

CIPREA srl

via Tortona, 15 – 20144 MILANO
CF e P.IVA 06750910157

COMUNE DI LODI

**AMPLIAMENTO COMPLESSO PRODUTTIVO
ICR - INDUSTRIE COSMETICHE RIUNITE
S.P. 25 Lodi Boffalora**

PROGETTO ESECUTIVO DELLE RETI FOGNARIE

RELAZIONE TECNICA

MAGGIO 2015

PROGETTISTA

Dott.Ing. Angelo Agostini

Via Consorzio Agrario, 21 – 25032 CHIARI (BS)

Tel. 030-711470 Fax 030-5124214

e-mail:ing.agostini@libero.it

INDICE

1. PREMESSE	2
2. SINTESI INTERVENTI PREVISTI NELL'AMPLIAMENTO "SUD"	2
3. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
4. RETE PER ACQUE NERE	3
4.1 METODI DI CALCOLO – PORTATA MASSIMA NERA ASSUNTA	3
4.2 INTERVENTI DI PROGETTO.....	4
5. RETE PER ACQUE BIANCHE	5
5.1 CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA	5
5.1.1 ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE	5
5.1.2 METODO DI CALCOLO DIRETTO	6
5.2 VERIFICA IDRAULICA DELLE CONDOTTE	6
5.3 INTERVENTI DI PROGETTO.....	7
6. RETE DISPERDENTE	8
6.1 CRITERI PROGETTUALI	8
6.2 METODO DI CALCOLO - MODELLO DI INFILTRAZIONE	8
7. ATTRAVERSAMENTO IN SPINGITUBO DELLA S.P. 25	11
8. SPOSTAMENTO DELLA ROGGIA GALUPPINA	12
8.1 STATO DI FATTO.....	12
8.2 INTERVENTI DI PROGETTO E VERIFICA IDRAULICA.....	13
9. ELENCO ALLEGATI	14

1. PREMESSE

La soc. Ciprea s.r.l. intende ampliare l'insediamento produttivo I.C.R. ubicato in comune di Lodi lungo la Strada Provinciale n.25 Rivoltana con un primo ampliamento "Sud" a cui seguirà un secondo ampliamento "Nord".

Il presente progetto riguarda i lavori di realizzazione del nuovo sistema fognario a servizio dell'ampliamento "Sud", e prevede la costruzione di una rete separata, dotata di collettori destinati al convogliamento delle acque meteoriche (acque bianche) e di collettori destinati al convogliamento dei liquami (acque nere).

2. SINTESI INTERVENTI PREVISTI NELL'AMPLIAMENTO "SUD"

La nuova rete per acque nere convoglierà alla rete esistente i reflui provenienti dai servizi igienici del nuovo edificio. L'insediamento è dotato di impianto di depurazione esistente, con recapito delle acque depurate nella Roggia Galuppina, presso lo scarico già autorizzato.

La rete per acque bianche riceverà le acque delle nuove strade e delle nuove coperture, oltre che le acque di seconda pioggia e del parcheggio previsto nella parte Ovest della nuova area di intervento, a Sud dello svincolo previsto sulla S.P. 25.

Lungo il lato Sud del nuovo edificio è prevista la realizzazione di un'area "ribalte" di intermodale di circa 650 m² per il carico e lo scarico degli automezzi, ribassata di 1.20 m rispetto alla quota del piano dei piazzali circostanti, ai quali è collegata con una rampa di accesso. Ai sensi dell'art.3 del Regolamento Regionale n.4/2006, non è necessario prevedere la separazione delle acque di prima pioggia, in quanto la superficie interessata da possibili contaminazioni risulta inferiore a 2000m².

Le acque bianche provenienti dal nuovo insediamento e dal nuovo parcheggio saranno smaltite nel sottosuolo. Il sistema di dispersione sarà composto da pozzi disperdenti realizzati in corrispondenza dei pozzetti di ispezione, di diametro 2.00m e profondità 3.50m dal piano campagna, quota che corrisponde indicativamente alla massima altezza freatica della falda.

Il sistema garantirà la totale dispersione in loco delle acque meteoriche e delle acque di seconda pioggia. Data l'importanza dell'opera in progetto, si prevede in ogni caso la realizzazione uno scarico di emergenza alla roggia Mozzanica, con attraversamento tramite spingitubo della S.P.25.

Considerate le quote di fondo delle tubazioni della rete delle acque meteoriche, risulta infatti impossibile scaricare la rete per acque bianche nella adiacente roggia Galuppina; lo scarico di emergenza nella roggia Mozzanica offre sicure garanzie di funzionamento, date dalla quota del fondo d'alveo. Questo scarico dovrebbe entrare in funzione solo in condizioni di emergenza quale troppo pieno della rete per acque bianche, in caso di eventi meteorici eccezionali (con tempo di ritorno superiore a 10 anni) o per temporaneo fuori-servizio della rete per acque bianche.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella progettazione della rete si è tenuto conto delle seguenti normative di riferimento:

- a. Regolamento Regionale n.4 del 24.03.2006 (D.C.R. VIII/140 del 14.03.2006), “Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell’articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26”.

Il calcolo delle portate nere è stato inoltre effettuato:

- b. con riferimento ai metodi esposti nel Piano di Tutela ed Uso delle Acque (PTUA) della Regione Lombardia, di cui alla D.G.R. VIII/2244 del 29.03.2006, ai sensi del d.lgs. 152/99 e dell’art.55 comma 19 della l.r. 26/2003;
- c. con riferimento alla norma UNI-EN 803-3:2008 “Specifiche relative agli impianti all’interno di edifici per il convogliamento di acque destinate al consumo umano”.

4. RETE PER ACQUE NERE

4.1 METODI DI CALCOLO – PORTATA MASSIMA NERA ASSUNTA

La rete di fognatura per acque nere è stata dimensionata in base al calcolo delle portate nere affluenti, determinate con riferimento ai metodi normativi citati ed alle tecniche di calcolo di letteratura.

Ai fini del dimensionamento delle condotte fognarie, in base al metodo UNI-EN 803-3:2008, la portata nera massima (punta nera) Q_{pn} prodotta dalle nuove utenze previste risulta:

$$Q_{pn} = 2.8 \text{ L/s.}$$

A questa portata si somma la portata massima di circa 6.6 L/s prodotta dalle utenze esistenti, per una portata totale di 9.3 L/s che interessa il tratto finale della nuova rete fognaria per acque nere.

La portata massima di ciascun tronco di fognatura si determina considerando il tipo di apparecchi idrosanitari in dotazione di ogni singola utenza, ipotizzando che non tutti siano contemporaneamente in funzione.

Considerati i seguenti apparecchi da installare: previsti: n.1 lavabo; n.5 piatto doccia; n.1 wc, si attribuisce ad ogni apparecchio una portata di scarico sulla base della seguente tabella.

La portata totale teorica risulta $Q_t = 5.5 \text{ L/s}$. La massima portata scaricata in fognatura è data dal numero degli apparecchi idrosanitari che probabilmente entrano in funzione contemporaneamente. La portata di punta (nera) Q_{pn} è data dalla relazione:

$$Q_{pn} = K_r \cdot \sqrt{Q_t} \text{ (L/s)}$$

essendo K_r un coefficiente di riduzione che vale:

- $K_r = 0.50$ per edifici residenziali ed uffici, con portate scaricate variabili ma di breve durata;
- $K_r = 0.70$ per comunità, centri ospedalieri, ristoranti ed alberghi;
- $K_r = 1.20$ per attività produttive industriali ed artigianali.

Gruppo di unità di scarico	Tipo di apparecchi idrosanitari	Portata di scarico Q (L/s)	Durata indicativa dello scarico (secondi)
1	Bacinella a uso dentistico	0.25	
	Fontanella a zampillo	0.25	
2	Lavabo, lavamani	0.50	10
	Bidet	0.50	
	Lavabo a canale (3 rubinetti)	0.50	
4	Centrifuga a uso domestico	0.50	180
	Piatto doccia	0.50	
	Vasca da bagno	1.00	
	Lavapiedi (5 pilette)	1.00	
6	Lavabo a canale (10 rubinetti)	1.00	10
	Orinatoio	1.00	
	Lavello da cucina doppio	1.00	
	Lavastoviglie	1.00	
	Lavatoio per lavanderia	1.00	
	Lavatrice fino a 6 kg	1.00	
	Pozzetto a pavimento con uscita D = 63 mm	1.00	
	Vasca da bagno terapeutica	1.50	
	Lavatrice da 7 kg a 12 kg	1.50	
	Pozzetto a pavimento con uscita D = 75 mm	1.50	
10	Lavastoviglie per ristoranti	1.50	30-60
	Lavatoio doppio per lavanderia	1.50	
	W.C. (tutti i tipi)	2.50	
	Vuotatoio	2.50	
	Lavatrice da 13 kg a 40 kg	2.50	
	Pozzetto a pavimento con uscita D = 90-110 mm	2.50	60-120

La portata nera massima nel caso di progetto risulta:

$$Q_{pn} = 1.2 \cdot \sqrt{(5.5)} + 6.6 = 2.8 + 6.6 = 9.3 \text{ (L/s)}$$

Questa portata rappresenta la portata massima istantanea complessiva da utilizzare per il dimensionamento delle tubazioni.

Il tratto a servizio del nuovo edificio raccoglie le acque degli apparecchi previsti, che forniscono una portata totale di 2.8 L/s.

Per scongiurare intasamenti e facilità di manutenzione, la rete per acque nere viene dimensionata con tubazioni in PVC SN8 DN200.

Le portate sopra indicate, confrontate con una normale portata di un tratto di fognatura, appare senz'altro elevata; tuttavia la durata di questa portata è al massimo di qualche minuto, essendo data dalla probabile contemporanea entrata in funzione di più servizi igienici.

Nella normale gestione dell'impianto fognario, il volume medio giornaliero di scarico è senz'altro di modesta entità, data la destinazione produttiva dell'area.

4.2 INTERVENTI DI PROGETTO

La rete per acque nere di progetto è costituita da un nuovo tratto di tubazione in PVC SN8 DN200 (tratto 50) con sviluppo di circa 65 m in direzione Sud-Nord e quindi da un tratto di circa 120m in direzione Ovest-Est, con recapito nella rete fognaria esistente a quota scorrimento 69.50 msm.

Come risulta dai profili longitudinali allegati, la pendenza è assunta uniforme e pari a 2/1000, in modo da consentire l'auto pulizia delle condotte, mantenendo coperture dalla tubazione accettabili anche nei tratti con minore profondità.

Nei profili viene indicato come ripristino il materiale di risulta degli scavi, in quanto i lavori di posa della rete fognaria sono i primi da eseguire lungo le strade ed i percorsi di progetto. I lavori di sistemazione finale dei piazzali sono inclusi nelle successive lavorazioni di progetto.

5. RETE PER ACQUE BIANCHE

5.1 CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA

5.1.1 ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

La determinazione delle piogge critiche per i collettori fognari in esame è stata effettuata considerando fenomeni meteorici con tempo di ritorno di 10 anni, come raccomandato dal PRRA.

Le curve di possibilità pluviometrica del tipo monomio $h = at^n$ sono state dedotte dal Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - (7. Norme di attuazione - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica - Allegato 3 - Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni) pubblicato dell'Autorità di Bacino del fiume Po. La curva di intensità pluviometrica valida per durate t superiori a un'ora, del tipo monomio $h=at^n$, in corrispondenza del tempo di ritorno di 10 anni è caratterizzata dai seguenti parametri, dove h rappresenta l'altezza di pioggia (mm) e t (ore) la durata della pioggia:

$$\text{per durate } > 1 \text{ ora: } h = 43.94 \cdot t^{0.22} \text{ (mm)}$$

La massima durata dell'evento critico per la nuova rete fognaria (calcolata con il metodo dell'invaso) risulta di circa 16 minuti; per evitare una sovrastima delle portate massime affluenti, si è adottata l'indicazione fornita dal PRRA (pag.99 dei Criteri) per ottenere la curva pluviometrica relativa agli eventi pluviometrici di durata inferiore ad un'ora: mantenendo inalterato il parametro a , per l'esponente della curva si assume un valore n_1 proporzionale all'esponente n_2 valido per durate superiori ad un'ora, secondo il seguente prospetto:

$$n_1 = 0.40 \text{ se } n_2 = 0.20 \quad n_1 = 0.50 \text{ se } n_2 = 0.30 \quad n_1 = 0.60 \text{ se } n_2 = 0.40$$

Nel caso in esame, avendo $n = n_2 = 0.216$, si può assumere $n_1 = 0.416$ (per il tempo di ritorno di 10 anni), ottenendo pertanto la curva pluviometrica valida per durata delle piogge inferiori ad un'ora:

$$\text{per durate } < 1 \text{ ora: } h = 43.94 \cdot t^{0.42} \text{ (mm)}$$

L'estensione ad un'area dell'altezza di pioggia registrata puntualmente, indicata con il termine di «ragguaglio all'area», è stata eseguite applicando ai parametri a ed n sopra indicati le seguenti riduzioni, secondo le formula indicate da Puppini:

$$a' = a [1 - 0.052 (S/100) + 0.002 (S/100)^2] \quad n' = n + 0.0175 (S/100)$$

essendo S (ha) la superficie del bacino idrologico in esame.

Infine, per tenere conto della variabilità del coefficiente di deflusso durante la precipitazione, si utilizza il coefficiente maggiorativo di Fantoli dedotto dalla relazione:

$$n'_o = 4/3 n'$$

In base alle piogge sopra determinate, il calcolo della portata massima defluente in ciascuna sezione della rete è stato effettuato con il metodo di calcolo "diretto".

5.1.2 METODO DI CALCOLO DIRETTO

Le caratteristiche idrologiche di ciascun sottobacino sono rappresentate dal coefficiente di deflusso φ . Nel caso in esame, per le aree destinate a strada si è utilizzato un valore $\varphi = 0.80$, $\varphi = 0.90$ per le coperture e $\varphi = 0.40$ per la pavimentazione drenante del parcheggio Ovest. Il valore complessivo del coefficiente di deflusso alla chiusura di un singolo sotto-bacino è stato ottenuto calcolando la media pesata delle aree contraddistinte dai relativi valori.

Per la verifica idraulica delle sezioni individuate nel sistema fognario in esame è stato utilizzato il metodo di calcolo «diretto», basato sull'utilizzo della seguente formula:

$$u = 2168 n'_o (\varphi a')^{1/n'_o} w^{(1-1/n'_o)} \quad (\text{L/s/ha})$$

nella quale il coefficiente udometrico u rappresenta la portata specifica del bacino in funzione dei seguenti parametri idrologici, noti per ciascun sottobacino:

- $n'_o = 4/3 n'$ parametro adimensionale della curva pluviometrica che tiene conto della variazione del coefficiente di deflusso con la durata della pioggia;
- φ = coefficiente medio di deflusso del singolo sotto-bacino;
- a' = parametro della curva pluviometrica, espresso in m/h^{-n}
- w = volume specifico di invaso, espresso in m^3/m^2 ; il valore di w è calcolato tenendo conto, con calcoli iterativi, sia dei volumi delle tubazioni tributarie a monte (valore noto), sia del volume dei piccoli invasi superficiali (grondaie, cunette, caditoie stradali, pozzetti, allacciamenti privati) e del velo d'acqua che scorre sui bacini drenati dalla fognatura, assunto nel caso in esame pari a $60 \text{ m}^3/\text{ha}$, sia infine del volume proprio invasato dal collettore in esame, determinato per successivi calcoli iterativi.

Al termine del calcolo iterativo, si ottiene il coefficiente udometrico u che, moltiplicato per la superficie S del bacino, fornisce la portata massima Q_{max} in uscita dal bacino.

Adottando le piogge con tempo di ritorno di durata 2, 5 e 10 anni, si sono stabilite le corrispondenti portate defluenti in ciascuna sezione.

La portata massima decennale prodotta dall'intero bacino scolante è pari a 340 L/s , non considerando, come sarebbe per i casi di emergenza, alcun sistema di smaltimento in falda.

Il sistema disperdente è stato dimensionato per smaltire nel sottosuolo l'intera portata di piena decennale in arrivo dalla rete nei diversi tratti.

Il risultato del calcolo delle portate è riportato nella tabella finale.

5.2 VERIFICA IDRAULICA DELLE CONDOTTE

Per ciascuna condotta si calcola la portata al massimo riempimento Q_r ed il rapporto di riempimento h/D durante il passaggio della portata massima decennale Q_{max} prevista nella sezione in esame. La portata Q_r di massimo riempimento del collettore è determinata con la formula di Chèzy-Strickler del moto uniforme:

$$Q_r = A_r k R_r^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- A_r è l'area della sezione liquida al riempimento del collettore; $A_r = \pi D^2/4$, essendo D il diametro interno della condotta;
- k è l'indice di scabrezza di Gauckler-Strickler, variabile da 70 (condotti in calcestruzzo) fino a 85 (condotti plastici in PVC e PE.a.d.);
- R_r è il raggio idraulico della sezione al riempimento: $R_r = D/4$;
- i è la pendenza di fondo del collettore fognario.

La verifica idraulica si ritiene soddisfatta se la portata al massimo riempimento Q_r risulta superiore alla portata massima di pioggia Q_{max} da convogliare nel tratto di fognatura:

$$Q_r > Q_{max}$$

Una seconda verifica si esegue sul grado di riempimento della condotta, utilizzando la formula di Chezy-Strickler per successivi tentativi, fino a determinare il valore h del livello d'acqua nella tubazione per il deflusso della portata massima Q_{max} ; normalmente si ritiene accettabile un riempimento h/D della tubazione prossimo al valore-guida del 75%.

I calcoli di verifica sono esposti nella tabella finale.

5.3 INTERVENTI DI PROGETTO

La rete di tubazioni per acque bianche è costituita da tubazioni in calcestruzzo armato con diametro interno minimo 300 mm e massimo 800 mm, e si sviluppa complessivamente per circa 1460m; la pendenza è pari a 2/1000, valore scelto per favorire l'invaso della rete e quindi la dispersione nei pozzi perdenti.

La rete è inoltre dotata di pozzetti di immissione e ispezione. La distanza fra i pozzetti è mediamente di 30 m; la copertura minima delle tubazioni è ovunque superiore a 90 cm.

L'intercettazione delle acque scolanti nelle strade avverrà tramite caditoie stradali sifonate, di luce netta pari a 40x40 cm, con un limite di superficie drenata massima per caditoia pari a circa 100m². Di seguito si riporta la verifica della capacità delle caditoie ipotizzando un'altezza di scorrimento massima di 2 cm sul piano stradale asfaltato.

La pendenza delle superfici scolanti (strade e piazzali) verso le caditoie dovrà essere pari a minimo 1/100.

CARATTERISTICHE CADITOIA

a =	0.300 m	lunghezza foro
b =	0.040 m	larghezza foro
n =	7 n°	numero fori
A =	0.084 m ²	area totale luci caditoia

EFFLUSSO A STRAMAZZO:

m =	0.385	coefficiente di efflusso
p =	1.16 m	perimetro luci
y =	0.020 m	altezza velo idrico superficiale
Q =	5.6 L/s	portata massima attraverso la caditoia
A =	100 m²	area affluente alla caditoia
u =	350 L/s/Ha	coefficiente udometrico
P =	3.5 L/s	portata affluente alla caditoia

Caditoia verificata.

6. RETE DISPERDENTE

6.1 CRITERI PROGETTUALI

La rete di dispersione è stata dimensionata in modo da disperdere nel sottosuolo tutta la portata drenata dalla copertura, piazzali e dai parcheggi.

Il PTUA della Regione Lombardia (appendice G, punto 2.3) impone un contributo massimo unitario di 20 L/s/Ha per le nuove aree produttive, da applicare alla parte impermeabile del bacino drenato. La superficie complessiva drenata di 3.0910 Ha presenta un coefficiente medio di afflusso 0.765 e quindi area impermeabile di 2.3646 Ha, per la quale è possibile scaricare una portata massima di 47.3 L/s, pari al 14% della portata massima calcolata di circa 340 L/s.

Secondo le prove di permeabilità effettuate dal Dott.Geol. Giovanni Viganò, nell'area di progetto il livello freatico della falda è stato misurato rispetto all'attuale piano campagna con profondità fra -5.00m (65.50 msm) e -5.30m (65.20 msm).

La quota di progetto dei piazzali adiacenti alla nuova struttura produttiva è pari a 70.85 msm; quindi la massima profondità teorica dei pozzi potrebbe essere di $(70.85-65.50)=5.35\text{m}$.

Le profondità saranno definite per ciascun pozzo in funzione dell'effettivo apporto drenato dalla rete.

Quasi tutti i pozzetti di ispezione sono stati previsti con tipologia disperdente, essendo costituiti da anelli in c.a. forati, realizzando una rete diffusa di dispersione.

Dalle verifiche di funzionamento con pozzi attivi, risulta che solo lungo il ramo Est (dove lo studio geologico indica minore permeabilità, ma dove scarica metà della nuova copertura) i disperdenti in situazioni critiche presentano un eccesso di portata, che viene scaricato a valle nei successivi pozzi dell'area del parcheggio.

Diversi motivi consigliano di dotare in ogni caso la nuova rete di uno scarico di emergenza.

- 1) La rete di drenaggio esistente è dotata di n.3 pozzi disperdenti che recapitano nella roggia Mozzanica in corrispondenza dell'ingresso ICR tramite tubo in c.a. DN800, a quota fondo scarico di 67.95 msm. Questa quota impedisce di fornire al punto più sensibile (l'area "ribalte") uno scarico di emergenza, tenuto conto di quota piazzale, copertura minima, diametro tubazione e pendenza minima del collegamento (con circa 140m di tubo in più da posare rispetto alla soluzione prevista); la tubazione esistente mostra un utilizzo abbastanza frequente, con altezza d'acqua di circa 35 cm, fattore che ne rende sconsigliabile un aggravio di funzionamento con portate di emergenza di circa 340 L/s aggiuntivi.
- 2) La permeabilità misurata è buona al di sotto di uno strato superficiale di spessore medio di circa 2 metri, con permeabilità media assunta $K=0.002$ m/s. La fascia utile teorica per i pozzi disperdenti si estende quindi da -2m a -5m rispetto al piano campagna; tuttavia il livello freatico della falda può raggiungere i -3m dal piano campagna, sommergendo parzialmente i pozzi disperdenti, riducendone la capacità di invaso.

È quindi necessario predisporre un nuovo scarico nella roggia Mozzanica, che presenta quote di fondo scorrimento e livelli idrici compatibili con le quote della rete di drenaggio.

La rete di drenaggio risulta pertanto dimensionata di conseguenza.

6.2 METODO DI CALCOLO - MODELLO DI INFILTRAZIONE

Il dimensionamento del sistema di infiltrazione viene eseguito confrontando le portate di piena Q_p in arrivo in ciascun pozzo (idrogramma di piena di progetto calcolato per il tratto a monte del pozzo) con la capacità d'infiltrazione (o portata Q_f) del terreno e con l'eventuale volume W

immagazzinato nel sistema pozzo-mezzo filtrante; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti nel mezzo filtrante:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

essendo ΔW la variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Δt .

L'idrogramma di piena si desume dal modello afflussi-deflussi utilizzato per il calcolo della rete drenante. La portata di infiltrazione Q_f può essere dedotta dalla legge di Darcy:

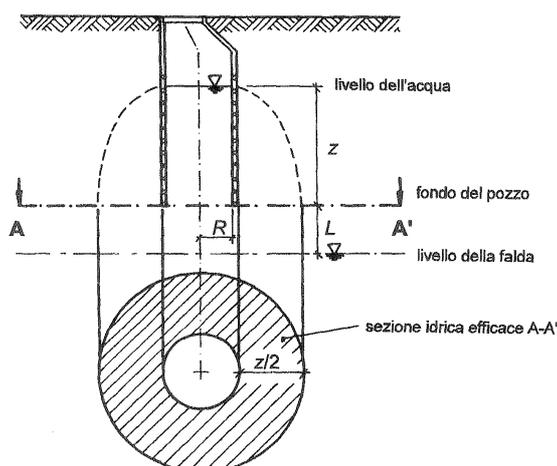
$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f$$

essendo K la permeabilità del mezzo filtrante (in m/s), J la cadente piezometrica (in m/m) e A_f la superficie netta di infiltrazione (in m²).

Come indicato nello studio geologico, l'assetto litologico del suolo è costituito da uno strato superficiale con limitata permeabilità dovuta alla presenza di limi, con spessore fino a 2 m, al quale seguono sabbie oppure sabbie con ghiaia o ghiaie sabbiose, con grado di addensamento variabile e alta permeabilità, di valore medio che si assume $K = 0.002$ m/s.

Per i pozzi disperdenti, la portata Q_f può essere calcolata con la seguente espressione (Sieker, 1984):

$$Q_f = K \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$



essendo K la permeabilità, mentre il termine fra parentesi rappresenta la cadente in cui compare l'altezza z dello strato drenante del pozzo, il dislivello L fra il fondo del pozzo ed il sottostante livello di falda, l'effettiva area drenante del pozzo A_f assunta come un anello di larghezza $z/2$ attorno alla base del pozzo. Non si considera la base drenante del pozzo, per tenere conto della sua possibile occlusione. La permeabilità viene considerata al 50% del valore misurato, per tenere conto della condizione insatura degli sarti oggetto di infiltrazione.

Il calcolo del livello z raggiunto all'interno del pozzo può essere condotto per passi, fissando un intervallo temporale di 1 minuto, congruo con il tempo di corrivazione dei bacini in esame.

La verifica di funzionamento del pozzo è soddisfatta se il livello massimo di invaso z raggiunto nel pozzo risulta compatibile con la rete fognaria afferente allo stesso.

Occorre verificare che lo svuotamento, dopo la fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (di solito si garantisce un tempo di svuotamento non superiore a 4 giorni).

Per garantire livelli di invaso compatibili con gli interventi previsti, risulta necessario prevedere complessivamente la posa di n.39 pozzetti di ispezione realizzati con anelli in c.a. disperdenti, di diametro 2m e profondità variabile da 3.50 a 5m, come indicato nei profili allegati.

POZZI DISPERDENTI

Calcolo con metodo di Sieker e ricerca evento critico

Numero	Permeabilita' m/s	Diametro esterno m	Diametro interno m/s	Quota fondo pozzo msm	Quota massima filtrante msm	Altezza utile dal fondo m	Massimo invasocalc olato m	Portata pozzo L/s	Portata max immessa L/s	Portata scolmata L/s
PP10	0.00200	2.00	1.84	67.50	69.50	1.69	1.34	11.0	11.0	0.0
PP11	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.81	1.81	18.0	18.0	0.0
PP12	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.67	1.67	21.2	21.2	0.0
PP13	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.52	1.52	19.3	19.3	0.0
PP14	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.45	1.45	30.7	30.7	0.0
PP15	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.39	1.39	28.6	28.6	0.0
PP16	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.22	1.22	22.8	22.8	0.0
PP17	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.18	0.51	3.8	3.8	0.0
PP18	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.15	0.40	2.8	2.8	0.0
PP19	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.12	0.36	2.5	2.5	0.0
PP20	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	0.78	0.38	31.1	31.1	0.0
PP21	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	0.74	0.50	20.1	20.1	0.0
PP22	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	0.71	0.47	5.5	5.5	0.0
PP23	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	0.68	0.17	1.2	1.2	0.0
PP24	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.00	0.78	6.4	6.4	0.0
PP25	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	0.98	0.22	1.5	1.5	0.0
PP26	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	0.95	0.59	4.7	4.7	0.0
PP27	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	0.92	0.26	1.8	1.8	0.0
PP28	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	0.89	0.73	7.5	7.5	0.0
PP37	0.00200	2.00	1.84	67.50	69.50	1.63	1.63	26.1	26.1	0.0
PP38	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.72	1.72	20.0	20.0	0.0
PP39	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.67	1.67	30.3	30.3	0.0
PP40	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.61	1.61	22.9	22.9	0.0
PP41	0.00200	2.00	1.84	67.35	69.35	1.56	0.50	3.4	3.4	0.0
PP43	0.00200	2.00	1.84	67.50	69.50	1.87	1.80	16.2	16.2	0.0
PP48	0.00200	2.00	1.84	67.50	69.50	1.75	1.60	29.1	29.1	0.0
PP49	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.57	3.3	3.3	0.0
PP50	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.69	5.6	5.6	0.0
PP51	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.78	0.61	5.2	5.2	0.0
PP52	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.73	0.70	5.8	5.8	0.0
PP59	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.71	4.6	4.6	0.0
PP61	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.92	5.9	5.9	0.0
PP63	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.99	0.84	5.3	5.3	0.0
PP64	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.94	0.65	3.8	3.8	0.0
PP66	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.98	6.5	6.5	0.0
PP67	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.74	4.4	4.4	0.0
PP69	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.89	5.9	5.9	0.0
PP70	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	1.97	0.65	3.8	3.8	0.0
PP73	0.00200	2.00	1.84	67.00	69.00	2.00	0.93	6.2	6.2	0.0

7. ATTRAVERSAMENTO IN SPINGITUBO DELLA S.P. 25

L'attraversamento della S.P.25 Lodi-Boffalora verrà eseguito sottopassando la sede stradale con infissione di una tubazione guida in acciaio del diametro nominale DN 1000mm (Fe 275 secondo UNI 10001, diametro esterno 1016.0 mm, spessore 14.2mm, peso 351kg/m, tensione di snervamento 275 N/mm²) e lunghezza di 20 m, fino a raggiungere il punto di scarico nella roggia Mozzanica a quota 67.82 msm, con un salto di fondo di 1.10m rispetto al fondo roggia.

Le operazioni di infissione verranno effettuate dopo aver predisposto, da parte dell'appaltatore, la camera di spinta, di dimensioni interne indicative pari a 6.00 x 4.00 m, spessore muro di contropinta 60 cm), che consentiranno un'agevole operazione di installazione ed utilizzo della macchina oleodinamica, l'estrazione del materiale di scavo e la successiva posa in opera di barre di 6 m della nuova tubazione fognaria in vetroresina di diametro DN800.

L'attraversamento verrà eseguito infiggendo direttamente nel terreno la tubazione in acciaio fornita in spezzoni di lunghezza di 4.00-5.00 m, idonea alle dimensioni della camera di spinta, mediante l'impiego di martinetti oleodinamici.

Gli operatori potranno intervenire per la rimozione manuale del materiale solo ad avvenuta fine corsa o depressurizzazione dei martinetti idraulici. Nessuna operazione potrà essere effettuata con i martinetti in pressione. Questa cautela è fondamentale per evitare i pericoli derivanti da eventuali cedimenti del fronte scavo, estremamente pericolosi per il personale e per il traffico soprastante.

La camera di spinta verrà realizzata in angolo Sud-Ovest del nuovo parcheggio, nell'area verde adiacente la SP.25.

Al primo spezzone di tubo sarà applicato uno scudo in acciaio opportunamente dimensionato, che faciliterà l'infissione della intera tubazione, permettendo sia il mantenimento della direzione prevista mediante l'impiego di specifici martinetti oleodinamici, sia il contenimento del fronte scavo in limiti di assoluta sicurezza.

Ad infissione ultimata, verrà inserita la tubazione in vetroresina DN800, con diametro esterno pari a 820 mm, dotata di listelli di sostegno a 60° sulla base e di un ulteriore listello in sommità per garantire la stabilità della medesima.

La distanza dall'inizio della camera di spinta al ciglio della strada provinciale sarà di 10 m e la copertura minima della tubazione dalla quota stradale è prevista di 2.11 m.

8. SPOSTAMENTO DELLA ROGGIA GALUPPINA

8.1 STATO DI FATTO

La roggia Galuppina fa parte del reticolo idrico minore del Comune di Lodi e attraversa l'area dove è previsto l'ampliamento del complesso produttivo.

L'alveo presenta una sezione trapezia in terra dalle seguenti dimensioni:

- base di larghezza media di 1.50 m;
- inclinazione delle sponde 1:1;
- altezza massima utile 1.10m;
- pendenza media di fondo pari a 1.3/1000.

Al massimo riempimento, in assenza di invasi e con scabrezza tipica di canali artificiali rivestiti in terra ed abbastanza regolari ($k=30$), applicando la citata formula di Chezy per il moto uniforme, la massima portata convogliabile risulta di circa $2.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nel tratto adiacente l'intervento è presente un manufatto con paratoia di intercettazione e regolazione delle portate, di luce 0.70 m e altezza sponda 1.16 m.



La massima portata defluente attraverso questo manufatto può essere calcolata ipotizzando (a favore di sicurezza) le seguenti condizioni di deflusso:

- paratoia completamente aperta non interferente con la corrente;
- assenza di rigurgito a valle;
- passaggio per lo stato critico nella sezione ristretta (massima portata per dato livello a monte).

La portata massima risulta ammettendo un livello idrico di 1.16m a monte, al quale corrisponde un'energia specifica $E=1.16 \text{ m}$ ed un livello di stato critico $k= 2/3 \cdot E = 0.78 \text{ m}$; la portata di stato critico risulta: $Q_{max} = \sqrt{(k^3 \cdot 9.81 \cdot B^2)} = 1.491 \text{ m}^3/\text{s}$.

8.2 INTERVENTI DI PROGETTO E VERIFICA IDRAULICA

Si prevede lo spostamento dell'alveo della roggia Galuppina in adiacenza alla recinzione del comparto Sud, all'interno della proprietà del Committente, con adeguamento della recinzione.

Il nuovo alveo sarà in calcestruzzo a sezione rettangolare, di base 2.00 m, altezza massima utile delle sponde pari a 1.20m e pendenza 1/1000.

Di seguito si riporta la verifica idraulica della sezione di progetto.

SCALA DI MOTO UNIFORME PER SEZIONE RETTANGOLARE					
- Formula di Chezy-Strickler -					
base	b =	2.00	m		
scarpa	z =	0.00	: 1 (h)		
pendenza	i =	0.0010	m/m		
Strickler	k =	70			

livello idrico m	sezione liquida mq	contorno bagnato m	raggio idraulico m	velocità m/s	Portata mc/s
0.00	0.000	2.000	0.000	0.000	0.000
0.05	0.100	2.100	0.048	0.291	0.029
0.10	0.200	2.200	0.091	0.448	0.090
0.15	0.300	2.300	0.130	0.569	0.171
0.20	0.400	2.400	0.167	0.670	0.268
0.25	0.500	2.500	0.200	0.757	0.379
0.30	0.600	2.600	0.231	0.833	0.500
0.35	0.700	2.700	0.259	0.900	0.630
0.40	0.800	2.800	0.286	0.960	0.768
0.45	0.900	2.900	0.310	1.015	0.913
0.50	1.000	3.000	0.333	1.064	1.064
0.55	1.100	3.100	0.355	1.109	1.220
0.60	1.200	3.200	0.375	1.151	1.381
0.65	1.300	3.300	0.394	1.190	1.546
0.70	1.400	3.400	0.412	1.225	1.715
0.75	1.500	3.500	0.429	1.258	1.887
0.80	1.600	3.600	0.444	1.289	2.063
0.85	1.700	3.700	0.459	1.318	2.241
0.90	1.800	3.800	0.474	1.345	2.421
0.95	1.900	3.900	0.487	1.371	2.604
1.00	2.000	4.000	0.500	1.394	2.789
1.05	2.100	4.100	0.512	1.417	2.976
1.10	2.200	4.200	0.524	1.438	3.164
1.15	2.300	4.300	0.535	1.459	3.355
1.20	2.400	4.400	0.545	1.478	3.547

Secondo la scala di portata, la massima portata Q_{max} della roggia Galuppina (1.491 m³/s prima calcolati) scorre nella sezione di progetto con franco idraulico di circa 55 cm, adeguato ai requisiti di sicurezza per i canali irrigui; la portata massima convogliabile con franco di 10 cm risulta di oltre 3.5 m³/s.

In sostituzione del manufatto di regolazione esistente (che rientra nell'area recintata del nuovo insediamento), sarà installata una nuova paratoia di regolazione accessibile all'esterno per l'effettuazione delle regolazioni, avente luce di 1.00m e altezza 1.20m, quindi con aumento della luce di passaggio di 30 cm rispetto al manufatto esistente.

9. ELENCO ALLEGATI

Allegato 1: Relazione Tecnica

Tavola 1: Planimetria interventi di progetto – Sezioni (scala 1:500, 1:50)

Tavola 2: Profili longitudinali (scala 1:500 / 1:50)

§§§§§§§§§§§§

Chiari, 18 Maggio 2015

(Dott.Ing. Angelo Agostini)

VERIFICA IDRAULICA E IMPORTI DI COSTRUZIONE DELLE OPERE

Codice Tratto	Lotto	Descrizione	Tipo	Portata totale nel tratto L/s	N° tubi	DN mm	materiale	PN (bar), SN	Diametro interno mm	Lunghezza m	Scabrezza k Strickler, m ² /s	pendenza G: (‰) ---- dislivello P: (m)	riempimento G: h/D (%) ---- prevalenza P: ΔH (m)	Velocità m/s
TRATTO 51 - SERVIZI IGIENICI - COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO SUD-NORD) - COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO OVEST-EST)														
51.N01.N02		SERVIZI IGIENICI	FGNP	2.8	1	200	PVC	0	191.0	5.00	85	2.00 ‰	30.1 %	0.38
51.N02.N03		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO SUD-NC	FGNP	2.8	1	200	PVC	0	191.0	30.00	85	2.00 ‰	30.1 %	0.38
51.N03.N04		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO SUD-NC	FGNP	2.8	1	200	PVC	0	191.0	31.70	85	2.00 ‰	30.1 %	0.38
51.N04.N05		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO OVEST-	FGNP	9.3	1	200	PVC	0	191.0	30.00	85	2.00 ‰	58.8 %	0.53
51.N05.N06		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO OVEST-	FGNP	9.3	1	200	PVC	0	191.0	30.00	85	2.00 ‰	58.8 %	0.53
51.N06.N07		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO OVEST-	FGNP	9.3	1	200	PVC	0	191.0	36.00	85	2.00 ‰	58.8 %	0.53
51.N07.S3		COLLETTORE NERE A GRAVITA' (TRATTO OVEST-	FGNP	9.3	1	200	PVC	0	191.0	25.10	85	2.00 ‰	58.8 %	0.53
TRATTO 47 - CORSELLO PARCHEGGIO N.7														
47.B74.B24		CORSELLO PARCHEGGIO N.7	FGBP	5.3	1	300	CLS	0	300.0	20.20	70	2.00 ‰	24.8 %	0.38
TRATTO 46 - CORSELLO PARCHEGGIO N.6														
46.B72.B73		CORSELLO PARCHEGGIO N.6	FGBP	6.2	1	300	CLS	0	300.0	27.00	70	2.00 ‰	27.0 %	0.40
46.B73.B26		CORSELLO PARCHEGGIO N.6	FGBP	9.3	1	300	CLS	0	300.0	28.20	70	2.00 ‰	33.2 %	0.45
TRATTO 45 - CORSELLO PARCHEGGIO N.5														
45.B68.B69		CORSELLO PARCHEGGIO N.5	FGBP	5.9	1	300	CLS	0	300.0	27.00	70	2.00 ‰	26.3 %	0.40
45.B69.B70		CORSELLO PARCHEGGIO N.5	FGBP	9.4	1	300	CLS	0	300.0	27.00	70	2.00 ‰	33.3 %	0.45
45.B70.B71		CORSELLO PARCHEGGIO N.5	FGBP	12.7	1	300	CLS	0	300.0	29.10	70	2.00 ‰	39.2 %	0.49
45.B71.B28		CORSELLO PARCHEGGIO N.5	FGBP	13.1	1	300	CLS	0	300.0	10.70	70	2.00 ‰	39.8 %	0.50
TRATTO 44 - CORSELLO PARCHEGGIO N.4														
44.B65.B66		CORSELLO PARCHEGGIO N.4	FGBP	6.5	1	300	CLS	0	300.0	32.00	70	2.00 ‰	27.6 %	0.41
44.B66.B67		CORSELLO PARCHEGGIO N.4	FGBP	10.6	1	300	CLS	0	300.0	32.00	70	2.00 ‰	35.5 %	0.47
44.B67.B52		CORSELLO PARCHEGGIO N.4	FGBP	14.1	1	300	CLS	0	300.0	32.50	70	2.00 ‰	41.5 %	0.51

VERIFICA IDRAULICA E IMPORTI DI COSTRUZIONE DELLE OPERE

Codice Tratto	Lotto	Descrizione	Tipo	Portata totale nel tratto L/s	N° tubi	DN mm	materiale	PN (bar), SN	Diametro interno mm	Lunghezza m	Scabrezza k Strickler, m ² /s	pendenza G: (‰) ---- dislivello P: (m)	riempimento G: h/D (%) ---- prevalenza P: ΔH (m)	Velocità m/s
TRATTO 43 - CORSELLO PARCHEGGIO N.3														
43.B62.B63		CORSELLO PARCHEGGIO N.3	FGBP	5.3	1	300	CLS	0	300.0	27.00	70	2.00 ‰	25.0 %	0.38
43.B63.B64		CORSELLO PARCHEGGIO N.3	FGBP	8.8	1	300	CLS	0	300.0	27.00	70	2.00 ‰	32.3 %	0.45
43.B64.B51		CORSELLO PARCHEGGIO N.3	FGBP	11.9	1	300	CLS	0	300.0	28.00	70	2.00 ‰	37.9 %	0.48
TRATTO 42 - CORSELLO PARCHEGGIO N.2														
42.B60.B61		CORSELLO PARCHEGGIO N.2	FGBP	5.9	1	300	CLS	0	300.0	32.00	70	2.00 ‰	26.3 %	0.40
42.B61.B50		CORSELLO PARCHEGGIO N.2	FGBP	9.7	1	300	CLS	0	300.0	32.40	70	2.00 ‰	33.9 %	0.46
TRATTO 41 - CORSELLO PARCHEGGIO N.1														
41.B58.B59		CORSELLO PARCHEGGIO N.1	FGBP	4.6	1	300	CLS	0	300.0	23.70	70	2.00 ‰	23.3 %	0.37
41.B59.B49		CORSELLO PARCHEGGIO N.1	FGBP	7.7	1	300	CLS	0	300.0	23.70	70	2.00 ‰	30.0 %	0.43
TRATTO 31 - COLLETTORE OVEST														
31.B53.B54		COLLETTORE OVEST	FGBP	7.3	1	300	CLS	0	300.0	19.00	70	2.00 ‰	29.2 %	0.42
31.B54.B48		COLLETTORE OVEST	FGBP	15.8	1	300	CLS	0	300.0	19.00	70	2.00 ‰	44.1 %	0.52
TRATTO 3 - COLLETTORE OVEST														
3.B46.B47		COLLETTORE OVEST	FGBP	11.4	1	300	CLS	0	300.0	30.30	70	2.00 ‰	37.0 %	0.48
3.B47.B48		COLLETTORE OVEST	FGBP	13.3	1	300	CLS	0	300.0	18.00	70	2.00 ‰	40.2 %	0.50
3.B48.B49		COLLETTORE OVEST	FGBP	26.5	1	300	CLS	0	300.0	33.00	70	2.00 ‰	60.1 %	0.59
3.B49.B50		COLLETTORE OVEST	FGBP	34.0	1	400	CLS	0	400.0	23.80	70	2.00 ‰	44.1 %	0.63
3.B50.B51		COLLETTORE OVEST	FGBP	43.4	1	400	CLS	0	400.0	24.80	70	2.00 ‰	50.8 %	0.68
3.B51.B52		COLLETTORE OVEST	FGBP	55.0	1	600	CLS	0	600.0	24.80	70	2.00 ‰	32.0 %	0.70
3.B52.B28		COLLETTORE OVEST	FGBP	69.1	1	600	CLS	0	600.0	20.30	70	2.00 ‰	36.0 %	0.75

VERIFICA IDRAULICA E IMPORTI DI COSTRUZIONE DELLE OPERE

Codice Tratto	Lotto	Descrizione	Tipo	Portata totale nel tratto L/s	N° tubi	DN mm	materiale	PN (bar), SN	Diametro interno mm	Lunghezza m	Scabrezza k Strickler, m ^{1/2} /s	pendenza G: (‰) ---- dislivello P: (m)	riempimento G: h/D (%) ---- prevalenza P: ΔH (m)	Velocità m/s
TRATTO 21 - PIAZZALE NORD-OVEST														
21.B42.B43		PIAZZALE NORD-OVEST	FGBP	16.2	1	400	CLS	0	400.0	22.00	70	2.00 ‰	29.7 %	0.52
21.B43.B37		PIAZZALE NORD-OVEST	FGBP	24.8	1	400	CLS	0	400.0	22.00	70	2.00 ‰	37.1 %	0.58
TRATTO 2 - COLLETTORE NORD-OVEST - COLLETTORE OVEST														
2.B35.B36		COLLETTORE NORD-OVEST	FGBP	9.5	1	400	CLS	0	400.0	36.00	70	2.00 ‰	22.7 %	0.44
2.B36.B37		COLLETTORE OVEST	FGBP	16.6	1	400	CLS	0	400.0	9.20	70	2.00 ‰	30.1 %	0.52
2.B37.B38		COLLETTORE OVEST	FGBP	58.8	1	600	CLS	0	600.0	27.00	70	2.00 ‰	33.1 %	0.72
2.B38.B39		COLLETTORE OVEST	FGBP	85.6	1	600	CLS	0	600.0	27.00	70	2.00 ‰	40.5 %	0.80
2.B39.B40		COLLETTORE OVEST	FGBP	103.9	1	600	CLS	0	600.0	27.00	70	2.00 ‰	45.1 %	0.84
2.B40.B41		COLLETTORE OVEST	FGBP	102.0	1	600	CLS	0	600.0	27.00	70	2.00 ‰	44.6 %	0.83
2.B41.B22		COLLETTORE OVEST	FGBP	100.5	1	600	CLS	0	600.0	27.00	70	2.00 ‰	44.2 %	0.83
TRATTO 13 - PIAZZALE RIBALTE														
13.B55.p56		PIAZZALE RIBALTE	FGBP	10.4	1	400	CLS	0	400.0	17.30	70	2.00 ‰	23.7 %	0.45
13.p56.B57		PIAZZALE RIBALTE	FGBP	9.8	1	400	CLS	0	400.0	12.00	70	2.00 ‰	23.1 %	0.44
13.B57.B21		PIAZZALE RIBALTE	FGBP	16.9	1	400	CLS	0	400.0	26.00	70	2.00 ‰	30.3 %	0.52
TRATTO 12 - COLLETTORE SUD-OVEST														
12.B44.B45		COLLETTORE SUD-OVEST	FGBP	16.3	1	400	CLS	0	400.0	27.00	70	2.00 ‰	29.8 %	0.52
12.B45.B20		COLLETTORE SUD-OVEST	FGBP	28.5	1	400	CLS	0	400.0	28.50	70	2.00 ‰	40.0 %	0.60
TRATTO 11 - PIAZZALE NORD-EST														
11.B34.B13		PIAZZALE NORD-EST	FGBP	15.4	1	300	CLS	0	300.0	36.80	70	2.00 ‰	43.6 %	0.52

VERIFICA IDRAULICA E IMPORTI DI COSTRUZIONE DELLE OPERE

Codice Tratto	Lotto	Descrizione	Tipo	Portata totale nel tratto L/s	N° tubi	DN mm	materiale	PN (bar), SN	Diametro interno mm	Lunghezza m	Scabrezza k Strickler, m ^{2/3} /s	pendenza G: (‰) ---- dislivello P: (m)	riempimento G: h/D (%) ---- prevalenza P: ΔH (m)	Velocità m/s
TRATTO 1 - COLLETTORE NORD-EST - COLLETTORE EST - COLLETTORE SUD - SP.25 - SCARICO IN ROGGIA MOZZANICA														
1.B09.B10		COLLETTORE NORD-EST	FGBP	11.0	1	400	CLS	0	400.0	33.20	70	2.00 ‰	24.4 %	0.46
1.B10.B11		COLLETTORE EST	FGBP	28.3	1	600	CLS	0	600.0	18.40	70	2.00 ‰	22.8 %	0.58
1.B11.B12		COLLETTORE EST	FGBP	48.1	1	600	CLS	0	600.0	18.40	70	2.00 ‰	29.8 %	0.68
1.B12.B13		COLLETTORE EST	FGBP	49.1	1	600	CLS	0	600.0	23.30	70	2.00 ‰	30.1 %	0.68
1.B13.B14		COLLETTORE EST	FGBP	90.9	1	600	CLS	0	600.0	34.00	70	2.00 ‰	41.8 %	0.81
1.B14.B15		COLLETTORE EST	FGBP	113.8	1	600	CLS	0	600.0	34.00	70	2.00 ‰	47.4 %	0.86
1.B15.B16		COLLETTORE EST	FGBP	129.9	1	600	CLS	0	600.0	34.50	70	2.00 ‰	51.3 %	0.89
1.B16.B17		COLLETTORE SUD	FGBP	130.1	1	600	CLS	0	600.0	16.00	70	2.00 ‰	51.3 %	0.89
1.B17.B18		COLLETTORE SUD	FGBP	129.2	1	600	CLS	0	600.0	18.00	70	2.00 ‰	51.1 %	0.89
1.B18.B19		COLLETTORE SUD	FGBP	128.5	1	600	CLS	0	600.0	16.00	70	2.00 ‰	50.9 %	0.89
1.B19.B20		COLLETTORE SUD	FGBP	128.0	1	600	CLS	0	600.0	16.80	70	2.00 ‰	50.8 %	0.88
1.B20.B21		COLLETTORE SUD	FGBP	154.2	1	800	CLS	0	800.0	19.90	70	2.00 ‰	36.7 %	0.92
1.B21.B22		COLLETTORE SUD	FGBP	168.7	1	800	CLS	0	800.0	18.60	70	2.00 ‰	38.6 %	0.94
1.B22.B23		COLLETTORE SUD	FGBP	265.8	1	800	CLS	0	800.0	12.00	70	2.00 ‰	49.7 %	1.06
1.B23.B24		COLLETTORE SUD	FGBP	262.0	1	800	CLS	0	800.0	15.80	70	2.00 ‰	49.3 %	1.06
1.B24.B25		COLLETTORE SUD	FGBP	264.9	1	800	CLS	0	800.0	12.00	70	2.00 ‰	49.6 %	1.06
1.B25.B26		COLLETTORE SUD	FGBP	262.3	1	800	CLS	0	800.0	12.70	70	2.00 ‰	49.4 %	1.06
1.B26.B27		COLLETTORE SUD	FGBP	269.1	1	800	CLS	0	800.0	14.00	70	2.00 ‰	50.1 %	1.07
1.B27.B28		COLLETTORE SUD	FGBP	266.2	1	800	CLS	0	800.0	15.20	70	2.00 ‰	49.8 %	1.06
1.B28.B29		COLLETTORE SUD	FGBP	343.5	1	800	CLS	0	800.0	12.40	70	2.00 ‰	58.2 %	1.13
1.B29.p30		COLLETTORE SUD	FGBP	341.1	1	800	VR01	1	782.6	10.00	100	2.00 ‰	48.4 %	1.48
1.p30.p31		SP.25	FGBP	339.6	1	800	VR01	1	782.6	6.50	100	2.00 ‰	48.2 %	1.48
1.p31.p32		SP.25	FGBP	338.8	1	800	VR01	1	782.6	3.60	100	2.00 ‰	48.2 %	1.47
1.p32.S2		SCARICO IN ROGGIA MOZZANICA	FGBP	337.9	1	800	VR01	1	782.6	3.90	100	2.00 ‰	48.1 %	1.47

§§§§§§§§§§§§