

Il sistema si prefigge di garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche e dei reflui prodotti a seguito della trasformazione territoriale e edilizia prevista dallo strumento urbanistico, inquadrando tale previsione progettuale alla luce dello stato idraulico dei luoghi (natura ed estensione delle superfici, canalizzazioni primarie e minute, etc.) e dei vincoli al contorno posti dai gestori delle reti ricettive esistenti.

I dati territoriali di rilievo dell'area, quelli di previsione con le caratteristiche morfologiche e tipologiche dell'insediamento edilizio ed infrastrutturale, sono state ricavate dagli elaborati progettuali di piano urbanistico, mentre le quote dei recapiti del ricettore sono state fornite dal Gestore della rete ricettiva esistente.

La relazione definisce pertanto una soluzione idraulica compatibile con la fase progettuale in cui si inserisce, sulla base delle informazioni e scelte progettuali note. È implicito che ogni significativa variante all'impatto insediativo e/o territoriale ora previsto o a seguito della verifica, in sede di realizzazione, di quote piano altimetriche differenti deve comportare un conseguente riesame della applicabilità della presente soluzione.

2 Generalità del sistema idraulico

Il sistema idraulico a servizio dell'Ambito, quale si configura nel presente progetto, si prefigura essenzialmente come "sistema di drenaggio/rete fognaria di tipo separato" sulla base delle definizioni di cui al punto 2.1 dell'Allegato alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 286 del 14/2/2005, ovvero dotato di reti distinte per il drenaggio delle acque come di seguito esplicitato.

Come prescritto all'Art. 4.8 delle Norme del P.T.C.P, che recepisce e integra i contenuti dell'art. 20 del PSAI, nonché le corrispondenti norme degli altri Piani Stralcio di Assetto idrogeologico di cui all'art 1.4., si devono prevedere volumetrie di invaso pari a 500 mc/ha di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto, allo scopo di controllare le portate di colmo collettate in rete pubblica.

Il sistema di drenaggio delle acque reflue costituisce invece la rete di scolo per le acque provenienti dai lotti privati dell'Ambito, con caratteristiche d'uso residenziale. I reflui si immetteranno nella rete mista pubblica posta su via Guidotti a nord dell'Ambito.

3 Opere per la fornitura di acqua potabile

Il tracciato della rete di adduzione dell'acqua potabile è rappresentato nella Tavola 19 - Schema rete idrica ed è sostanzialmente costituito da un condotto in PVC PN16 DE90 in derivazione a mensola dalla rete esistente in via Guidotti. Il percorso adottato consente di evitare, o al più limitare, interferenze con la rete fognaria. Non è stato possibile, nello specifico, evitare due intersezioni trasversali tra la rete di adduzione e la rete di fognatura nere e in tali tratti si prevede la realizzazione di un fodero a protezione del tratto di rete di adduzione come riportato nella Tavola 21/a - Schema rete fognaria acque nere.

4 Sistema di drenaggio delle acque meteoriche

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche convoglia le acque pluviali provenienti dai coperti degli edifici in progetto e dalle aree di viabilità interna e parcheggio stradale captate dalle caditoie stradali.

Il recapito finale è costituito da un condotto circolare in calcestruzzo per acque miste di diametro 500 mm di natura pubblica e gestione di HERA Bologna, situato a Nord dell'Ambito sulla via Guidotti che ne costituisce il confine.

L'Ambito ha complessivamente una superficie territoriale pari a 1.08 ha, è ad uso residenziale e secondo la zonizzazione di tutela prevista dal P.T.C.P della Città metropolitana di Bologna e in conformità alla Tavola B.0/m5 (Aree soggette al controllo degli apporti d'acqua) del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico A.d.B. Reno (Titolo II - Rischio idraulico e assetto rete idrografica) esso ricade in area in cui è previsto il controllo delle acque meteoriche ai sensi dell' art.20 delle Norme di P.S.A.I.

Sono pertanto richiesti in fase di pianificazione urbanistica dispositivi di controllo atti a non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento, prevedendo la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane così come da dimensionamento specificato nel paragrafo successivo.

Tale dimensionamento, in questa fase di progetto preliminare e relativo alla proposta di Piano attuativo, è stato eseguito secondo principi idraulici tali da consentire il corretto deflusso in rete sotto sollecitazione idrologica con curva di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno pari a 25 anni, nel rispetto dei valori minimi di invaso stabiliti dalle Norme di P.S.A.I. e congruenti con gli effetti di invarianza idraulica al termine della trasformazione urbanistica per limitare la portata di taglio in uscita ai valori massimi attesi dal gestore della rete di pubblica fognatura (portata agricola).

4.1 Verifica dimensionale idraulica preliminare

In prima fase progettuale si è proceduto al dimensionamento idraulico dei condotti con il classico metodo cinematico sulla base dei parametri idrologici della curva di possibilità pluviometrica contenuti nelle linee guida Hera 4.0 per la provincia di Bologna per un tempo di ritorno pari a 25 anni, i cui valori numerici sono riportati nella tabella sottostante:

a	n	
46.12	0.487	d < 1 h
43.82	0.284	d > 1 h

Tabella 1 - parametri della CPP della provincia di Bologna.

In ipotesi di intensità di pioggia costante, la portata di progetto è stimata come la portata di massima piena fornita dalla formula:

$$Q_{\max} = \varphi_{eq} A i = \varphi_{eq} A a t_c^{n-1} \quad \left[\frac{mc}{s} \right]$$

ove:

$Q_{\max}$ portata transitante nel condotto in progetto [mc/s]

φ_{eq} coefficiente di afflusso equivalente [-]

A area afferente al collettore [mq]

i intensità di pioggia [m/s]

a coefficiente cpp [m/(oreⁿ)]

n coefficiente cpp [-]

t_c tempo di corrivazione [s]

Per tempo di corrivazione si intende il tempo che impiega una particella di acqua a raggiungere la sezione di chiusura del bacino percorrendo il percorso idraulicamente più lungo. Per una rete di fognatura esso è fornito dalla somma di due contributi: il tempo di accesso alla rete (t_a) e il tempo di permanenza in rete (t_r). Il tempo di accesso è il tempo impiegato dalla particella d'acqua caduta sulla superficie all'interno del sottobacino per raggiungere il collettore della rete fognaria. In letteratura i valori consigliati sono pari a 5÷10 minuti. Nel presente studio si è assegnato, in via cautelativa, $t_a = 5$ min.

Il tempo di rete è invece relativo al tempo impiegato dall'acqua a percorrere i collettori fognari. Esso è pari a

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ui}}$$

con

L_i lunghezza del ramo i-esimo [m]

v_{ui} velocità di moto uniforme nel i-esimo ramo [m/s]

La sommatoria tiene perciò in conto tutti i tratti a monte del collettore in esame e risulta quindi evidente che, tranne per casi particolari, il tempo di accesso alla rete è influente esclusivamente nei condotti di testa della rete.

Come noto, così posto il problema non è completamente determinato, infatti v_i non è nota a priori per il condotto che si sta dimensionando, poiché il diametro va assegnato a priori e quindi anche la portata risulta incognita. È necessario,

pertanto, procedere in modo iterativo fissando a priori una velocità di primo tentativo da cui ricavare il tempo di corrivazione e di seguito una portata di I tentativo. Nota quest'ultima si può individuare, grazie all'utilizzo della scala di deflusso, il diametro necessario affinché la portata defluisca con un riempimento che si attesti tra il 50 e l'80%. A questo punto, si ricava la velocità, si aggiorna il tempo di corrivazione e si ricava la portata di II tentativo. Si procede iterativamente in questo modo fino a che l'errore relativo tra la velocità ricavata all'ultimo step di calcolo e quella ricavata al passo precedente sia inferiore ad una soglia arbitrariamente fissata. Nel presente caso essa è stata posta pari al 2% e sono sempre state sufficienti due iterazioni per arrivare a convergenza.

Per valutare t_c si considerano i parametri della curva di possibilità pluviometrica per durata di pioggia inferiore all'ora, in quanto reti di sviluppo pari a quella in trattazione presentano solitamente rischi di criticità di riempimento per piogge di forte intensità e breve durata.

Ai fini del dimensionamento si è ipotizzato di utilizzare esclusivamente collettori a sezione circolare di tipo plastico e di impiegare come parametro di scabrezza il coefficiente di G-S: $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

In accordo con le Linee guida del gestore, il diametro minimo impiegato per la rete principale di acque meteoriche è $\Phi = 315 \text{ mm}$. Si noti che per il dimensionamento si deve far riferimento al diametro interno. Nel caso di tubi in calcestruzzo questo coincide con il diametro fornito dal costruttore; per quanto concerne invece i condotti in materiale plastico il diametro nominale corrisponde al diametro esterno, per cui la sezione utile di progetto sarà inferiore dello spessore della tubazione. La pendenza di tutti i tratti della rete è stata fissata in questa fase di progetto-verifica del sistema pari al 3‰, congruente con l'andamento del piano finito dell'insediamento.

La tabella che segue compendia i principali parametri di bacino, idrologici e idraulici in esito alle verifiche effettuate.

2° TENTATIVO

Ramo	Area (mq)	Area lotti (mq)	Area tot (mq)	L (m)	t_a (min)	t_r (min)	D (mm)	Scabr ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	t_c (min)	Q_{cin} (mcs)	% riemp	v (m/s)
B01-B02	371,6	-	371,60	20,8	5	0,35	315	95	5,456	0,015	30,5	0,75
B02-B03	165,2	16230,20	16767,00	15,05		0,25	500	95	5,652	0,121	48,5	1,28
B03-B04	199,3	7783,97	24750,27	16,95		0,28	630	95	5,844	0,213	47	1,48
B04-B06	609,6	0,74	25360,61	43,15		0,72	630	95	6,299	0,287	56	1,59

Tabella 2 - Verifica idraulica dei collettori.

4.2 Impostazione normativa dei volumi di laminazione secondo il P.S.A.I.

Per la superficie territoriale in esame si è proceduto, valutata la minima volumetria tramite il medesimo parametro di Norma di Piano Stralcio pari a $500 \text{ m}^3/\text{ha}$ sul bacino di applicazione, ad aumentare i volumi idrici disponibili all'interno dei collettori ottenuti tramite il dimensionamento col metodo cinematico al fine di ottenere sezioni idriche maggiorate, in grado, oltre a consentire il deflusso della portata di colmo di progetto, di avere un volume compensativo complessivo superiore al volume minimo di Norma P.S.A.I..

Quindi, sono state sostituite le condotte circolari di calcolo con due scatolari a sezione rettangolare 150x200 in c.a.v..

Come premesso sopra, in conformità a quanto sanciscono le norme di “Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico” del Bacino del Reno”, la volumetria prevista per l’invaso di raccolta deve rispettare la prescrizione di un volume complessivo di almeno 500 m³ per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto.

Nella Tabella 3 seguente sono riportate le superfici collettanti:

Lotto 1	731	mq
Lotto 2	718,25	mq
Lotto 3	668,95	mq
Lotto 4	640,05	mq
Lotto 5	919,75	mq
Lotto 6	1513	mq
Lotto 7	325,6	mq
Strade private	551	mq
Strada e parcheggi	1345,7	mq
Totale	7413,3	mq

Tabella 3 - Superfici collettate verso la vasca.

Per la verifica del soddisfacimento requisito volumetrico si è ricorso alla simulazione della rete tramite modello di analisi idraulica monodimensionale in moto vario.

4.2.1 Verifica idraulica del sistema: ipotesi di metodo e risultati di modellazione

La verifica idraulica del profilo di corrente, finalizzata alla valutazione dei valori del tirante idrico corrispondente alla portata di colmo di assegnata probabilità di accadimento (che nel caso presente è assunta – conformemente alle indicazioni delle Linee Guida del gestore della rete – con tempo di ritorno T_r pari a 25 anni) viene eseguita tramite risoluzione di modello a simulazione monodimensionale in moto vario mediante risoluzione di equazioni di flusso non stazionario.

Il modello utilizzato è lo Storm Water Management Model (SWMM) versione 5.1 (maggio 2015). Come noto, tale modello si compone di un modulo di carattere idrologico, caratterizzato dalla geomorfologia del bacino scolante e dall'idrogramma prescelto, e di un modulo di carattere idraulico, determinato dalla simulazione monodimensionale dell'onda nel sistema di canalizzazione e nei dispositivi idraulici in progetto.

Nel caso in esame il sistema è stato modellato secondo il diagramma di modello di apporti-deflussi di seguito indicato.

Gli idrogrammi sintetici di progetto sollecitano i sottobacini (lotti, strade, parcheggi, etc.) che versano nelle canalizzazioni stradali i relativi deflussi di risposta: dai lotti e dalle aree stradali e di parcheggio le acque giungono al collettore della rete bianca.

Dal momento che il condotto ricettore si trova ad una quota di scorrimento maggiore del collettore finale della rete bianca, è necessario inserire, a valle di quest'ultimo, un impianto di sollevamento tarato per la portata di taglio prefissata in grado di garantire l'invarianza idraulica del bacino.

Si ritiene compatibile con tale obiettivo considerare quale portata di taglio al colmo un valore compreso tra i 10 l/s e i 15 l/s per ettaro di superficie drenata, che corrisponde alla portata media che fluisce da un terreno naturale. Nel caso in esame si è fissato come coefficiente udometrico 15 l/s/ha ottenendo così una portata in uscita dall'impianto di sollevamento pari a 11.1 l/s.

La descrizione del sistema può meglio essere compresa dall'esame della planimetria generale dei tracciati delle reti, presente nell'Elaborato Grafico 21, in cui le caratteristiche geometriche, plano-altimetriche e i nodi di sistema (pozzetti, dispositivi idraulici o semplici punti singolari di rete del modello) sono esposti nel dettaglio e congruenti con i dati input e i risultati di modello idraulico SWMM come riportati nello Status report (Allegato 1).

Si sottolinea che nel modello di simulazione sono stati modellati anche i collettori di rete privata siti in corrispondenza delle strade private, come si evince dall'Allegato 1, al fine di poter meglio rappresentare tutto il sistema

Si espongono di seguito le principali caratteristiche geomorfologiche dei sottobacini assunte nel modello.

Superfici dei sottobacini (lotti privati, sedi veicolari e pedonali); percentuale aree impermeabili; larghezza idrologica w del sottobacino; scabrezza superficiale (pari a 0.01 per la porzione impermeabile e a 0.1 per la porzione permeabile); altezza di invaso in depressioni superficiali (nella parte impermeabile è pari a 1 mm e nella residua parte permeabile a 5 mm); percentuale dell'area impermeabile senza invaso in depressioni superficiali nulla.

I deflussi provenienti dalle aree permeabili e impermeabili del bacino vengono propagati indipendentemente verso la sezione di chiusura, in cui si sommano.

Il calcolo delle perdite per infiltrazione avviene secondo il metodo di Horton, utilizzando i seguenti parametri: tasso massimo di infiltrazione 76 mm/hr, tasso minimo di infiltrazione 6 mm/hr, Decay constant 4.14 1/hr.

Le caratteristiche plano-altimetriche e delle sezioni delle tubazioni, sono presenti nell'Elaborato Grafico 21, come tracciato, con tutti i dati riguardanti le quote altimetriche degli scorrimenti e del terreno o delle botole in corrispondenza dei nodi, la geometria delle sezioni, la tipologia dei materiali e la pendenza dei tratti; il coefficiente di scabrezza n di Manning è stato assunto pari a 0.010 per i condotti in PVC e 0.0125 per i condotti in c.a.v..

Per verificare la rete si utilizza lo ietogramma sintetico Chicago, costruito in modo da avere una durata doppia rispetto al t_c della rete e con una forma tale da avere un doppio asintoto in corrispondenza di t_c . In questo caso, quindi, la durata della

simulazione sarà pari a 16 minuti, ciò implica l'utilizzo dei coefficienti a e n relativi a curve per durate inferiori all'ora (vedi Tabella 1).

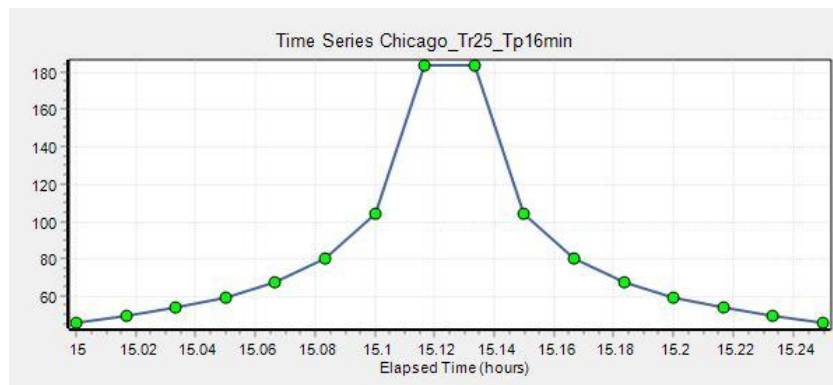


Figura 1 - Parametri idrologici della CPP di Bologna.

In seguito alla simulazione, è stato analizzato il grado massimo di riempimento degli scatolari che il modello riporta come rapporto tra l'altezza massima della sezione e la profondità massima raggiunta dal profilo liquido (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Link	Type	Maximum [Flow] LPS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
L1	CONDUIT	117.15	0	01:45	0.20	0.01	0.23
L2	CONDUIT	216.02	0	01:35	0.41	0.01	0.26
L3	CONDUIT	200.51	0	01:25	0.58	0.01	0.29
L4	CONDUIT	221.54	0	01:12	0.58	0.01	0.31
L5	CONDUIT	59.78	0	01:09	1.06	0.63	0.51
L6	CONDUIT	87.38	0	01:09	1.17	0.47	0.45
L7	CONDUIT	56.81	0	01:09	1.01	0.31	0.36
L8	CONDUIT	196.51	0	01:20	0.36	0.01	0.35

Figura 2 - Report dei risultati della simulazione per i collettori.

Essendo quindi noto il volume totale contenuto all'interno degli scatolari e il volume del colmo di piena, si è verificato che il volume residuo fosse maggiore del volume di laminazione richiesto dalla normativa.

Nella Tabella 4 si riportano i volumi ottenuti.

Superficie collettata [ha]	Volume minimo richiesto da Normativa [mc]	Volume in progetto [mc]	Volume colmo di piena [mc]	Volume residuo [mc]
0,74	370,7	575,6	167,8	407,8

Tabella 4 - Verifica normativa volume di laminazione.

Si evince come le sezioni idriche previste comportino volumi residui congruenti con le prescrizioni di Norma.

In Allegato 1, si riporta per esteso lo Status report con i risultati di verifica idraulica in uscita dal modello, sia in forma tabellare che grafica per alcuni tratti del collettore, a partire dall'elaborazione delle piogge, sino ai risultati della simulazione del modello SWMM.

La lettura dei risultati porta alle seguenti considerazioni di verifica, considerati gli idrogrammi di colmo per tempi di ritorno pari a 25 anni transitanti in tutti i tratti e i dispositivi della rete:

1. non risultano in tutta la rete nodi con sovraccarichi tali da prospettare esondazioni dai pozzetti;
2. i gradi di riempimento dei collettori principali consentono il deflusso delle portate di colmo attestandosi tra 0.7 e 1 rispetto alle altezze delle sezioni di deflusso (si consideri che il modello considera il deflusso per moto vario e i valori sono limitati ad alcuni minuti per evento);
3. la portata massima di colmo a monte dell'ingresso in vasca di laminazione risulta pari a circa 186 l/s;
4. il massimo volume invasato è pari a 124 m³ che corrisponde ad un riempimento del 31%;
5. gli effetti di laminazione consentono di tagliare tale portata sino a 11 l/s; considerando che la superficie drenata ammonta a 0.74 ha si può stimare che il coefficiente udotometrico di punta in ammissione nella rete esistente è 14.86 l/s*ha.

4.3 Prescrizione esecutive

L'Elaborato grafico 21 compendia le indicazioni progettuali in merito alla corografia di inquadramento, ai bacini e sottobacini versanti nelle reti, ai tracciati planimetrici, ai diametri e alle pendenze dei collettori, alla disposizione dei pozzetti di ispezione e delle caditoie stradali.

Per quanto riguarda le tipologia dei materiali e dei manufatti (tubazione, pozzetti, rialzi, botole, giunti, etc.) e per le modalità di posa ed esecuzione da realizzare nell'area pubblica extra-comparto, ogni lavorazione dovrà avvenire, anche qualora qui non richiamato espressamente, in ottemperanza alle disposizioni esecutive di cui al "Regolamento del Servizio Idrico Integrato" predisposto dal gestore ATO5, in particolare riguardo alla "Sezione C – Servizi fognatura e depurazione" e al relativo Allegato 2, nonché le "Linee Guida per la progettazione, realizzazione, e collaudo di reti fognarie – REV 4.9 del 10/10/2016" HERA Bologna s.r.l. Ingegneria Reti.

In ogni caso, in fase esecutiva occorrerà seguire per tutte le opere in progetto i Capitolati parte I e II allegati al presente progetto e tutte le indicazioni della Direzione e del Responsabile della Sicurezza.

5 Sistema di drenaggio delle acque reflue

5.1 Verifica idraulica per la rete di acque reflue

L'intera rete confluisce tramite il tratto conclusivo N03-N04 di tubazione circolare in PVC rigido classe SN8 DN 200 alla rete esistente che transita lungo via Guidotti.

Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico della rete, ci si limita alla verifica idraulica con ipotesi di moto uniforme nella sezione idraulica del tratto terminale della rete (tratto N03-N04).

La portata di progetto sollecitante il collettore deriva dalla stima degli abitanti equivalenti serviti a cui è applicata una dotazione idrica pari a 250 l/giorno *AE, valutata quale presumibile portata media annua. Tale valore medio giornaliero viene corretto poi per la stima del valore di punta tramite due coefficienti:

- Cp coefficiente di punta rispetto portata annua (secondo Babbitt-Bauman) = $5/P^{1/5}$.
- Cg coefficiente di punta giornaliero (Molino e altri, 1986) = 1.30.

Nel caso della rete in esame gli abitanti equivalenti sono in totale 77 suddivisi nel seguente modo: 8 AE per i lotti 1,2,3,4,5 e 37 per il lotto 6.

Sulla base dei valori delle portate così determinate si è quindi proceduto alla verifica idraulica secondo due indici di controllo:

- Grado di riempimento massimo intorno allo 0.4, in modo da assicurare comunque un'efficace aerazione della canalizzazione ed evitare fenomeni ondosi che occludano anche momentaneamente gli specchi provocando fenomeni di battimenti;
- Limitazione sulle velocità minime, in modo che con portate medie (qui calcolate tramite abbattimento di un coefficiente 1.5 rispetto ai valori massimi) le velocità rimanessero nell'ordine di 0.9 m/s, in accordo con quanto indicato sulla Circ. Mim. LL.PP. 07/01/74, n. 11633 del Ministero dei Lavori Pubblici ("Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto").

Verifica collettore acque nereRete **Vedrana**Tratto **N03-N04**

Lunghezza 46 m

Portata media giornaliera complesso :

Controllo su abitanti equivalenti presunti :

Dotazione idrica :	250 l/giorno*AE
AE	77 ab

Cp Coeff. di punta rispetto portata annua (secondo Babbitt-Baumann ; $C_p=5/P^{1/5}$)	8,35
--	------

Cg Coeff. di punta giornaliero (Molino e altri, 1986) =	1,30
---	------

Portata di calcolo :	2,42 lit/sec
-----------------------------	---------------------

Verifica idraulica:

Caratteristiche della sezione dello speco :

Sezione :	Circolare 200
Materiale:	PVC
Scabrezza n Manning =	0,012
Pendenza i =	0,005
Raggio interno r =	9,41 cm
Riempimento y = y/H =	0,23
Tirante idrico y =	4,33
Portata Q(y) =	2,48 lit/sec
Velocità V(y) =	0,51 m/sec
Stima delle velocità media $V_m = V(y)/1,5 =$	0,34 m/sec

Tabella 6 - Ipotesi e verifica del tratto in uscita.

I valori riportati in questa tabella riguardano la portata defluita in ipotesi di scala di deflusso a bocca parzializzata secondo la consueta formula di Gauckler-Strickler, assunto come valore di scabrezza 0.012 secondo Manning. Tale valore è congruente con il materiale PVC e ipotesi di uso a lungo termine.

In base a tali valori si ha deflusso con tirante d'acqua pari a circa 0.23 dell'altezza della sezione con una portata di punta pari a circa 2.48 l/s.

5.2 Prescrizione esecutive

Come detto precedentemente per la rete delle acque meteoriche, l'elaborato grafico 21/a compendia le indicazioni progettuali in merito ai tracciati planimetrici, ai diametri dei collettori e alla disposizione dei pozzetti di ispezione.

In ogni caso si prevedono tubazioni circolari in PVC rigido UNI EN 1401 – Classe SN8 e si dovranno seguire le Linee Guida per la progettazione, realizzazione, e collaudo di reti fognarie – REV 4.9 del 10/10/2016 HERA Bologna s.r.l. Ingegneria Reti o successive e vigenti alla data dell'Appalto.

6 Allegati

6.1 Allegato 1: Sistema di drenaggio urbano per acque meteoriche

Risoluzione di modello a simulazione monodimensionale in moto vario mediante risoluzione di equazioni di flusso non stazionario Storm Water Management Model (SWMM) versione 5.1.014.



Figura 3 - Schema planimetrico dei bacini del modello.

Piano Urbanistico Attuativo (PUA) ANS.A.7 in variante al Piano Particolareggiato di iniziativa privata
ex-comparto C2.21 ad uso residenziale sito in località Vedrana

Link	Type	Maximum [Flow] LPS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
L1	CONDUIT	121.47	0	01:19	0.18	0.01	0.18
L2	CONDUIT	204.31	0	01:16	0.42	0.01	0.20
L3	CONDUIT	207.73	0	01:22	0.60	0.01	0.23
L4	CONDUIT	226.18	0	01:17	0.64	0.01	0.26
L5	CONDUIT	59.78	0	01:09	1.06	0.63	0.51
L6	CONDUIT	87.38	0	01:09	1.17	0.47	0.45
L7	CONDUIT	56.81	0	01:09	1.01	0.31	0.36
L8	CONDUIT	202.31	0	01:21	0.51	0.01	0.29
9	PUMP	11.10	0	01:05	1.00		

Figura 4 - Output SWWM dei link del sistema.

Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Day of Maximum Inflow	Hour of Maximum Inflow	Lateral Inflow Volume 10 ⁶ ltr	Total Inflow Volume 10 ⁶ ltr	Flow Balance Error Percent
B01	JUNCTION	15.46	111.47	0	01:20	0.00831	0.0892	0.016
B02	JUNCTION	7.85	253.56	0	01:23	0.00415	0.28	-0.036
B03	JUNCTION	8.57	304.16	0	01:19	0.00416	0.382	0.022
B04	JUNCTION	72.40	286.12	0	01:20	0.0477	0.389	-0.014
S01	JUNCTION	60.23	60.23	0	01:09	0.0341	0.0341	-0.014
S02	JUNCTION	27.73	86.80	0	01:09	0.0159	0.05	-0.016
S03	JUNCTION	58.75	58.75	0	01:09	0.0528	0.0528	-0.023
B06	JUNCTION	0.00	202.31	0	01:21	0	0.277	0.021
B05	JUNCTION	0.00	296.40	0	01:17	0	0.371	-0.005
OUT	OUTFALL	0.00	11.10	0	01:05	0	0.167	0.000

Figura 5 - Output SWWM dei nodi del sistema.

Outfall Node	Flow Freq. Pcnt.	Avg. Flow LPS	Max. Flow LPS	Total Volume 10 ⁶ ltr
OUT	14.84	9.47	11.10	0.167

Figura 6 - Output SWWM dell'outfall del sistema.

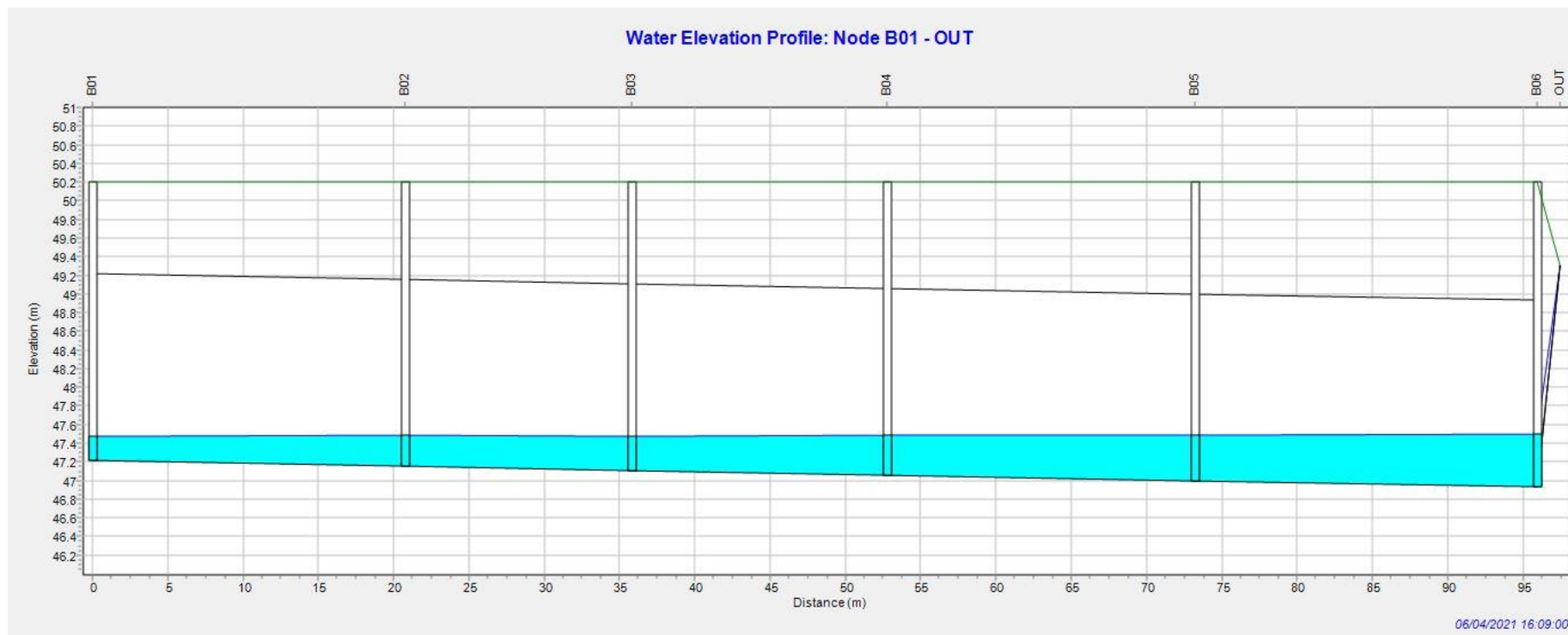


Figura 7 - Profilo altimetrico del tratto B01 - OUT.