

AUTOSTRADA (A14): BOLOGNA - BARI -TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA "PASSANTE DI BOLOGNA" PROGETTO ESECUTIVO

CANTIERIZZAZIONE

AREE DI CANTIERE, VIABILITA', CAVE E DEPOSITI

GENERALE

Relazione idrologico-idraulica delle aree di cantiere

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Paolo De Paoli
Ord. Ingg. Pavia N. 1739
Responsabile Idraulica

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Gianluca Salvatore Spinazzola
Ord. Ingg. Milano N. A26796
T.A. - Strade

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	LL00	PE	CN	ACN	00000	00000	R	IDR	0332	0	SCALA VARIE

	ENGINEER COORDINATOR: Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
					n.	data
					0	DICEMBRE 2022
					1	-
	REDATTO:		VERIFICATO:		2	-
					3	-
4					-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili
DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE
E I SISTEMI INFORMATIVI

Sommario

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	4
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	4
2.2	NORMATIVA REGIONALE	6
3	IDROLOGIA	9
4	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE.....	10
4.1	CB101 - CAMPO BASE	10
4.1.1	CB101 - Cantiere operativo, Mense, Uffici	11
4.1.2	CB101 - Area per la demolizione della galleria fonica di San Donnino.....	12
4.1.3	CB101 - Campo travi e Area di deposito materiali e attrezzature	13
4.1.4	CB101 - Dormitori	13
4.2	CANTIERE OPERATIVO - CO001	13
4.2.1	CO001 – Viabilità di collegamento interna al cantiere	14
4.2.2	CO001 - Area di deposito temporaneo dei materiali provenienti dallo scavo, Area per la frantumazione del c.a, stabilizzazione a calce, impianto di produzione misto cementato.....	15
4.3	CANTIERE OPERATIVO E CAMPO TRAVI- CO102	16
4.3.1	CO102 - Cantiere operativo.....	17
4.3.2	CO102 - Campo travi	18
4.4	CANTIERE OPERATIVO E CAMPO TRAVI- CO103	18
4.4.1	CO103 – Cantiere operativo.....	19
4.4.2	CO103 - Campo travi	20
4.5	CANTIERE OPERATIVO - CO104.....	20
4.6	. AREE DI SUPPORTO	22
5	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	23
5.1	SCHEMA DI DRENAGGIO	23
5.2	AFFLUSSI METEORICI	23
5.3	VALUTAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO.....	24
5.4	ELEMENTI DI RACCOLTA	24
5.5	ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO.....	25
5.6	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	28
5.6.1	Criteri di dimensionamento.....	29
5.6.2	Verifiche dimensionamento vasche prima pioggia	31
5.7	VASCHE DI TRATTAMENTO IN CONTINUO	32
5.7.1	Descrizione dei criteri per il dimensionamento delle opere.....	33
5.7.2	Verifiche dimensionamento vasche in continuo	35
5.7.3	Vasche in continuo – Trattamento fisico	37
5.7.4	Vasche in continuo – Trattamento chimico (eventuale)	41
5.7.5	Monitoraggio della qualità del refluo	42
5.7.5.1	Obiettivi di Qualità.....	42
5.7.5.2	Parametri oggetto del monitoraggio	43
5.7.5.3	Punti di monitoraggio.....	44
5.7.6	PROCEDURE GESTIONALI	45
5.7.6.1	Controllo e regolazione del processo	45
5.7.6.2	Settaggio delle soglie di avviso ed allarme	45
5.7.6.3	Interventi di pulizia delle vasche	46
5.8	VASCHE DI LAMINAZIONE	47
5.8.1	Vasca CB101	47
5.8.2	Vasca CO001	48
5.8.3	Vasca CO102	49
5.8.4	Criteri di dimensionamento.....	49

5.8.5	Impianto di sollevamento.....	50
6	ACQUE INDUSTRIALI - LAVARUOTE.....	53
7	RETI PER LO SMALTIMENTO DEGLI SCARICHI CIVILI.....	55
7.1	CB101	55
7.1	CO001	55
7.1	CO102.....	56
7.2	CO103.....	56
7.3	CO104.....	56
7.4	AREE DI SUPPORTO	57
7.4.1	Aree di supporto in zona Triumvirato – Via della Birra.....	57
7.4.2	Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviari CV76F e CV76F e cavalcavia stradale di via Benazza	58
7.4.3	Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviario CV79F e cavalcavia stradale di via Colombo.....	59
7.4.4	Aree di supporto Interconnessione A13.....	60
7.4.5	Area di supporto via del Terrapieno.....	61
7.4.6	Area di supporto via Zanardi	61
7.4.7	Area di supporto via Ferrarese	62
7.4.8	Area di supporto via Mattei.....	63
7.4.9	Altre aree di supporto.....	65
8	RETI DI ADDUZIONE IDRICA	66
8.1	CB101	66
8.1	CO001	66
8.1	CO102.....	66
8.2	CO103.....	67
8.3	CO104.....	67
8.4	AREE DI SUPPORTO	68
8.4.1	Aree di supporto in zona Triumvirato e via delle Birra	68
8.4.2	Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviari CV76F e CV76F e cavalcavia stradale di via Benazza	69
8.4.3	Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviario CV79F e cavalcavia stradale di via Colombo.....	71
8.4.4	Aree di supporto Interconnessione A13.....	72
8.4.5	Area di supporto via del Terrapieno.....	73
8.4.6	Area di supporto via Zanardi	74
8.4.7	Area di supporto via Ferrarese	75
8.4.8	Area di supporto via Mattei.....	75
8.4.9	Altre aree di supporto.....	77
9	PORTATE RECAPITI	78

APPENDICE A: Tabelle dimensionamento collettori / canalette piazzali

APPENDICE B – Verifiche deformazioni collettori PEAD

1 Premessa

La presente relazione idrologica ed idraulica è parte integrante del progetto definitivo di Potenziamento del sistema tangenziale di Bologna tra Borgo Panigale e San Lazzaro ai lati dell'Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto, comunemente denominata “Adriatica”.

L'intervento in oggetto parte dalla progressiva 8+750.00 in corrispondenza dello svincolo esistente in cui l'Autostrada viene affiancata dalla tangenziale di Bologna, sino alla progressiva 22+100.00 termine del presente lotto.

Il progetto prevede l'allargamento delle tangenziali esterne in modo da recuperare una corsia per l'A14 (corsia di emergenza in entrambi i sensi di marcia trasformando la terza dinamica in corsia normale) e una corsia per le tangenziali che passano da 2 a 3 corsie per senso di marcia.

La presente relazione riguarda lo smaltimento e il trattamento delle acque piovane dalle aree di cantiere previste nel lotto 1 del progetto esecutivo.

In funzione delle specifiche attività previste all'interno dei cantieri, in ottemperanza al DGR286/05 e DGR1860/06, sono state individuate diverse modalità di trattamento quali-quantitativo delle acque meteoriche.

Le aree soggette al trattamento delle acque sono sempre dotate di una pavimentazione di conglomerato bituminoso.

2 Inquadramento normativo

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico e ambientale, in modo da verificare la compatibilità degli interventi di ampliamento della sede autostradale previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

2.1 Normativa Nazionale

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

DPR 15/01/1972 n° 8

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo. Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi. Vengono individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione; vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo e l'Autorità di Bacino. Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino.

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04/12/1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/96

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania. La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile; individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio; prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio.

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152

Tale decreto ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Sostituisce ed integra il DL 152/99.

L'articolo 113 così cita:

Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia

- *Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:*
 - *le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
 - *i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione;*

- *Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.*
- *Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.*
- *È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee.*

2.2 Normativa Regionale

Come visto, il tratto autostradale di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Emilia-Romagna.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

LR 9/83

Redazione del piano territoriale regionale per la tutela ed il risanamento delle acque.

“La regione Emilia-Romagna, ai sensi dell' art. 8 della legge 10 maggio 1976, n. 319, si dota di un piano territoriale di risanamento e tutela delle acque articolato per bacini idrografici ed incentrato sugli obiettivi di qualità per ciascun corpo idrico.” (art. 1: Oggetto della legge).

LR 44/95

Riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione dell'Agenzia Regionale per la Prevenzione e l'Ambiente (ARPA) della Regione Emilia-Romagna.

- La Regione, con la presente legge, in attuazione delle disposizioni dell' art. 7 del DLgs 30 dicembre 1992, n. 502 e successive modificazioni, del DL 4 dicembre 1993, n. 496 convertito con modificazioni in Legge 21 gennaio 1994, n. 61 e dell' art. 6 della LR 12 maggio 1994, n. 19, istituisce l'Agenzia regionale per la prevenzione e l' ambiente, di seguito denominata ARPA, ne disciplina l'organizzazione ed il funzionamento e riorganizza le strutture preposte ai controlli ambientali e alla prevenzione collettiva.
- La presente legge disciplina altresì le modalità di coordinamento dell' ARPA con il sistema delle autonomie locali e con il Servizio sanitario dell' Emilia–Romagna, perseguendo l'obiettivo

LR 3/99

Riforma del sistema regionale e locale (gli Artt. 98 e seguenti contengono nuove norme in materia ambientale che riformano parte dell'ordinamento regionale precedente).

LR 25/99

Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli enti locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani.

LR 1/03

Modifiche ed integrazioni alla L.R. 25/99 (Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli Enti Locali per l'organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani).

Delibera giunta regionale 14 febbraio 2005 n° 286

Direttiva concernente gli indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne (artc. 39, DLgs 11 maggio 1999 n°152).

- *Rientra in questo ambito il diffuso e complesso sistema di raccolta ed allontanamento tramite canalizzazioni e condotte dedicate delle acque meteoriche di dilavamento a servizio delle reti stradali ed autostradali, sia della normale sede stradale che delle opere connesse quali ponti gallerie, viadotti svincoli, ecc., ovvero delle pertinenze delle grandi infrastrutture di trasporto (piste aeroportuali, piazzali / banchine portuali, aree adibite ad interporti, reti ferroviarie in galleria, ecc.).*
- *Al punto 7.1 si definisce la tipologia di progetto interessata: “Nuove immissioni: l'esigenza richiamata all'art. 39, lett. b) del decreto di assoggettare tali immissioni a prescrizioni specifiche o ad autorizzazione, s'intende soddisfatta per le nuove opere ed i nuovi progetti di intervento soggetti a valutazione di impatto ambientale (VIA) dalla procedura di VIA stessa”*
- *Al punto 7.2 I così prosegue: “Per le nuove opere ed i nuovi progetti di intervento di cui al precedente punto 7.1 - lettera a), le prescrizioni per il contenimento dell'inquinamento prodotte ... possono trovare applicazione nei casi in cui tali acque siano immesse direttamente o in prossimità di corpi idrici superficiali "significativi" e di "interesse" inseriti nel PTA”.*
- *Al punto 7.2 II così prosegue: “Per i corpi idrici diversi da quelli richiamati al precedente punto I l'adozione di specifiche prescrizioni per la gestione delle acque di prima pioggia legate alle immissioni delle condotte di cui trattasi è determinata sulla base delle esigenze di tutela e protezione dei corpi idrici ricettori stabilite dagli strumenti di pianificazione provinciale (Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale - PTCP), secondo i criteri di valutazione richiamati al precedente punto I... A tal fine si avranno a riferimento seguenti criteri di valutazione: il livello di contaminazione delle portate meteoriche e dei relativi carichi inquinanti sversati, l'estensione del bacino sotteso dalle "altre condotte separate" che si immettono nel corpo recettore, la distribuzione delle ulteriori "altre condotte separate" o delle altre reti di scarico presenti lungo l'asta fluviale nonché le caratteristiche idrologiche e morfologiche del recettore medesimo”.*
- *Al punto 7.2 III così prosegue: “Le prescrizioni da adottarsi ai sensi dei precedenti punti I e II avranno a riferimento, di norma, soluzioni progettuali ... in grado di sedimentare le acque raccolte prima dell'immissione nel corpo ricettore. Trattamenti aggiuntivi (quali ad esempio la disoleatura) saranno prescritti in ragione della destinazione d'uso e di attività delle aree sottese. Dette soluzioni possono essere finalizzate anche al trattamento mediante la realizzazione di sistemi di tipo naturale i quali la "fito-depurazione" o le "fasce filtro / fasce tampone". (Le linee Guida di tale progettazione è la Delibera di Giunta N°1860 del 18/12/2006 capo IV).”*

Delibera giunta regionale 18 dicembre 2006 n° 1860

Tale delibera concerne “Linee guida d'indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione alla deliberazione G.R. del 14 febbraio 2005 n° 286”. Contiene specifiche Linee guida attuative in merito, tra gli altri aspetti, agli orientamenti tecnici di riferimento “per la scelta e la progettazione dei sistemi di gestione delle acque di prima pioggia”.

Linee Guida della direzione tecnica – Arpa Emilia – Romagna:

Criteri di applicazione DGR 286/05 e 1860/06 – acque meteoriche e di dilavamento

3 Idrologia

Per la determinazione del regime pluviometrico di progetto si è fatto riferimento ai risultati ricavati nell'ambito dello studio *“La valutazione delle piogge intense su base regionale”* (A. Brath, M. Franchini, 1998) riportati nella Tabella 1.

Lo studio citato ha come oggetto la definizione del Metodo VAPI-pioggie al territorio appartenente alle regioni amministrative Emilia-Romagna e Marche.

Lo studio è stato esteso per tempi di ritorno inferiori a $T=25$ anni, in quanto i cantieri previsti hanno carattere provvisorio per la durata dei lavori stimata in circa 4 anni.

Di conseguenza, a favore di sicurezza, per il dimensionamento delle reti si è assunto un tempo di ritorno $T=10$ anni.

Di seguito si riportano i valori delle curve per diversi tempi di ritorno.

Tabella 1: parametri LSPP per diversi T_R

	Parametro a						
TR	5	10	15	25	50	100	200
a	30.61	36.75	40.45	45.43	53.22	63.31	77.01
n<1h	0.515	0.515	0.515	0.515	0.515	0.515	0.515
n>1h	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32

Per maggiori dettagli riguardo l'analisi idrologica si rimanda all'elaborato 111465-0001-PE-AU-IDR-DP000-00000-R-IDR0025-0.

4 Descrizione del sistema di drenaggio acque meteoriche

Il sistema di drenaggio garantisce la raccolta delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici pavimentate delle aree di cantiere, il trattamento della frazione potenzialmente inquinata e la laminazione dei deflussi prima del recapito finale costituito dal corpo idrico o dalle condotte fognarie esistenti.

Le soluzioni per il trattamento delle acque meteoriche ricadenti sulle aree di cantiere dipendono dalle diverse attività previste sulle aree stesse in accordo con i requisiti di normativa.

4.1 CB101 - Campo base

Il Campo Base è localizzato a sud dell'A14 alla progr.15+400 nelle aree comprese tra via Stalingrado e la barriera di esazione di Bologna Fiera. L'area ha una superficie di circa 88.000 mq e ospiterà:

- I dormitori (circa 13.250 mq), ubicati nella porzione di area attualmente a verde compresa tra via Zambeccari e via Stalingrado;
- Il cantiere operativo (circa 18.150 mq), la mensa e gli uffici (circa 7.150 mq), l'area di deposito temporaneo dei materiali e attrezzature (circa 7.200 mq), il campo travi (circa 13.750 mq) e l'area per la demolizione della galleria San Donnino (circa 7700 mq). Tali attività saranno ubicate nelle aree attualmente a verde comprese tra via Zambeccari e la barriera di esazione di Bologna Fiera;
- area per deposito temporaneo del materiale di scotico proveniente dalla realizzazione dell'area di cantiere (circa 19.300 mq).

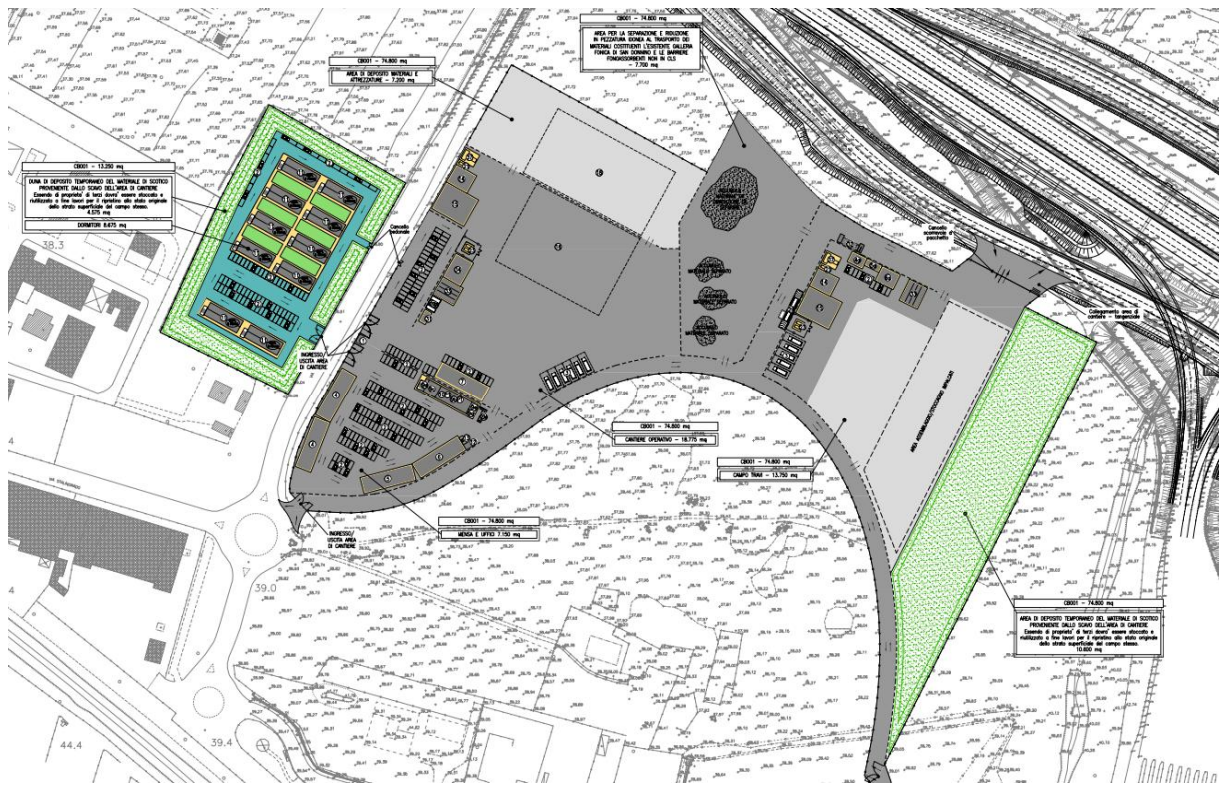


Figura 1: layout cantiere CB101 a sud dell'A14.

Il campo base è suddiviso in più porzioni distinte, in funzione delle attività previste all'interno del cantiere sono state definite le aree in cui è necessario realizzare una pavimentazione impermeabile e le aree cui è sufficiente predisporre una pavimentazione permeabile in quanto non oggetto di attività inquinanti.

4.1.1 CB101 - Cantiere operativo, Mense, Uffici

In queste aree il piazzale risulta pavimentato con finitura in conglomerato bituminoso.

Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- spogliatoi;
- parcheggi;
- uffici dell'Impresa, della Direzione dei Lavori e dei Subappaltatori comprensivi di servizi igienici;
- sala mensa
- box magazzino attrezzature e materiali per cantiere;
- container per lo stoccaggio materiale e attrezzature di cantiere;
- infermeria comprensiva di servizi igienici e spogliatoi;
- container per lo stoccaggio dei rifiuti;
- officina manutenzione;

L'area adibita alla demolizione della galleria fonica potrà essere dotata di:

- zona per accumulo materiale da separare e ridurre in idonea pezzatura;
- zona di separazione e riduzione in idonea pezzatura;
- zone di accumulo dei vari materiali separati e ridotti in idonea pezzatura;
- autogru;
- sollevatore;
- escavatori dotati di benna, pinza e ragno.

Il dilavamento delle superfici impermeabili scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia (15 minuti); le suddette aree sono previste completamente impermeabili e saranno quindi soggette alla separazione delle acque di prima pioggia mediante vasche di sedimentazione e stoccaggio con successivo recapito tramite pompaggio alla fognatura esistente. Le acque di prima pioggia verranno trattate con impianti di disoleazione prefabbricati mediante filtri a coalescenza.

Le acque di prima pioggia verranno recapitate nella fognatura esistente situata in prossimità del canale Savena Abbandonato mentre i contributi idrici successivi verranno laminati all'interno di un invaso di compenso e successivamente, mediante sollevamento, scaricate nel corpo idrico ricettore costituito dal Savena Abbandonato.

In accordo con le indicazioni di RER (Servizio Reno), il volume d'invaso è stato dimensionato imponendo una portata limite allo scarico pari a 15 l/s/ha di area di cantiere impermeabile.

Per il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, dell'impianto di trattamento e del volume di laminazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.1.2 CB101 - Area per la demolizione della galleria fonica di San Donnino

In queste aree il piazzale risulta pavimentato con finitura in conglomerato bituminoso.

L'area adibita alla demolizione della galleria fonica potrà essere dotata di:

- zona per accumulo materiale da separare e ridurre in idonea pezzatura;
- zona di separazione e riduzione in idonea pezzatura;
- zone di accumulo dei vari materiali separati e ridotti in idonea pezzatura;
- autogru;
- sollevatore;
- escavatori dotati di benna, pinza e ragno.

Tali aree sono adibite allo svolgimento di attività e fasi di lavorazioni per le quali durante un evento meteorico è possibile il continuo dilavamento di sostanze che possono influenzare la qualità delle

acque. A livello normativo la gestione delle acque meteoriche è disciplinata dal DGR 1860/2006 che, per aree in cui il dilavamento di inquinanti non si esaurisce con la prima pioggia, prescrive il trattamento in continuo delle acque di dilavamento.

Il trattamento in continuo avviene mediante la realizzazione di una specifica vasca di separazione e sedimentazione.

Le acque in uscita dalla vasca di trattamento in continuo verranno laminate all'interno di un invaso di compenso e successivamente, mediante sollevamento, scaricate nel corpo idrico ricettore costituito dal canale Savena Abbandonato.

In accordo con le indicazioni di RER (Servizio Reno), il volume d'invaso è stato dimensionato imponendo una portata limite allo scarico pari a 15 l/s/ha di area di cantiere impermeabile.

Per il dimensionamento delle vasche di trattamento in continuo e del volume di laminazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.1.3 CB101 - Campo travi e Area di deposito materiali e attrezzature

Per le aree in oggetto è prevista una finitura in misto da cava, in queste aree infatti non risulta necessario prevedere la raccolta e il trattamento delle acque in quanto risultano adibite esclusivamente al deposito di materiali e attrezzature (prefabbricati, travi, ecc.) che non producono alcuna contaminazione delle acque meteoriche.

Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- area stoccaggio travi da assemblare;
- area assemblaggio travi;
- area stoccaggio travi assemblate;
- area stoccaggio attrezzature.

4.1.4 CB101 - Dormitori

Per l'area in oggetto è prevista una pavimentazione drenante, in queste aree infatti non risulta necessario prevedere la raccolta e il trattamento delle acque in quanto risultano adibite esclusivamente all'installazione di locali dormitori che non producono alcuna contaminazione delle acque meteoriche.

4.2 Cantiere operativo - CO001

Il cantiere operativo CO001 è localizzato a nord dell'A14 alla progr.16+000 a ridosso delle rampe di svincolo di Bologna Fiera.

L'area ha una superficie di circa 49.700 mq e ospiterà:

- l'impianto di produzione del misto cementato (circa 6.950 mq);
- l'area di deposito temporaneo dei materiali provenienti dallo scavo (circa 12.900 mq);
- area per la frantumazione c.a. (circa 5.800 mq);

- area per stabilizzazione terreno a calce (circa 4.550 mq);
- area per deposito temporaneo del materiale di scotto proveniente dallo scavo dell'area di cantiere (circa 12.850 mq).



Figura 2: layout cantiere CO001 a nord dell'A14.

Il cantiere operativo è suddiviso in più porzioni distinte dotate tutte di pavimentazione in conglomerato bituminoso.

4.2.1 CO001 – Viabilità di collegamento interna al cantiere

Il dilavamento delle superfici impermeabili scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia (15 minuti); le suddette aree sono previste completamente impermeabili e saranno quindi soggette alla separazione delle acque di prima pioggia mediante

vasche di sedimentazione e stoccaggio con successivo recapito tramite pompaggio al Canale Savena Abbandonato in quanto nelle vicinanze non è presente alcuna condotta fognaria.

Le acque di prima pioggia verranno trattate con impianti di disoleazione prefabbricati mediante filtri a coalescenza.

I contributi idrici successivi alla prima pioggia verranno laminati all'interno di un invaso di compenso e successivamente, mediante sollevamento, scaricate nel corpo idrico ricettore.

In accordo con le indicazioni di RER (Servizio Reno), il volume d'invaso è stato dimensionato imponendo una portata limite allo scarico pari a 15 l/s/ha di area di cantiere impermeabile.

Per il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, dell'impianto di trattamento e del volume di laminazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.2.2 CO001 - Area di deposito temporaneo dei materiali provenienti dallo scavo, Area per la frantumazione del c.a, stabilizzazione a calce, impianto di produzione misto cementato

L'area per lo stoccaggio temporaneo dei materiali provenienti dallo scavo sarà dotata di:

- escavatori;
- pala;
- vasca lavaggio gomme.

L'area di produzione del misto cementato sarà dotata di:

- impianto cementato;
- zona per la miscelazione dei materiali;
- zona per lo stoccaggio e scarico/carico degli inerti;
- pala;
- escavatore;
- vasca di sedimentazione acque industriali;

L'area di frantumazione del c.a. sarà dotata di:

- zona per accumulo materiale da demolire;
- zona di demolizione;
- zona di accumulo materiale demolito;
- frantoio mobile;
- zona di accumulo materiale frantumato di varie pezzature;
- escavatori dotati di benna, martellone e pinza.

Tali aree sono adibite allo svolgimento di attività e fasi di lavorazioni per le quali durante un evento meteorico è possibile il continuo dilavamento di sostanze che possono influenzare la qualità delle acque. A livello normativo la gestione delle acque meteoriche è disciplinata dal DGR 1860/2006 che,

per aree in cui il dilavamento di inquinanti non si esaurisce con la prima pioggia, prescrive il trattamento in continuo delle acque di dilavamento. Il trattamento in continuo avviene mediante la realizzazione di specifiche vasche di separazione e sedimentazione.

Le acque in uscita dalle vasche di trattamento in continuo verranno laminate all'interno di un invaso di compenso e successivamente, mediante sollevamento, scaricate nel corpo idrico ricettore costituito dal Savena Abbandonato.

In accordo con le indicazioni di RER (Servizio Reno), il volume d'invaso è stato dimensionato imponendo una portata limite allo scarico pari a 15 l/s/ha di area di cantiere impermeabile.

Per il dimensionamento delle vasche di trattamento in continuo e del volume di laminazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.3 Cantiere operativo e Campo travi- CO102

Il cantiere operativo CO102 è localizzato alla progr.16+900 in prossimità di via San Donato.

L'area ha una superficie di circa 43.100 mq e ospiterà:

- il campo travi e il cantiere operativo (circa 29.300 mq)
- l'area per deposito temporaneo del materiale di scotico proveniente dallo scavo dell'area di cantiere (circa 12.050 mq).

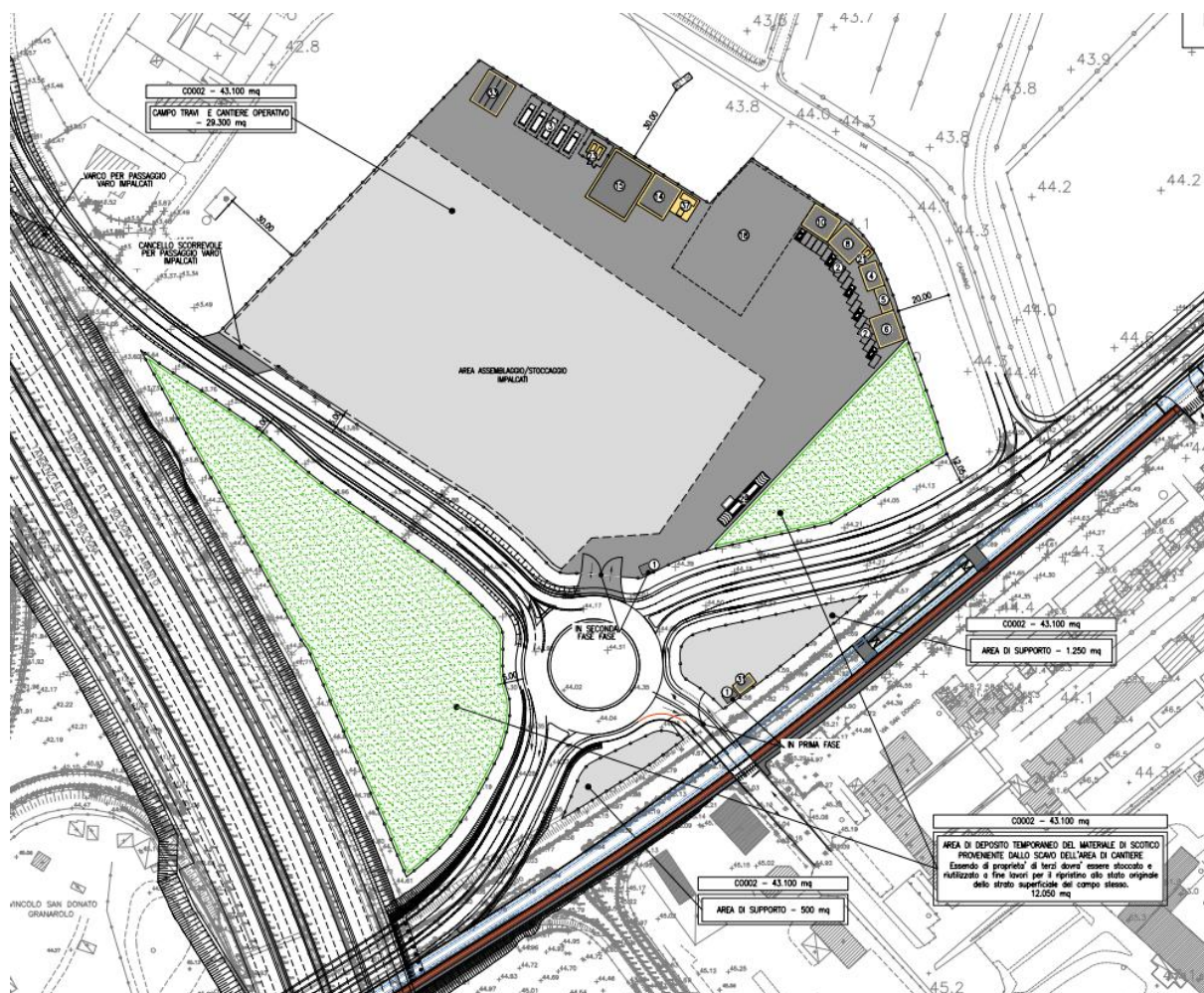


Figura 3: layout cantiere CO102.

Il cantiere operativo è suddiviso in più porzioni distinte, in funzione delle attività previste all'interno del cantiere sono state definite le aree in cui è necessario realizzare una pavimentazione impermeabile e le aree cui è sufficiente predisporre una pavimentazione permeabile in quanto non oggetto di attività inquinanti.

4.3.1 CO102 - Cantiere operativo

Il piazzale del cantiere operativo è caratterizzato da pavimentazione in conglomerato bituminoso. Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- parcheggi;
- uffici dell'Impresa, della Direzione dei Lavori e dei Subappaltatori comprensivi di servizi igienici;
- container per lo stoccaggio della documentazione di cantiere;
- servizi igienici e spogliatoi;
- container per lo stoccaggio dei rifiuti;

- officina;
- magazzino.

Il dilavamento delle superfici impermeabili scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia (15 minuti); le suddette aree sono previste completamente impermeabili e saranno quindi soggette alla separazione delle acque di prima pioggia mediante vasche di sedimentazione e stoccaggio con successivo recapito tramite pompaggio alla fognatura nera esistente situata lungo via San Donato.

Le acque di prima pioggia verranno trattate con impianti di disoleazione prefabbricati mediante filtri a coalescenza.

I contributi idrici successivi alla prima pioggia verranno laminati all'interno di un invaso di compenso e successivamente, mediante sollevamento, scaricate alla condotta fognaria bianca lungo via San Donato non essendo presente altro corpo idrico ricettore.

In accordo con le indicazioni di RER (Servizio Reno), il volume d'invaso è stato dimensionato imponendo una portata limite allo scarico pari a 15 l/s/ha di area di cantiere impermeabile.

Per il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, dell'impianto di trattamento e del volume di laminazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.3.2 CO102 - Campo travi

Il piazzale del Campo Travi è caratterizzato da una finitura in materiale in misto da cava.

Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- area stoccaggio travi da assemblare;
- area assemblaggio travi;
- area stoccaggio travi assemblate;
- area stoccaggio attrezzature;

Per il Campo Travi, caratterizzato da una pavimentazione permeabile, non risulta necessario prevedere la raccolta e il trattamento delle acque in quanto il cantiere risulta adibito esclusivamente al deposito di materiali e attrezzature (prefabbricati, travi, ecc.) che non producono alcuna contaminazione delle acque meteoriche.

4.4 Cantiere operativo e Campo travi- CO103

Il cantiere operativo CO103 è localizzato a sud dell'autostrada alla progr.9+300 in prossimità dello svincolo Triumvirato lungo il fiume Reno.

L'area ha una superficie di circa 39.900 mq e ospiterà:

- il campo travi e il cantiere operativo (circa 33.850 mq)
- l'area per deposito temporaneo del materiale di scotto proveniente dallo scavo dell'area di cantiere (circa 6.050 mq).

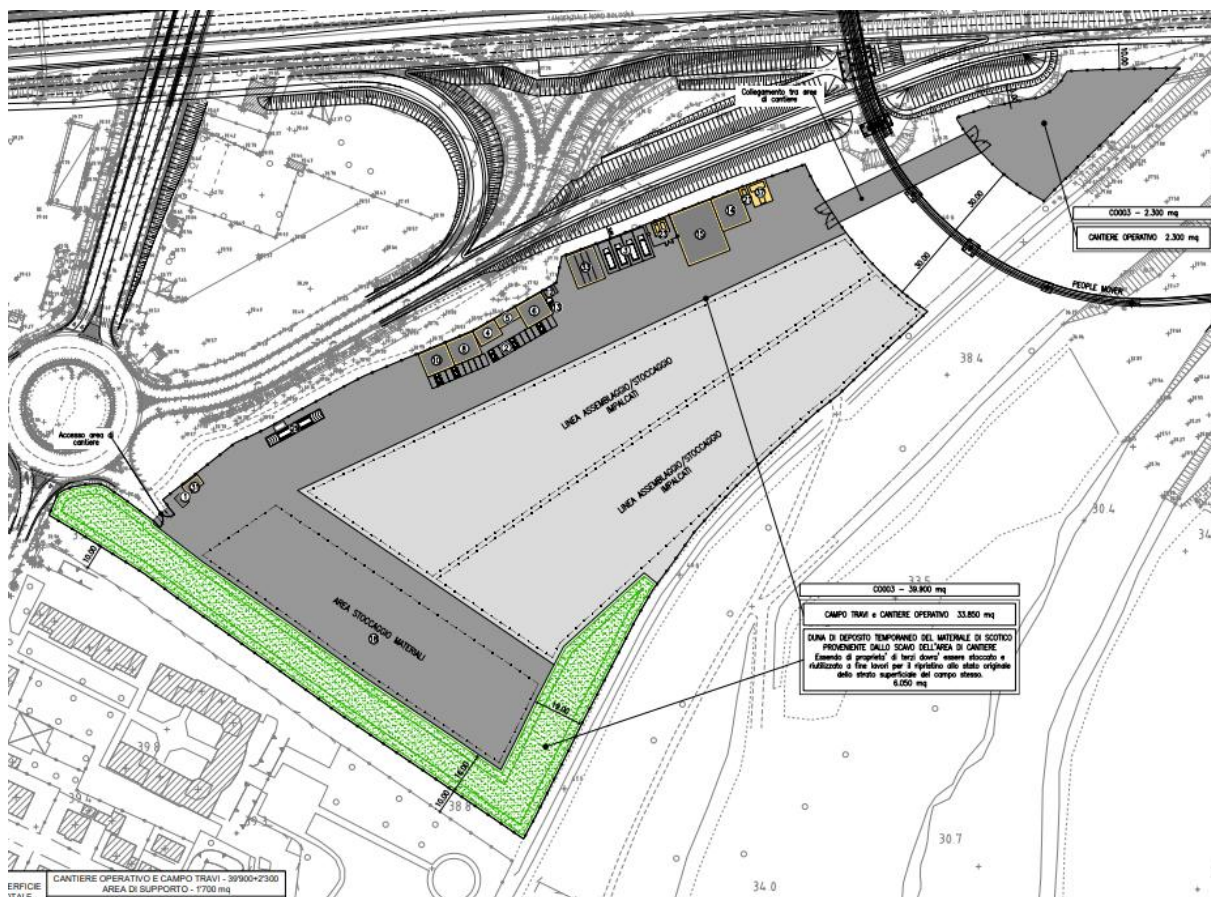


Figura 4: layout cantiere CO103.

Il cantiere operativo è suddiviso in più porzioni distinte, in funzione delle attività previste all'interno del cantiere sono state definite le aree in cui è necessario realizzare una pavimentazione impermeabile e le aree cui è sufficiente predisporre una pavimentazione permeabile in quanto non oggetto di attività inquinanti.

4.4.1 CO103 – Cantiere operativo

Il cantiere operativo risulta pavimentato con finitura in conglomerato bituminoso.

Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- spogliatoi;
- parcheggi;
- uffici dell'Impresa, della Direzione dei Lavori e dei Subappaltatori comprensivi di servizi igienici;
- container per lo stoccaggio della documentazione di cantiere;

- servizi igienici e spogliatoi;
- container per lo stoccaggio dei rifiuti;
- officina;
- magazzino.

Il dilavamento delle superfici impermeabili scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia (15 minuti); le suddette aree sono previste completamente impermeabili e saranno quindi soggette alla separazione delle acque di prima pioggia mediante vasche di sedimentazione e stoccaggio con successivo recapito tramite pompaggio alla condotta fognaria presente lungo via Triumvirato. Le portate meteoriche successive alla frazione di prima pioggia saranno invece recapitate nel fiume Reno.

Le acque di prima pioggia verranno trattate con impianti di disoleazione prefabbricati mediante filtri a coalescenza.

In questo caso particolare, essendo il recapito costituito dal fiume Reno, non è necessario prevedere la laminazione degli scarichi idrici; gli scarichi di cantiere costituiscono un apporto decisamente trascurabile se confrontati alle portate ordinarie del fiume Reno.

Per il dimensionamento delle vasche di prima pioggia e dell'impianto di trattamento, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.4.2 CO103 - Campo travi

Il piazzale del Campo Travi è caratterizzato da una finitura in materiale in misto da cava.

Indicativamente potranno essere collocati i seguenti apprestamenti:

- area stoccaggio travi da assemblare;
- area assemblaggio travi;
- area stoccaggio travi assemblate;
- area stoccaggio attrezzature;

Per il Campo Travi, caratterizzato da una pavimentazione permeabile, non risulta necessario prevedere la raccolta e il trattamento delle acque in quanto il cantiere risulta adibito esclusivamente al deposito di materiali e attrezzature (prefabbricati, travi, ecc.) che non producono alcuna contaminazione delle acque meteoriche.

4.5 Cantiere operativo - CO104

Il cantiere CO104 è situato in prossimità del torrente Savena ed è composto da due aree poste immediatamente a monte a e valle dell'A14. Si tratta di un cantiere avente estensione contenuta pari complessivamente a circa 8000mq così suddivisa:

Area nord A14:

- Cantiere operativo (2950 mq);
- l'area per deposito temporaneo del materiale di scotto proveniente dallo scavo dell'area di cantiere (circa 850 mq).

Area sud A14:

- Cantiere operativo (3180 mq);
- l'area per deposito temporaneo del materiale di scotto proveniente dallo scavo dell'area di cantiere (circa 970 mq).

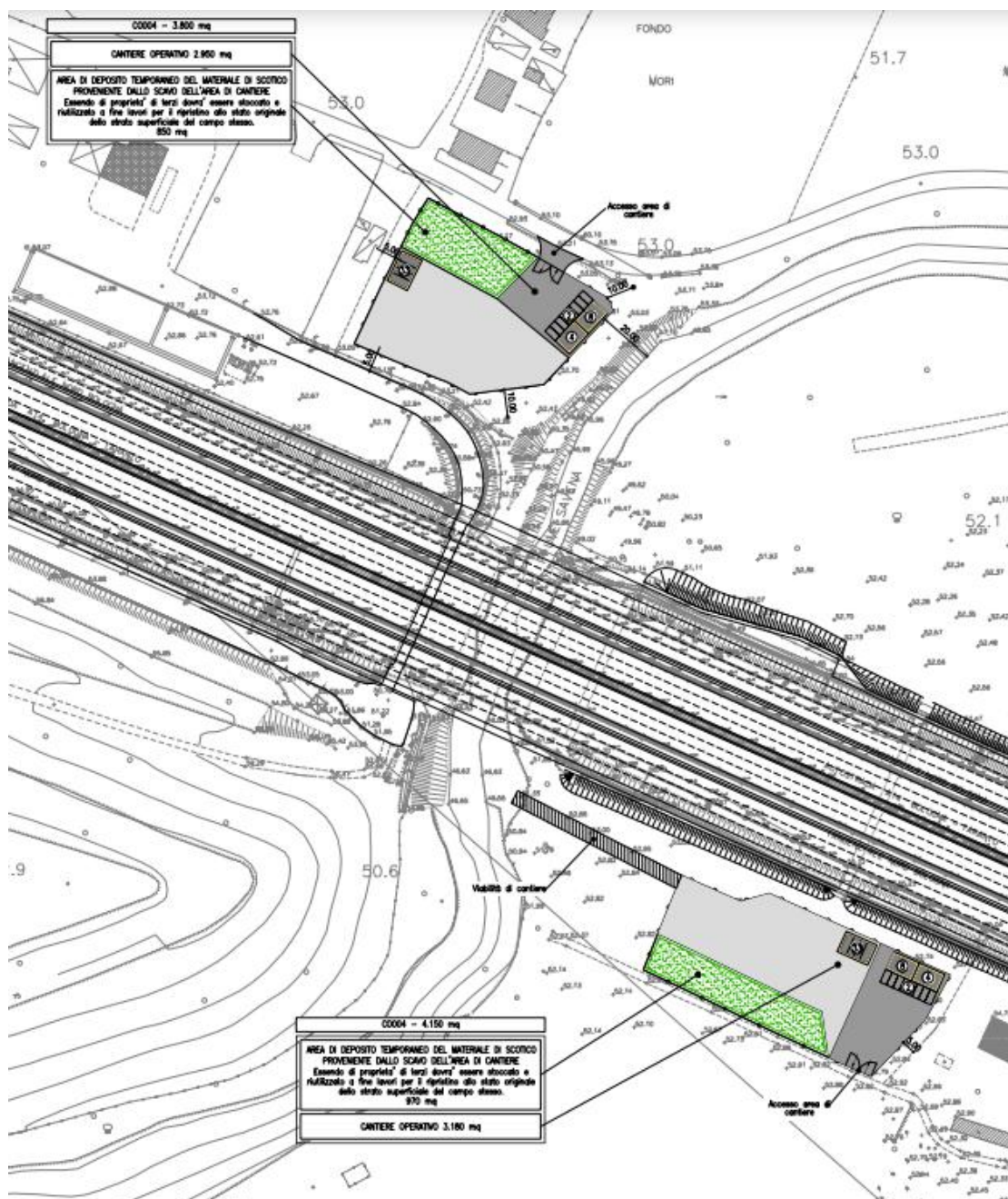


Figura 5: layout cantiere CO104.

Ciascuna area di cantiere è suddivisa in una porzione dotata di finitura in conglomerato bituminoso, in cui verrà installate le baracche del cantiere operativo, e una porzione di estensione maggiore adibita a campo travi che sarà caratterizzata da una finitura in materiale in misto da cava.

Il dilavamento delle superfici impermeabili scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono ovvero agli usi previsti, può ritenersi completato o esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia (15 minuti); le suddette aree sono previste completamente impermeabili e saranno quindi soggette alla separazione delle acque di prima pioggia mediante vasche di sedimentazione e stoccaggio con successivo recapito tramite pompaggio al torrente Savena in quanto nelle vicinanze non è presente alcuna condotta fognaria nera o mista.

Le acque di prima pioggia verranno trattate con impianti di disoleazione prefabbricati mediante filtri a coalescenza.

In questo caso particolare, essendo il recapito costituito dal torrente Savena e considerando le ridotte superfici impermeabilizzate, non è necessario prevedere la laminazione degli scarichi idrici; gli scarichi di cantiere costituiscono un apporto decisamente trascurabile se confrontati con le portate ordinarie del torrente Savena.

Per il dimensionamento delle vasche di prima pioggia e dell'impianto di trattamento, si rimanda ai paragrafi successivi.

4.6 . Aree di supporto

Oltre al campo base sono presenti varie aree di supporto dislocate lungo il tracciato dell'A14; si tratta di spazi disponibili per poter consentire la realizzazione di opere come viadotti, ponti, ecc.

In quest'aree non è prevista la raccolta e il trattamento delle acque meteoriche in quanto, non essendo oggetto di lavorazioni inquinanti, i piazzali non vengono impermeabilizzati.

5 Dimensionamento del sistema di drenaggio

Il sistema di drenaggio delle aree di cantiere è stato progettato per tempo di ritorno pari a 10 anni. Di seguito si riporta il dimensionamento degli elementi idraulici.

5.1 Schema di drenaggio

Il sistema di drenaggio delle aree di cantiere è suddiviso in tre parti fondamentali:

- **Elementi di raccolta:** costituiscono il sistema primario, che consente di limitare i tiranti idrici sulle superfici impermeabili causati dalle portate di pioggia. Per le aree di cantiere, l'acqua verrà raccolta posizionando opportunamente una rete di caditoie grigliate.
- **Elementi di convogliamento:** rappresentano un sistema secondario, a valle degli elementi di raccolta. Gli elementi del sistema primario scaricano nel sistema secondario; si garantisce così la funzionalità del sistema primario e si evitano rigurgiti in piattaforma ottimizzando la sicurezza del cantiere. Gli elementi di convogliamento sono costituiti da collettori che provvedono al trasferimento delle acque verso i recapiti.
- **Elementi di recapito:** i recapiti sono stati individuati nei corpi idrici naturali, ove presenti, costituiti dal fiume Reno, dal Canale Savena Abbandonato e dal torrente Savena. Nel caso non siano presenti corpi idrici ricettori, vedasi cantieri CO102, le acque vengono recapitate nelle condotte fognarie esistenti. Le acque di prima pioggia vengono recapitate alle reti fognarie, se presenti.

5.2 Afflussi meteorici

La rete delle acque meteoriche è stata dimensionata per un evento con tempo di ritorno decennale ($TR=10$ anni), ritenuto sufficiente per la durata del cantiere e l'inesistenza di situazioni di particolare vulnerabilità.

I risultati dell'analisi pluviometrica sono riportati nel paragrafo specifico, nel seguito si ripetono brevemente i valori dei parametri utilizzati nel dimensionamento della rete in oggetto.

Scelta la curva di possibilità pluviometrica con una legge a due parametri del tipo:

$$h = a t^n$$

dove:

- h è l'altezza di pioggia;
- a e n sono i due parametri della curva, dipendenti dal tempo di ritorno;

- t è la durata della pioggia.

In riferimento ad un evento di pioggia di durata inferiore all'ora e tempo di ritorno di progetto pari a 10 anni si considerano i seguenti valori: $a = 36.75$ e $n = 0.515$.

5.3 Valutazione della portata al colmo

La forzante idraulica agente in ciascuna sezione di calcolo è stata determinata applicando il metodo razionale. Tale metodo consente di valutare la massima portata al colmo mediante la seguente espressione:

$$Q_{max} = 0.00278 \cdot \varphi \cdot i \cdot S$$

con:

S = superficie del sottobacino (ha);

i = intensità di pioggia (mm/h);

φ = coefficiente di deflusso.

Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in luoghi diversi del bacino, arrivano alla sezione di chiusura in tempi diversi;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta in quel punto per il tempo necessario al raggiungimento della sezione di chiusura da parte del contributo stesso;
- tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e rimane costante per tutta la durata del fenomeno pluviometrico.

Ne consegue che le massime portate al colmo si ottengono per tempi di pioggia pari al tempo di concentrazione determinati alla sezione di chiusura in esame.

Il tempo di concentrazione è stato definito cautelativamente in funzione dell'estensione della superficie di scavo afferente, assumendo valori variabili compresi tra 10 e 20 minuti.

Per i piazzali impermeabilizzati il coefficiente di deflusso è stato assunto pari a 1.

5.4 Elementi di raccolta

Nel campo base e nei cantieri operativi gli elementi di raccolta sono costituiti da pozzetti prefabbricati in c.a.v. dotati di caditoie in ghisa sferoidale classe E600 poste ad interasse pari a 20m.

I pozzetti presentano dimensioni variabili in funzione del diametro del collettore di convogliamento previsto.

Nelle aree di lavorazione in cui è previsto il trattamento continuo delle acque sono previste canalette rettangolari 50x50 cm in c.a.v. che svolgono la duplice funzione di elementi di raccolta e di elementi di convogliamento. Nei tratti di attraversamento dei percorsi carrabili le canalette saranno dotate di griglia in ghisa sferoidale classe E600.

5.5 Elementi di convogliamento

Gli elementi di convogliamento sono costituiti da collettori in PEAD e, come detto in precedenza, da canalette rettangolari in c.a.v.

Il dimensionamento idraulico di tali elementi verrà eseguita mediante valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme.

La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \times W \times R^{2/3} \times i_f^{1/2} = k_s \times W^{5/3} \times B^{3/2} \times i_f^{1/2}$$

nella quale:

Q = portata liquida all'interno delle canalette e delle tubazioni;

k_s = coefficiente di scabrezza assunto cautelativamente pari a 80 [$m^{1/3} s^{-1}$] per tubazioni in materiale plastico, 60 [$m^{1/3} s^{-1}$] per elementi in cls);

W = area della sezione di deflusso;

i_f = pendenza tubazione o canaletta di scolo;

R = raggio idraulico;

B = perimetro bagnato.

Gli elementi idraulici dovranno essere sempre verificati con un grado di riempimento massimo $GR_{max}=80\%$, calcolato mediante la formula di Gauckler-Strickler.

Per quanto riguarda le aree di cantiere si sono utilizzati dei collettori in PEAD (Polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m^2 conformi alla normativa vigente.

Per il dimensionamento si è considerato il diametro interno riportato nella tabella seguente.

Tabella 2: Diametri interni dei collettori in PEAD SN 8 kN/m²

DN (mm)	Spessore (mm)	Raggio interno (mm)
315	21.5	136
400	26.5	173.5
500	33.5	216.5
630	47.5	267.5
800	61	339
1000	74	426
1200	85	515

La pendenza minima di posa dei collettori sarà pari allo 0.2%.

Nelle figure seguenti sono riportate le portate massime smaltibili dai collettori in PEAD considerando il riempimento massimo detto in precedenza.

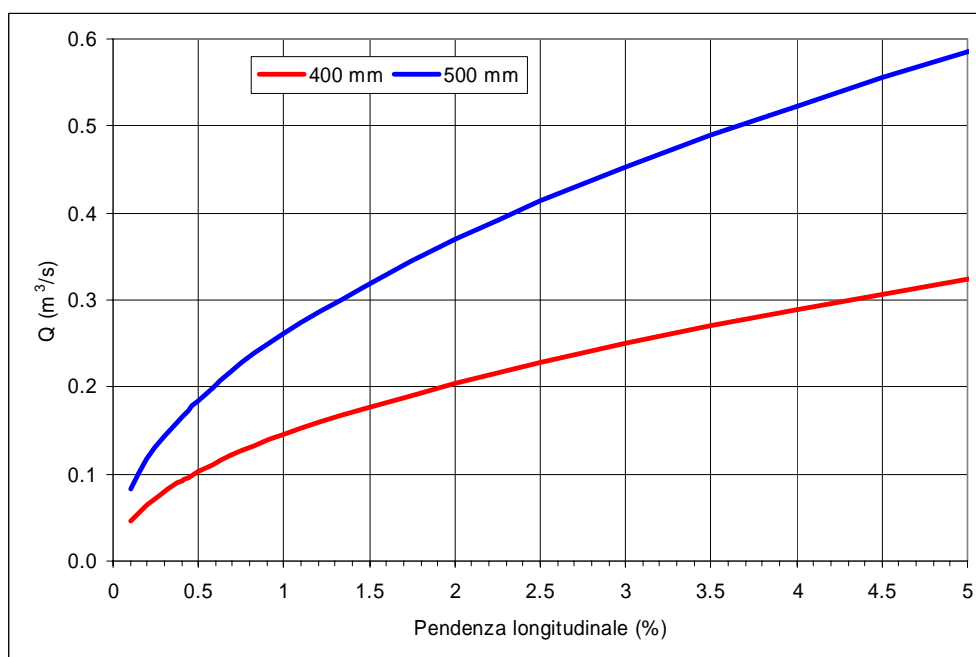


Figura 6 – Portata massima transitante per collettori circolari in PEAD di diametro 400 e 500 mm

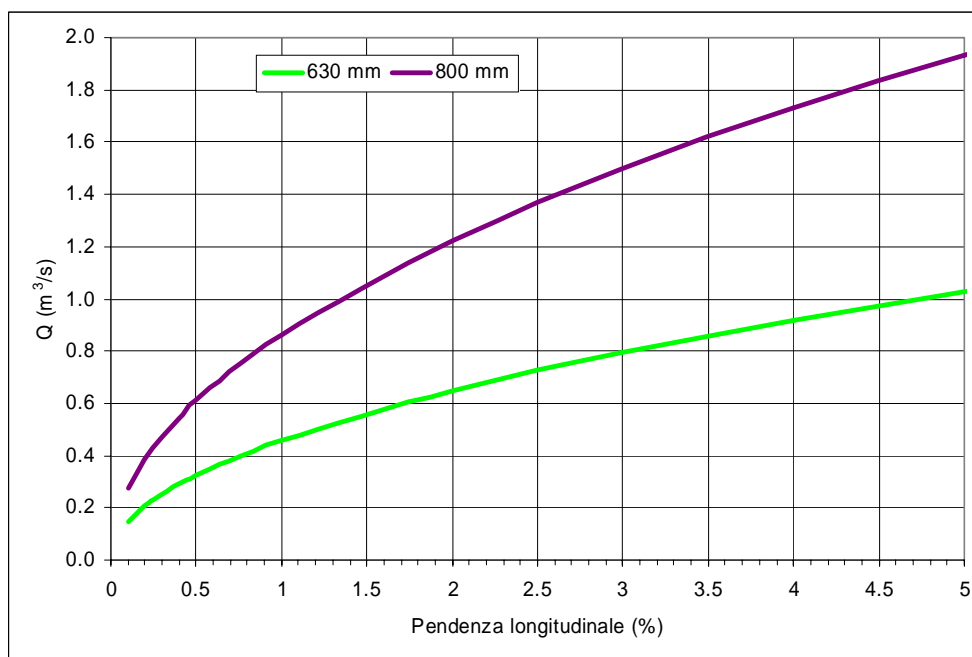


Figura 7 – Portata massima transitante per collettori circolari in PEAD di diametro 630 e 800 mm

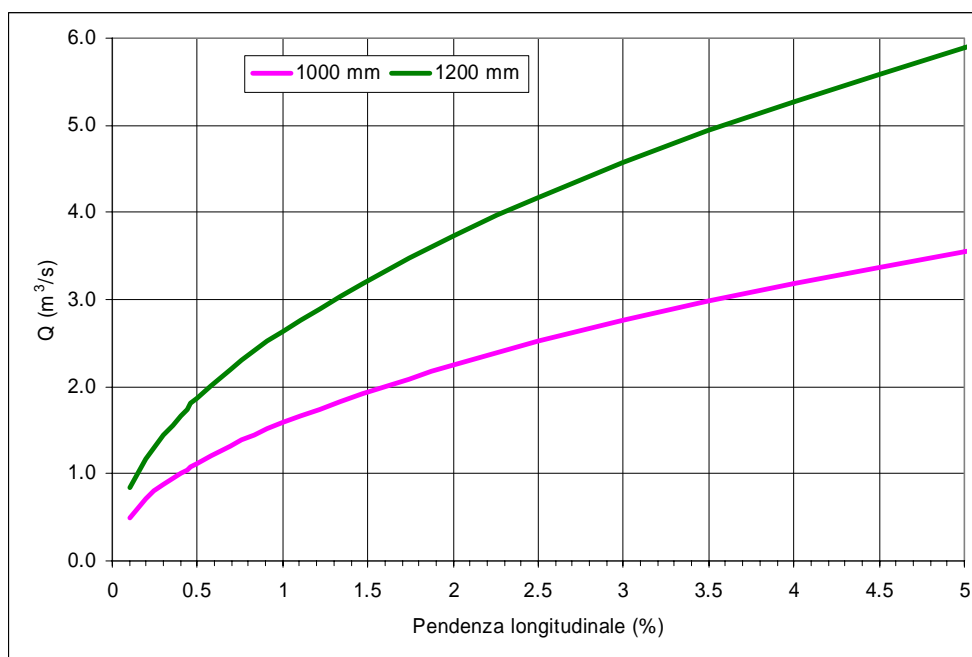


Figura 8 – Portata massima transitante per collettori circolari in PEAD di diametro 1000 e 1200 mm

5.6 Vasche di prima pioggia

Come accennato nei capitoli precedenti, in ottemperanza alla normativa vigente, i cantieri saranno dotati di vasche di accumulo per la separazione e lo stoccaggio temporaneo delle acque meteoriche di dilavamento dei piazzali impermeabilizzati. In relazione alle attività che in essi si svolgono, ovvero agli usi previsti, la presenza di eventuali sostanze inquinanti può ritenersi esaurita nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia.

Per acque di prima pioggia si intendono i primi 5 mm di acqua meteorica caduti per ogni metro quadrato di superficie impermeabile. Ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale quantitativo di acqua viene raggiunto in 15 minuti.

Tale deflusso idrico, basandosi sulla normativa vigente, deve essere temporaneamente stoccato nelle vasche di prima pioggia e successivamente convogliato tramite sollevamento ad un impianto prefabbricato di sedimentazione e disoleazione. Lo svuotamento delle vasche dovrà avvenire dopo 48-72 ore dalla fine dell'evento meteorico.

Il volume di prima pioggia è calcolato con un contributo specifico pari a 50 mc per ettaro di piazzale pavimentato.

Il sistema di accumulo delle acque di prima pioggia è costituito da vasche monoblocco, eventualmente poste in parallelo, nelle quali avviene già una prima fase di sedimentazione. Ciascun modulo è composto da una vasca di accumulo prefabbricata in cemento armato vibrato monoblocco, rinforzata con pilastri verticali e puntoni orizzontali in acciaio inox.

In queste vasche vengono separate e accumulate le acque che gradualmente vengono inviate al trattamento; al riempimento delle vasche avviene la chiusura della valvola meccanica a galleggiante posta sulla tubazione d'ingresso e le eventuali acque successive vengono convogliate in una tubazione diretta al successivo invaso di laminazione.



Figura 9 – Rappresentazione di una vasca di accumulo prefabbricata monoblocco

All'ingresso della vasca è presente una valvola a galleggiante in acciaio INOX per la chiusura dell'alimentazione del sistema al raggiungimento del massimo volume accumulabile.

La vasca è provvista di soletta carrabile h=20 cm ed i chiusini di ispezione sono previsti con griglia 60x60 cm in ghisa sferoidale classe E600. Ciascuna vasca andrà posizionata su sottofondo di calcestruzzo e sabbia a perfetto livello.

Lo svuotamento della vasca avviene mediante un'elettropompa sommersa e tubo di mandata in PEAD PE100 PN10.

La pompa di sollevamento è alloggiata in un pozzetto in c.a. prefabbricato collegato alla vasca mediante una forometria in prossimità del fondo.

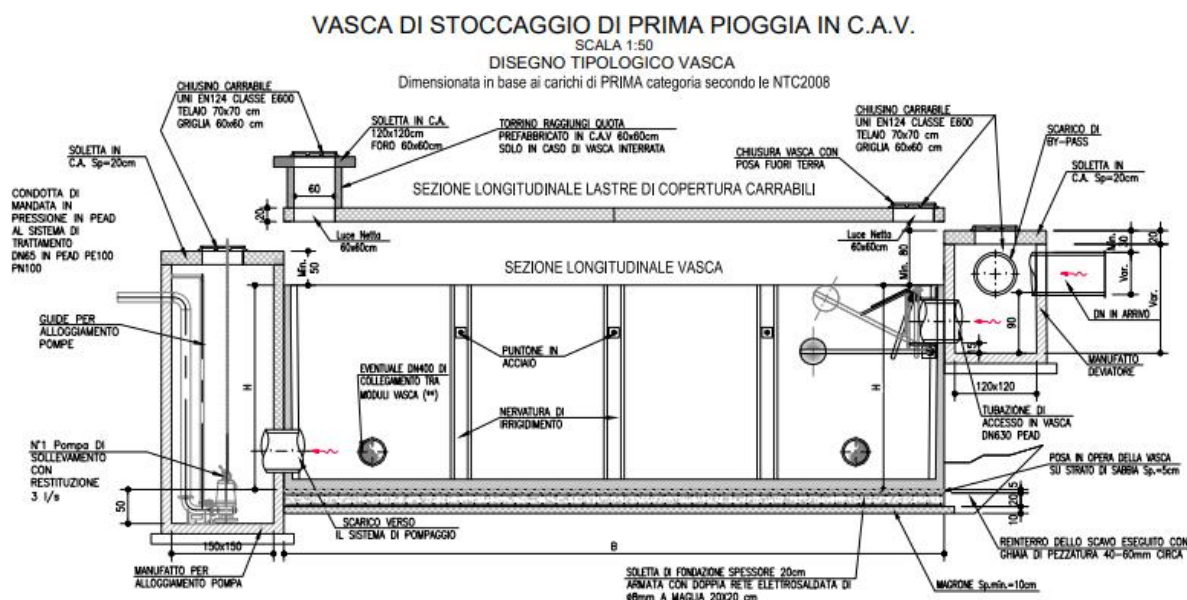


Figura 10 – Sezione tipologica vasca di accumulo prefabbricata monoblocco

5.6.1 Criteri di dimensionamento

DETERMINAZIONE DELL'INTENSITÀ DELLE PRECIPITAZIONI PIOVOSE

i (intensità delle precipitazioni piovose) = 5 mm/m² per un tempo massimo di 15 min, da cui:

$i = 20 \text{ mm/m}^2 \text{ per un tempo di } 1 \text{ h} = 20 \text{ mm/m}^2 / 3600 \text{ s} = 0,0056 \text{ l/s/m}^2$

ASPETTI IDROLOGICI DELLE SUPERFICI

Trattandosi di aree totalmente impermeabili si è assunto un coefficiente di afflusso (Ca) pari a 1.

Tempo di separazione (t_s) in funzione delle specifiche densità dell'olio.

Densità olio g/cm ³	Tempo di separazione t_s min
Fino a 0,85	16,6
Tra 0,85 e 0,90	33,3
Tra 0,90 e 0,95	50,0

Tabella 3 – Tempo di separazione (oli)

A titolo esemplificativo viene individuato un valore di t_s pari a:

- 16,6 per le stazioni di servizio;
- 33,3 per gli impianti tipo autolavaggi;
- 50,0 per autodemolitori e rottamazione.

Quantità di fango prevista per il calcolo del volume minimo del sedimentatore.

Tipologia della lavorazione		Coefficiente C_f
Ridotta	Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte.	100
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus.	200
Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300

Tabella 4 – Coefficiente di accumulo fanghi

FORMULE PER IL CALCOLO DEI VOLUMI DELLE VASCHE

Volume totale delle vasche = $V_{PP} + V_{SED}$

Volume di prima pioggia: $V_{PP} = S \times 5 \text{ mm}$

Portata: $Q = S \times i$

Volume di sedimentazione (volume dei fanghi): $V_{SED} = Q \times C_f$

V_{PP} : Volume utile della vasca di prima pioggia m³

Q : Portata dei reflui dovuta all'evento meteorico l/s

S : Superficie scolante drenante servita dalla rete di drenaggio

i : Intensità delle precipitazioni piovose definita pari a 0,0056 l/s m²

C_f Coefficiente della quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione

V_{SED} : Volume utile della vasca di sedimentazione dei fanghi m³

Volume del disoleatore: $V_{DIS} = Q_P \times t_s$

V_{DIS} : Volume disoleatore m³

Q_P : Portata della pompa dell'impianto l/s. Deve essere maggiore/uguale di 1 l/s.

t_s : Tempo di separazione min. È in funzione della densità dell'olio.

5.6.2 Verifiche dimensionamento vasche prima pioggia

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche delle vasche di prima pioggia previste per il cantiere in oggetto.

Il dimensionamento è stato effettuato applicando la metodologia sopra descritta e assumendo i seguenti parametri: $C_f = 100$, $t_s = 16.6\text{min}$; solo nel caso del cantiere CO001, cautelativamente, è stato assunto un coefficiente $C_f = 300$.

Tabella 5: Dimensioni vasche di prima pioggia

	Vasche prima pioggia										
	A_{pp}	Q_{pp}	V_{pp}	V_{sed}	$V_{pp} + V_{sed}$	n	$V_{unitario}$	V_{tot}	Dim.	Q_p	V_{dis}
	(mq)	(l/s)	(mc)	(mc)	(l/s)	(-)	(mc)	(mc)	(m)	(l/s)	(mc)
CB101-V1	31585	173.7	157.9	17.4	175.3	4	44	176	2.46x10.70x2	3	3
CB101-V2	8400	46.2	42	4.6	46.6	2	26	52	2.46x6.20x2	3	3
CO001-V1	7020	38.6	35.1	11.6	47	1	48	48	2.46x11.70x2	3	3
CO102-V1	12000	66	60	6.6	66.6	2	34	68	2.46x8.20x2	3	3
CO103-V1	18800	103.4	94	10	104	2	52	104	2.46x10.20x2.5	3	3
CO104-V1	1100	6	5.5	0.6	6.1	1	6.5	6.5	1.80x2.40x2	3	3
CO104-V2	800	4.4	4	0.4	4.4	1	4.5	4.5	1.80x1.80x2	3	3

Lo svuotamento delle vasche avviene mediante un'elettropompa sommersa monofase, avente portata pari a 3 l/s, prevalenza totale pari a 4.0 m e potenza nominale pari a 1,3 kW, dotata di 2 elettrolivelli (avvio ed arresto) e tubo di mandata in PEAD PE100 PN10.

Per il trattamento della prima pioggia dovrà essere previsto un disoleatore prefabbricato avente grandezza nominale minima pari a 3 l/s dotato di un volume utile di almeno 3 mc.

L'impianto è costituito da una cisterna prefabbricata in cui avviene la sedimentazione e la disoleazione delle acque. Una lastra posta in prossimità dell'ingresso, rallentando il flusso in arrivo, facilita il processo di sedimentazione.

Successivamente si ha il passaggio nel separatore oli, in cui la particolare conformazione del tubo in ingresso consente l'uniforme distribuzione del flusso ed il suo ulteriore rallentamento. Le gocce di liquido leggero di dimensioni maggiori, sottoposte alla spinta di gravità, risalgono in superficie e creano uno strato galleggiante di spessore crescente.

Le microparticelle oleose, invece, a causa delle loro piccole dimensioni, vengono adsorbite dal filtro a coalescenza, si ingrossano aggregandosi e, raggiunto un dato spessore, salgono in superficie.

L'impianto è dotato di un dispositivo di sicurezza (galleggiante e posto in apposito cilindro in PEAD), che, essendo tarato sulla densità dell'acqua, scende all'aumentare dello strato d'olio separato in superficie. Al raggiungimento della quantità massima possibile di olio separata, il galleggiante chiude lo scarico posto sul fondo del separatore, impedendo lo scarico di liquido leggero con l'effluente.

Il dimensionamento dell'impianto di trattamento avviene in conformità con quanto previsto da norme DIN 1999 ed EN 858.

Nel caso dei CO001, CO103 e CO104 in cui, in assenza di una condotta fognaria, il recapito della prima pioggia scarica in un corpo idrico superficiale questo dovrà avvenire nel rispetto dei limiti di scarico previsti dall'Allegato 5 tab. 3 del Dlgs 152/06.

5.7 Vasche di trattamento in continuo

Come anticipato nei paragrafi precedenti per le seguenti aree del CB101 e CO001 in cui avviene:

- la frantumazione del c.a, la stabilizzazione a calce;
- lo stoccaggio dei materiali provenienti dagli scavi;
- l'impianto di produzione misto cementato;
- la demolizione della galleria S. Donnino;

il dilavamento delle sostanze inquinate non si esaurisce in 15 minuti (definizione prima pioggia) ma, a causa della particolarità delle attività o fasi di lavorazioni perviste, si può protrarre nell'arco di tempo in cui permangono gli eventi piovosi; in questi casi è previsto un sistema di trattamento in continuo delle acque.

Nella tabella seguente sono riassunte le aree dotate di trattamento in continuo:

Tabella 6: Aree trattamento in continuo

CANTIERI	Area	Superficie (m ²)
CB101	Area demolizione galleria fonica S. Donnino (E)	7.700
CO001	Deposito materiali di scavo (A1, A2, A3)	12.900
	Area stabilizzazione a calce (B)	4.550
	Area produzione misto cementato (C)	6.950
	Area frantumazione (D)	5.800

Come rappresentato nella schematizzazione seguente ogni per area di cantiere è stata prevista una specifica vasca di trattamento in continuo degli apporti idrici:

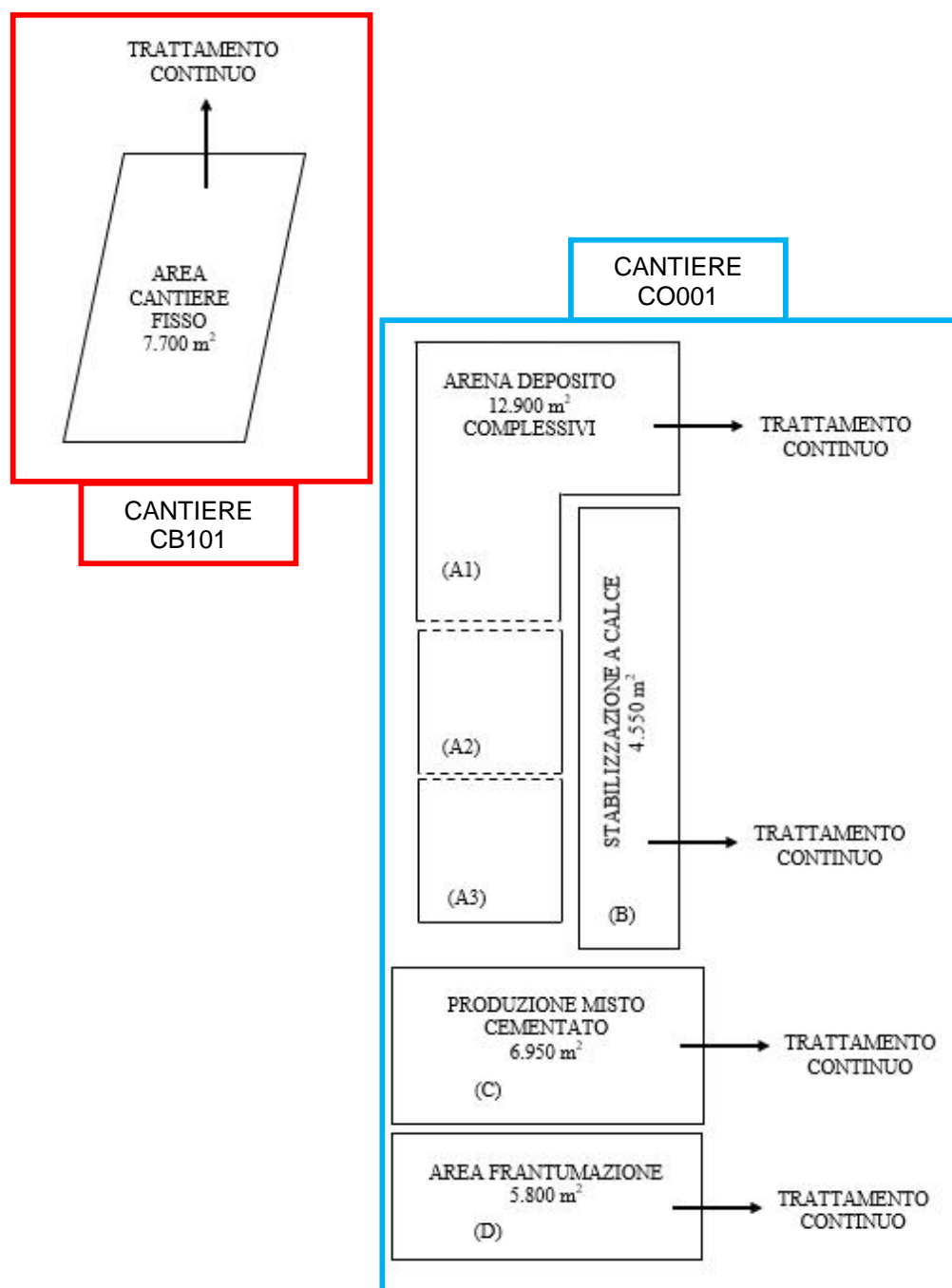


Figura 11 – Schema trattamento in continuo

5.7.1 Descrizione dei criteri per il dimensionamento delle opere

DETERMINAZIONE DELL'INTENSITÀ DELLE PRECIPITAZIONI PIOVOSE

Il valore medio della massima precipitazione in 15 minuti viene approssimato in difetto a 18 mm, pertanto i (intensità delle precipitazioni piovose) sarà uguale a 200 l/s/ha.

da cui:

$$i = 200 \text{ l/s/ha} = 0,02 \text{ l/s/m}^2$$

ASPETTI IDROLOGICI DELLE SUPERFICI

- Trattandosi di aree totalmente impermeabili si è assunto un coefficiente di afflusso (Ca) pari a 1.
- Coefficiente di ritardo (Cr) derivante dalla tipologia di superficie scolante: per il calcolo delle portate, da sottoporre a trattamento, delle acque meteoriche derivanti esclusivamente da superfici scoperte impermeabili ($\geq 5.000 \text{ mq}$) di stabilimenti/impianti di lavorazione di materiali lapidei e produzione di conglomerati bituminosi (ove vengano stoccati in cumuli: ghiaia, sabbie e prodotti derivanti da impianti di cava), bisognerà considerare oltre al coefficiente di afflusso Ca anche il coefficiente di ritardo Cr. Per aree impermeabilizzate il valore del coefficiente di ritardo, desunto dalla letteratura tecnica di settore, è pari a 0.59.
- Tempo di separazione (ts) in funzione dei materiali solidi sedimentabili: a seconda delle determinazioni d'uso previste il tempo di ritenzione idraulica ts deve essere compreso nell'intervallo tra 30' e 45'.

Tipologia di materiali sedimentali	Tempo di ritenzione in minuti
Sabbie e materiale particellare pesante	30
Polveri e materiale particellare leggero	45

Tabella 7– Tempo di separazione (inerti)

- Quantità di fango prevista per il calcolo del volume minimo del sedimentatore:

Tipologia della lavorazione		Coefficiente Cf
Ridotta	Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte.	100
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus.	200
Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300

Tabella 8– Coefficiente di accumulo fanghi

FORMULE PER IL CALCOLO DEI VOLUMI DELLE VASCHE

Volume totale delle vasche = $V_{SEP} + V_{SED}$

Volume di separazione: $V_{SEP} = Q \times t_s$

Portata : $Q = S \times Ca \times i$

Volume di sedimentazione (volume dei fanghi): $V_{SED} = Q \times Cf$

V_{SEP} : Volume utile della vasca di separazione in continuo m^3

Q : Portata dei reflui dovuta all'evento meteorico l/s

t_s : Tempo di separazione min

S : Superficie scolante drenante servita dalla rete di drenaggio

Ca : Coefficiente di afflusso in base alla permeabilità del terreno

i : Intensità delle precipitazioni piovose definita pari a $0,02 \text{ l/s } m^2$

Cf Coefficiente della quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione

V_{SED} : Volume utile della vasca di sedimentazione in continuo m^3

5.7.2 Verifiche dimensionamento vasche in continuo

Trattandosi di lavorazioni con caratteristiche variabili ed aree disomogenee, si sono assunti i parametri maggiormente cautelativi:

- coefficiente di afflusso (Ca) assunto pari a 1 per tutte le aree;
- coefficiente di ritardo (Cr) assunto pari a 1 anche nelle aree in cui sono presenti accumuli (non potendo stabilire a priori la consistenza degli stessi);
- tempo di separazione (t_s) rispetto ai materiali sedimentabili assunto pari a 45 minuti;
- quantità di fango “elevata” con coefficiente $Cf = 300$.

Tali assunzioni prudenziali per tutti gli aspetti sono giustificate dalle particolarità dell'insediamento che per le condizioni intrinseche sarà caratterizzato da variabilità ed incostanza delle attività praticate, con impatti non facilmente preventivabili sulla generazione delle acque reflue meteoriche.

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati per le portate da trattare nelle singole aree.

Area	Superficie	Portata specifica	Portata di progetto	
	m ²	l/s/ha	l/s	m ³ /h
A (A1, A2, A3)	12.900	200	258	929
B	4.550	200	91	328
C	6.950	200	139	500
D	5.800	200	116	418
E	7.700	200	154	555

Tabella 9 – Calcolo delle portate da trattare

Considerando le portate di progetto indicate nella tabella precedente sono stati calcolati i seguenti volumi per le vasche di trattamento in continuo applicando un tempo di separazione (ts) di 45 min.

Area	Portata	ts	V _{SEP}
	l/s	min	m ³
A (A1, A2, A3)	258	45	697
B	91	45	246
C	139	45	375
D	116	45	313
E	154	45	416

Tabella 10– Calcolo dei volumi di separazione

I volumi di sedimentazione del solido sono invece indicati di seguito, considerando un coefficiente di accumulo di fango (Cf) di 300.

Area	Portata	Cf	V _{SED}
	l/s		m ³
A (A1, A2, A3)	258	300	77
B	91	300	27
C	139	300	42
D	116	300	35
E	154	300	46

Tabella 11 – Calcolo dei volumi di sedimentazione

I volumi complessivi richiesti sono quindi indicati nella tabella seguente.

Area	Volume separazione V_{SEP}	Volume sedimentazione V_{SED}	VOLUME TOTALE
	m^3	m^3	m^3
A (A1, A2, A3)	697	77	774
B	246	27	273
C	375	42	417
D	313	35	348
E	416	46	463

Tabella 12 – Volumi complessivi di trattamento

5.7.3 Vasche in continuo – Trattamento fisico

Il calcolo delle portate e dei volumi di trattamento ha permesso di individuare le esigenze di processo del sistema.

Le richieste di processo sono state interpretate alla luce degli aspetti idraulici e geotecnici, al fine di individuare le migliori soluzioni tecniche da adottare per le infrastrutture di captazione e trattamento delle acque reflue meteoriche.

Considerando gli aspetti plano-altimetrici ed idrogeologici dell'area (tipologia, profondità della falda) e gli spazi disponibili, si è valutato di realizzare vasche di trattamento con battente utile di 2,0 m; tale configurazione garantisce una profondità adeguata alla sedimentazione del materiale e velocità trasversali non eccessive.

Nei disegni tecnici sono illustrate le caratteristiche costruttive delle vasche.

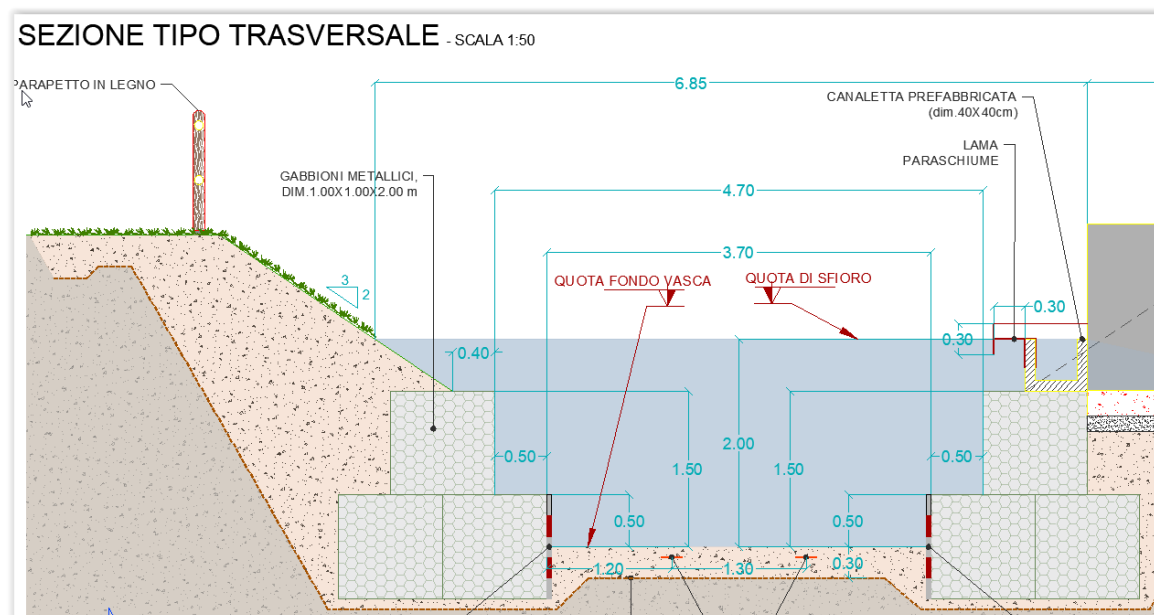


Figura 12 – Sezione tipica delle vasche di trattamento continuo

La presenza di gabbioni metallici consente di massimizzare il volume utile limitando l'ingombro in pianta delle vasche. L'impermeabilità delle vasche è garantita da un geocomposito bentonitico posato sotto ai gabbioni ed al fondo.

Le paline fissate alle gabbionate hanno la funzione di indicare la posizione del fondo e facilitare il riferimento nelle operazioni di dragaggio del fondo per la pulizia periodica.

Dal punto di vista geometrico, la sezione trapezoidale delle vasche consente di mettere a disposizione una superficie trasversale di circa 10 m² caratterizzata da una larghezza costante del fondo di 3.70m.

Area	Volume richiesto	Larghezza fondo	Profondità	Lunghezza	Volume utile
	m ³	m	m	m	m ³
A (A1, A2,A3)	774	3.70	2.00	75.5	780
B	273	3.70	2.00	25.5	280
C	417	3.70	2.00	40	425
D	348	3.70	2.00	32.5	350
E	463	3.70	2.00	44	465

Tabella 13 – Caratteristiche geometriche delle vasche di trattamento continuo

Considerando i valori di portata da trattare le relative velocità ascensionali sono sempre al di sotto del valore di 2 m/h considerato adeguato alla funzione richiesta anche in considerazione della possibilità di condizionamento chimico.

Area	Portata massima da trattare	Velocità ascensionale massima
	l/s	m/h
A (A1, A2,A3)	258	1,8
B	91	1,85
C	139	1.81
D	116	1,86
E	154	1,85

Tabella 14 – Parametri operativi delle vasche di trattamento continuo

Le vasche sono realizzate con forma rettangolare e connessioni di ingresso e uscita su lati opposti. Il flusso è quindi prevalentemente longitudinale per ottimizzare la funzione di sedimentazione.

Sul lato di ingresso la tubazione si immette nella vasca al di sopra del pelo libero (pressoché fisso) per evitare il rigurgito nella rete di captazione, inoltre per prevenire eventuali fenomeni di erosione localizzata è previsto rivestimento del fondo con massi da casa di diametro medio 30cm.

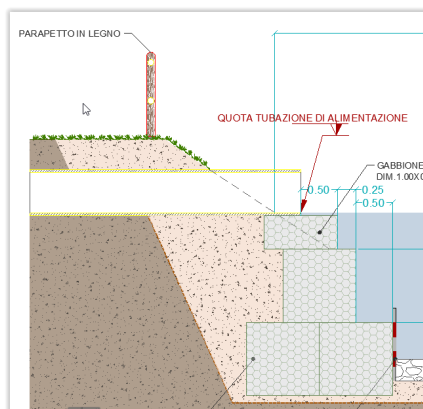


Figura 13 – Dettagli della tubazione di uscita delle vasche di trattamento

Dalla parte opposta il refluo trattato è raccolto in canaline di circa 7.5 m di lunghezza per ridurre il battente sullo sfioro e gli effetti di trascinamento in corrispondenza del punto di scarico.

La canaletta di sfioro è protetta con una lama paraschiume al fine di trattenere la componente surnatante che potrà essere raccolta e allontanata periodicamente con autosurgo.

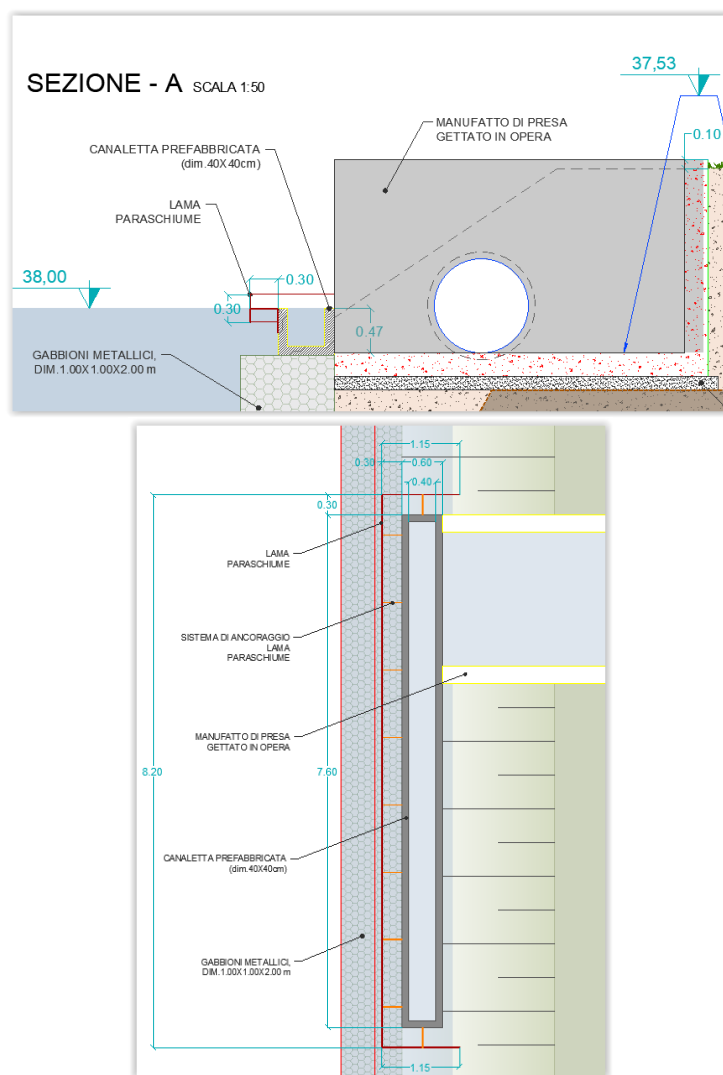


Figura 14 – Dettagli delle canalette di uscita delle vasche di trattamento

Per ridurre la velocità longitudinale e migliorare l'effetto della sedimentazione, la vasca “A” più lunga dispone di un ingresso centrale ed uscite su lati opposti.

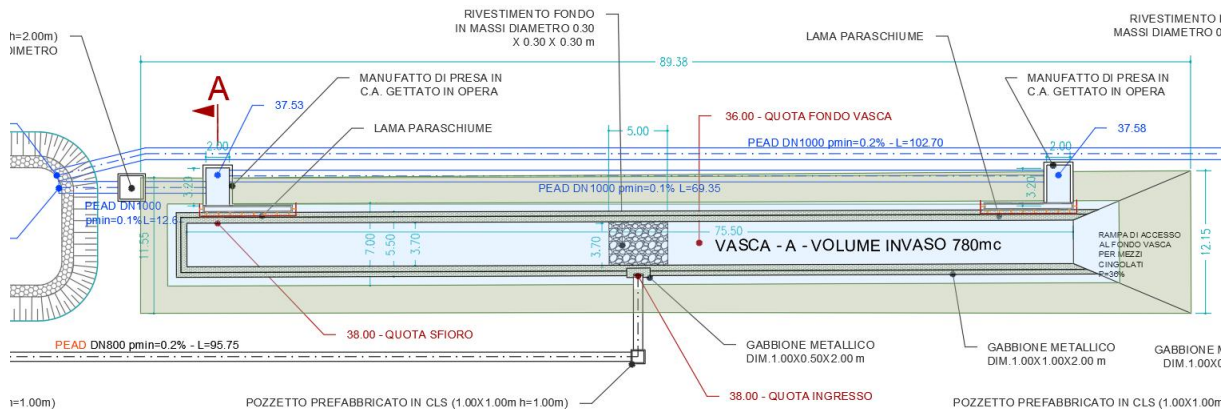


Figura 15 – Vasca di trattamento continuo “A” con doppio scarico

Le altre vasche sono destinate a trattare una portata sostanzialmente dimezzata rispetto a quella della vasca “A” e sono pertanto realizzate con un unico punto di carico opposto a quello di ingresso. Su uno dei lati corti è presente una rampa di accesso con pendenza ridotta che consente il passaggio di mezzi d'opera destinati alla pulizia periodica del fondo.

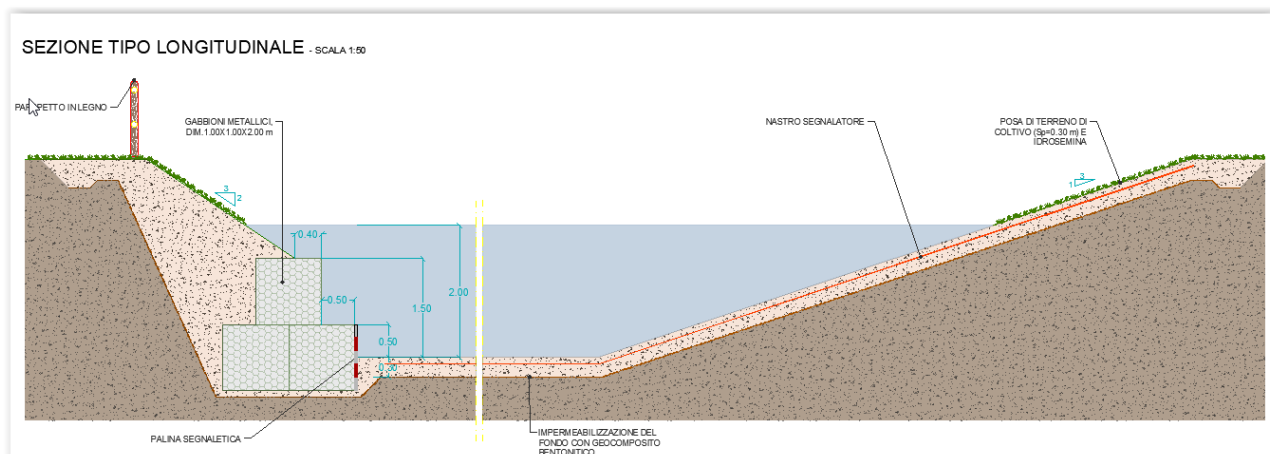


Figura 16 – Sezione longitudinale con rampa di accesso

5.7.4 Vasche in continuo – Trattamento chimico (eventuale)

Le informazioni disponibili in merito alla qualità presunta delle acque meteoriche, unito al dimensionamento cautelativo per tutti i parametri geometrici dei sistemi di trattamento, non permette di stabilire l'assoluta necessità di un trattamento chimico del refluo in tutte le condizioni ambientali.

I sistemi sono comunque stati predisposti per consentire il dosaggio, nell'ultimo pozzetto a monte dell'ingresso in vasca, di reagenti destinati a:

- correggere il pH nel caso lo stesso risultasse particolarmente basico in alcune aree;
- facilitare la coagulazione e flocculazione della frazione colloidale più difficilmente sedimentabile.

Per la correzione del pH potranno essere utilizzati acidi diluiti (ad esempio solforico al 30%) mentre per la coagulazione/flocculazione sarà possibile utilizzare Sali metallici quali il Cloruro Ferrico e il Policloruro di Alluminio (generalmente denominato PAC).

Tutti questi prodotti sono facilmente reperibili sul mercato in forma di soluzioni acquose diluite e possono essere trasferiti e stoccati in “serbatoi IBC” ovvero cisterne mobili da 1 m³ di capacità. Il dosaggio avviene collegando pompe dosatrici a membrana meccanica che possono trovare collocazione direttamente sopra i serbatoi o in serbatoi indipendenti caricati a partire dai serbatoi IBC.

I serbatoi, fissi o mobili saranno posizionati in aree idonee, dotate di bacini di contenimento di tipo stagno e di tettoie di copertura per ridurre i fenomeni di dilavamento. Potranno essere eventualmente adottati sistemi prefabbricati in carpenteria metallica di facile collocazione e spostamento (come visibile in una delle fotografie seguenti).



Figura 17 – Stoccaggio e dosaggio di prodotti chimici mediante “cubilotti”

Il dosaggio dei reattivi richiesti avverrà mediante pompe dosatrici collegate ai serbatoi e azionate da livellostati presenti nei pozzetti che segnaleranno la presenza di flusso.

Il dosaggio previsto per i reagenti sarà nell'ordine di qualche decina di litri per ogni ora di funzionamento quindi ampiamente compatibile con stoccaggi di 2/4 serbatoi IBC da 1000 litri facilmente sostituibili all'esaurimento.

5.7.5 Monitoraggio della qualità del refluo

5.7.5.1 Obiettivi di Qualità

Lo scarico finale dovrà rispettare i limiti di cui alla Tabella 3 del Dlgs 152/2006 e s.m.i. per scarico in acque superficiali

Numero parametro	SOSTANZE	unità di misura	Scarico in acque superficiali
1	pH		5,5-9,5
2	Temperatura	°C	non significativa
3	colore		non percettibile con diluizione 1:20
4	odore		non deve essere causa di molestie
5	materiali grossolani		assenti
6	Solidi sospesi totali	mg/l	≤ 80
7	BOD5 (come O ₂)	mg/l	≤ 40
8	COD (come O ₂)	mg/l	≤ 160
9	Alluminio	mg/l	≤ 1
10	Arsenico	mg/l	≤ 0,5
11	Bario	mg/l	≤ 20
12	Boro	mg/l	≤ 2
13	Cadmio	mg/l	≤ 0,02
14	Cromo totale	mg/l	≤ 2
15	Cromo VI	mg/l	≤ 0,2
16	Ferro	mg/l	≤ 2
17	Manganese	mg/l	≤ 2
18	Mercurio	mg/l	≤ 0,005
19	Nichel	mg/l	≤ 2

20	Piombo	mg/l	≤ 0,2
21	Rame	mg/l	≤ 0,1
22	Selenio	mg/l	≤ 0,03
23	Stagno	mg/l	≤ 10
24	Zinco	mg/l	≤ 0,5
25	Cianuri totali (come CN)	mg/l	< 0,5
26	Cloro attivo libero	mg/l	< 0,2
27	Solfuri (come H ₂ S)	mg/l	< 1
28	Solfiti (come SO ₃)	mg/l	< 1
29	Solfati (come SO ₄)	mg/l	≤ 1000
30	Cloruri	mg/l	≤ 1200
31	Fluoruri	mg/l	≤ 6
32	Fosforo totale (come P)	mg/l	≤ 10
33	Azoto ammoniacale (come NH ₄)	mg/l	≤ 15
34	Azoto nitroso (come N)	mg/l	≤ 0,6
35	Azoto nitrico (come N)	mg/l	≤ 20
36	Grassi e olii animali/vegetali	mg/l	≤ 20
37	Idrocarburi totali	mg/l	≤ 5
38	Fenoli	mg/l	≤ 0,5
39	Aldeidi	mg/l	≤ 1
40	Solventi organici aromatici	mg/l	≤ 0,2
41	Solventi organici azotati	mg/l	≤ 0,1
42	Tensioattivi totali	mg/l	≤ 2
43	Pesticidi fosforati	mg/l	≤ 0,10
44	Pesticidi totali (esclusi i fosforati)	mg/l	≤ 0,05
45	- aldrin	mg/l	≤ 0,01
46	- dieldrin	mg/l	≤ 0,01
47	- endrin	mg/l	≤ 0,002
48	- isodrin	mg/l	≤ 0,002
49	Solventi clorurati	mg/l	≤ 1
50	<i>Escherichia coli</i>	UFC/100ml	5000
51	Saggio di tossicità acuta		Il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale

Tabella 15 – Tab 3 All. 5 DLgs 152/2006 e s.m.i - Valori limiti di emissione in acque superficiali e in fognatura

5.7.5.2 Parametri oggetto del monitoraggio

Per il monitoraggio in continuo si privilegiano i parametri ritenuti più significativi ed indicativi di una eventuale riduzione della capacità di trattamento e contemporaneamente misurabili in campo con discreta affidabilità:

- pH;
- Solidi sospesi (TSS).

Le misure avverranno con sensori ad immersione:

- sensori potenziometrici per la misura di pH;
- sensore ottico per la misura diretta della torbidità ed indiretta del solido sospeso.

I sensori saranno collocati all'interno di specifici pozzetti mediante particolari armature estraibili.

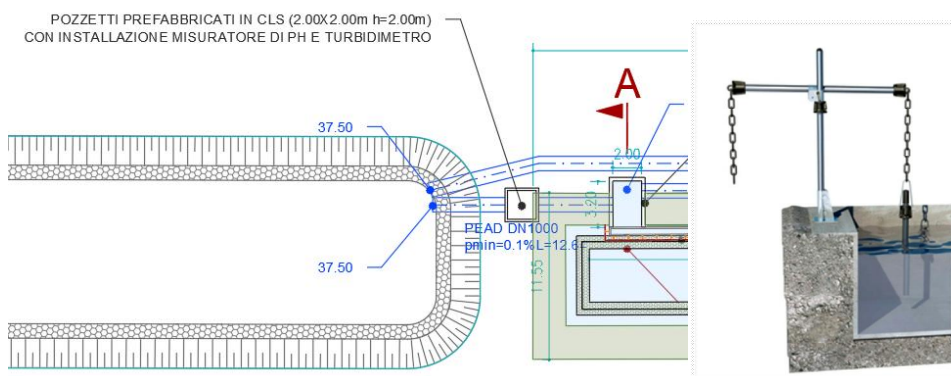


Figura 18 – Sistemi di monitoraggio on-line della qualità del refluo scaricato

5.7.5.3 Punti di monitoraggio

I punti di monitoraggio previsti, anche a seguito del confronto con gli enti di controllo in fase autorizzativa, sono indicati nella tabella seguente.

Progr.	Punto di misura	Parametri misurati
1	Uscita vasca E	- pH
		- Torbidità (TSS)
2	Uscita vasca A	- pH
		- Torbidità (TSS)
3	Uscita vasca B	- pH
		- Torbidità (TSS)
4	Uscita vasca C	- pH
		- Torbidità (TSS)
5	Uscita vasca D	- pH
		- Torbidità (TSS)

Tabella 16 – Ubicazione punti di monitoraggio

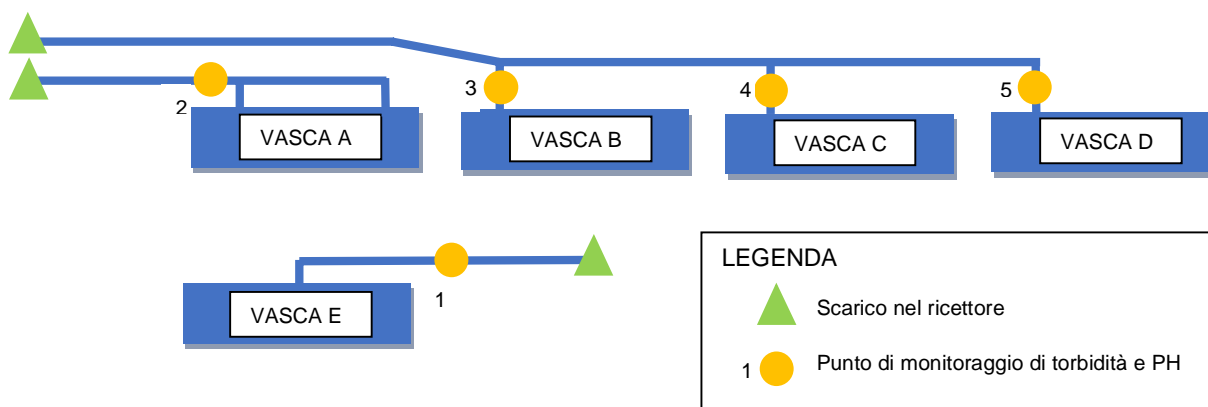


Figura 19 – Schematizzazione ubicazione punti di monitoraggio e di scarico

5.7.6 PROCEDURE GESTIONALI

5.7.6.1 *Controllo e regolazione del processo*

Il monitoraggio della qualità del refluo sarà effettuato con particolare attenzione nelle fasi di avvio dell'attività.

In questa fase, per i primi 3-6 mesi di esercizio, verranno accuratamente monitorati mediante analisi di laboratorio i principali parametri in ingresso ed uscita dai sistemi di trattamento per ogni singola sezione. Si valuterà quindi l'opportunità di introdurre dosaggi chimici su una o più sezioni, sulla base dei dati reali.

Gli strumenti montati direttamente in uscita dalle vasche consentiranno di effettuare delle opportune correlazioni tra i due macro-parametri misurati in continuo e le analisi puntuali di laboratorio. Tale correlazione consentirà di affinare i sistemi di regolazione e di monitoraggio di qualità dei singoli trattamenti chimico-fisici puntuali.

La scelta dell'eventuale prodotto chimico da additivare e dell'effettivo dosaggio richiesto sarà effettuata in questa fase mediante test di laboratorio con campioni rappresentativi del refluo. I risultati ottenuti saranno quindi replicati su scala reale.

Le prestazioni e le regolazioni saranno testate mediante analisi di laboratorio.

Tutti i segnali provenienti dalle sonde in campo saranno raccolti su un sistema di controllo e supervisione centralizzato che provvederà alla registrazione del dato ed alla trasmissione di segnali di allarme per il superamento delle soglie.

Allo stato attuale non è previsto che le misure agiscano direttamente sull'eventuale dosaggio chimico di acidificante e di coagulante-flocculante. Eventuali automatismi potranno essere implementati successivamente sulla base dell'esperienza gestionale.

Il monitoraggio consentirà di valutare in modo continuativo l'efficienza del trattamento e di prevenire, mediante una analisi dell'andamento dei parametri nel tempo, perdite di funzionalità legate, ad esempio, all'accumulo dei solidi nelle vasche.

5.7.6.2 *Settaggio delle soglie di avviso ed allarme*

Le soglie di attenzione e di allarme rispetto alle misure saranno quelle indicate nella tabella seguente, eventualmente affinate sulla base del monitoraggio dei primi 3-6 mesi di esercizio.

Progr.	Punto di misura	Parametri misurati	Soglie di attenzione		Soglie di allarme		Limite di legge	
1	Uscita vasca E	pH	< 6,5	>8	<6,0	>8,5	5,5	9,5
		Torbidità (TSS)	> 40		> 55		80	
2	Uscita vasca A	pH	< 6,5	>8	<6,0	>8,5	5,5	9,5
		Torbidità (TSS)	> 40		> 55		80	
3	Uscita vasca B	pH	< 6,5	>8	<6,0	>8,5	5,5	9,5
		Torbidità (TSS)	> 40		> 55		80	
4	Uscita vasca C	pH	< 6,5	>8	<6,0	>8,5	5,5	9,5
		Torbidità (TSS)	> 40		> 55		80	
5	Uscita vasca D	pH	< 6,5	>8	<6,0	>8,5	5,5	9,5
		Torbidità (TSS)	> 40		> 55		80	

Tabella 17 – Definizione soglie di allarme

In caso di superamento della soglia di attenzione si provvederà a verificare (con intervento entro 4-6 h dalla segnalazione):

- lo stato di pulizia delle vasche provvedendo nel caso si rilevasse un eccessivo accumulo di sedimento all'attivazione delle procedure di pulizia;
- l'efficienza dei sistemi di dosaggio dei reattivi e la loro regolazione, qualora attivati, oppure alla loro attivazione qualora inattivi.

In caso di superamento della soglia di allarme si provvederà a verificare (con intervento entro 2 h dalla segnalazione):

- lo stato di pulizia delle vasche provvedendo nel caso si rilevasse un eccessivo accumulo di sedimento all'attivazione delle procedure di pulizia;
- l'efficienza dei sistemi di dosaggio dei reattivi e la loro regolazione, qualora attivati, oppure alla loro immediata attivazione qualora inattivi;

Si procederà inoltre ad interventi di contenimento dell'emissione agendo sulle fonti mediante:

- interruzione immediata di ogni lavorazione potenzialmente impattante sul dilavamento;
- riduzione del dilavamento mediante copertura con teli mobili delle aree potenzialmente interessate alla contaminazione;
- compartimentazione di eventuali aree critiche individuabili in occasione degli eventi.

5.7.6.3 Interventi di pulizia delle vasche

L'ispezione visiva delle vasche sarà effettuata:

- in caso di evento meteorico intenso;
- a seguito di raggiungimento del valore di soglia di attenzione segnalata dalla strumentazione di misura in linea dove presente;
- con frequenza minima mensile.

Qualora si evidenziasse l'accumulo di sedimento solido con spessore approssimativamente superiore a 80-100 cm dal fondo, si procederà allo svuotamento e pulizia della vasca.

La parte superficiale per un battente di circa 1 m sarà asportata mediante pompe esterne autoadescanti con aspirazione galleggiante al fine di non interessare lo strato di solido accumulato.

Le pompe recapiteranno l'acqua nella canalina di scarico. Dove presenti gli strumenti di misura in line monitoreranno la qualità del refluo scaricato.

Il secondo strato di 1 metro, interessato dall'accumulo solido sarà asportato utilizzando prevalentemente sistemi autospurgo.

Lo strato inferiore, nel caso il materiale risultasse particolarmente compatto, potrà eventualmente essere rimosso con mini-escavatore o sistema equivalente.

5.8 Vasche di laminazione

Nel rispetto della prescrizione di RER (servizio Reno), per i cantieri CB101, CO001 e CO102 la frazione successiva alla prima pioggia viene convogliata ad un vaso di laminazione prima dello scarico nel ricettore finale costituito da un corpo idrico naturale o dalla rete fognaria esistente. Il dimensionamento delle vasche è stato effettuato nel rispetto del limite allo scarico imposto pari a 15l/s/ha di superficie afferente. Fanno eccezione le aree di cantiere CO103 e CO104 in cui non è necessaria prevedere la laminazione delle acque in quanto i corpi idrici ricettori sono costituiti da corsi d'acqua principali come il fiume Reno e il torrente Savena.

5.8.1 Vasca CB101

La vasca di laminazione è situata al di fuori delle zone di ricarica degli acquiferi, definite secondo l'articolo 5.2 delle Norme di Attuazione del PTCP, la vasca è prevista in terra con scarpate 3/2, profondità 3.5m e volume utile d'invaso 1550mc. Il volume utile d'invaso è ottenuto considerando un battente idrico massimo di 80cm.

Il livello di falda è situato 1m al di sotto del fondo vasca ma per una maggiore cautela, al fine di evitare qualsiasi possibile interazione con la falda, il fondo e le pareti della vasca per un'altezza di 1m sono protetti mediante l'impiego di una membrana in PVC posata tra due strati di geotessile.

A presidio della fascia di massima escursione del battente idrico è previsto sul fondo della vasca una fila perimetrale di gabbioni metallici alti 1m.

La vasca è dotata di un impianto di sollevamento tarato per rispettare il limite di 15 l/s/ha e di uno scarico di troppopieno.

Il recapito finale delle acque è costituito dal canale Savena Abbandonato.

VASCA DI LAMINAZIONE CB001
Scala 1:100
SEZIONE Y-Y

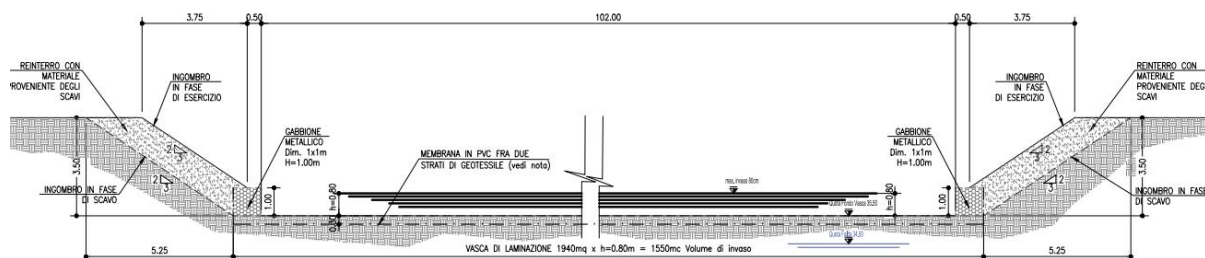


Figura 20 – Sezione tipologica vasca di laminazione CB101

5.8.2 Vasca CO001

La vasca di laminazione è situata al di fuori delle zone di ricarica degli acquiferi, definite secondo l'articolo 5.2 delle Norme di Attuazione del PTCP, la vasca è prevista in terra con scarpate 3/2, profondità 3 m e volume utile d'invaso 1300 mc. Il volume utile d'invaso è ottenuto considerando un battente idrico massimo di 1.10 m.

Il livello di falda è situato a circa 2m al di sotto del fondo vasca ma per una maggiore cautela, al fine di evitare qualsiasi possibile interazione con la falda, il fondo e le pareti della vasca per un'altezza di 1.30m sono protetti mediante l'impiego di una membrana in PVC posata tra due strati di geotessile.

A presidio della fascia di massima escursione del battente idrico è previsto sul fondo della vasca una fila perimetrale di gabbioni e materassi metallici alti 1.30m.

La vasca è dotata di un impianto di sollevamento tarato per rispettare il limite di 15 l/s/ha e di uno scarico di troppopieno.

Il recapito finale delle acque è costituito dal canale Savena Abbandonato.

VASCA DI LAMINAZIONE CO001
Scala 1:100
SEZIONE Y-Y

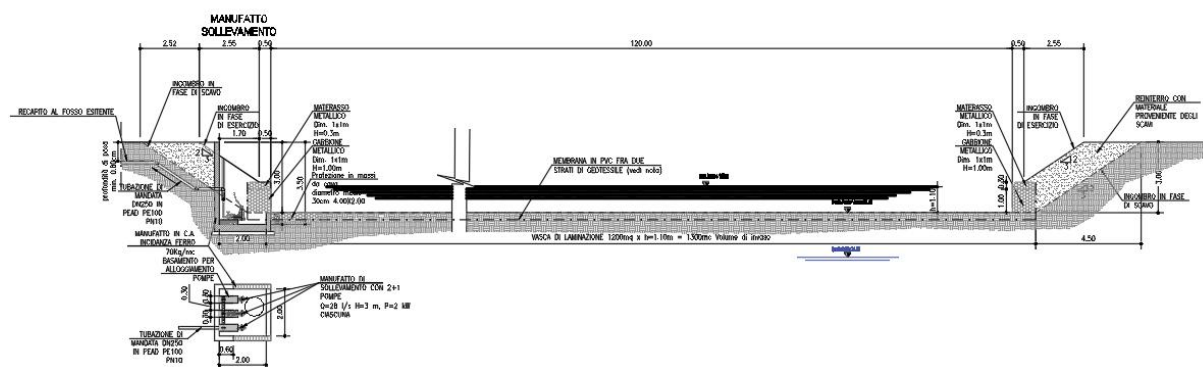


Figura 21 – Sezione tipologica vasca di laminazione CO001

5.8.3 Vasca CO102

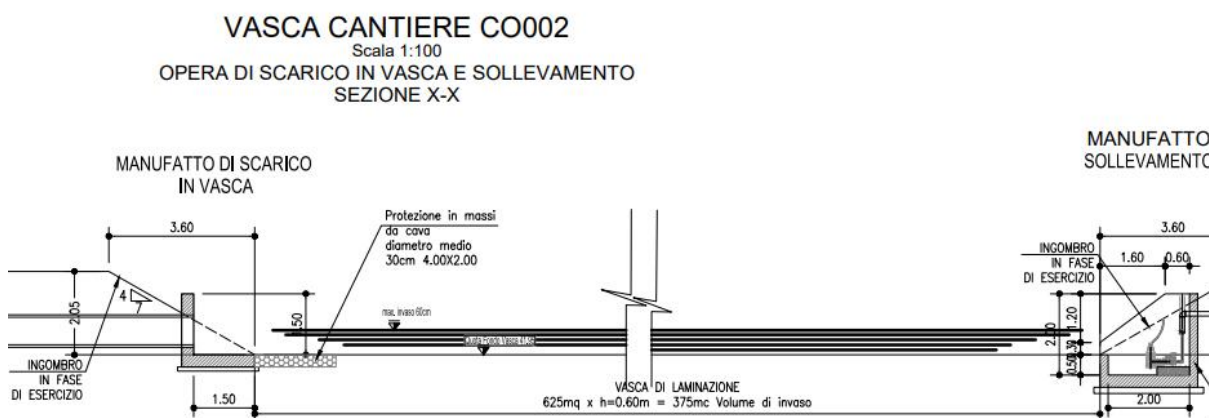
La vasca di laminazione è situata al di fuori delle zone di ricarica degli acquiferi, definite secondo l'articolo 5.2 delle Norme di Attuazione del PTCP, per questa ragione la vasca è prevista in terra con scarpate 4/7, profondità 2.05 m e volume utile d'invaso 1300mc. Il volume utile d'invaso è ottenuto considerando un battente idrico massimo di 60cm.

Considerando la ridotta profondità della vasca e l'adozione di sponde con pendenza 4/7 non sono stati previsti gabbioni perimetrali sul fondo della vasca.

Il livello di falda è situato circa 7.5m al di sotto del fondo vasca.

La vasca è dotata di un impianto di sollevamento tarato per rispettare il limite di 15 l/s/ha e di uno scarico di troppopieno.

Il recapito finale delle acque è costituito dal canale Savena Abbandonato.



5.8.4 Criteri di dimensionamento

La determinazione delle dimensioni del bacino di laminazione è stata effettuata tramite l'equazione di continuità o equazione dei serbatoi applicata alla situazione in esame:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{d}{dt} W(t)$$

in cui la variazione del volume invasato al tempo t nel fosso è pari alla differenza tra la portata entrante dovuta all'evento meteorico riversatosi sulla piattaforma in esame e la portata uscente.

Il dimensionamento è stato quindi effettuato imponendo l'equilibrio tra la portata drenata entrante nel fosso e la portata uscente, verificando l'instaurarsi di un tirante idrico tale da garantire un franco di sicurezza; il tempo di ritorno adottato è di 10 anni.

La portata in uscita viene imposta costante in quanto controllata dalla portata sollevata dall'impianto di pompaggio.

Il volume che affluisce nel fosso in funzione del tempo è dato da:

$$V_{affl} = h A$$

con h altezza di pioggia ed A area ridotta drenata.

L'altezza di pioggia [m/h], è data da:

$$h = \frac{a}{1000} t^n$$

Considerando costante la portata in uscita (q), si ha che il volume defluito risulta essere:

$$V_{defl} = q t$$

Il volume all'interno del fosso in funzione del tempo è quindi dato dalla differenza tra il volume affluito e quello defluito:

$$V_{affl} - V_{defl} = h A - q t = A \frac{a}{1000} t^n - q t = V$$

Per determinare la durata dell'evento meteorico che massimizza il volume da invasare, si impone pari a 0 la derivata, in funzione del tempo, della funzione precedente. Si ottiene quindi:

$$A \frac{a n}{1000} t^{n-1} - q = 0$$

Esplicitando la precedente in funzione del tempo si ha:

$$t^* = \left(\frac{1000 q}{A a n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad [\text{ore}]$$

Il massimo del volume da invasare è dato quindi da:

$$V_{\max} = A \frac{a}{1000} (t^*)^n - q t^*$$

Si fa notare che l'evento meteorico che massimizza il volume del fosso non è quello che massimizza la portata al colmo (tempo di pioggia uguale al tempo di corrivazione del bacino).

Nella tabella seguente si riporta il dimensionamento delle vasche di laminazione:

Tabella 18: Definizione del massimo volume da immagazzinare in vasca

Cantiere	Area tot [m ²]	Parametri idrologici			Portata in uscita [l/s]	t* [h]	V _{lamin} [mc]	V _{pp} [mc]	V _{effettivo} [mc]	V _{vasca} [mc]
		a	n<1h	n>1h						
CB101	47300	36,75	0,515	0,32	70	3,2	1716	200	1516	1550
CO001	36850	36,75	0,515	0,32	55	3,14	1328	35	1293	1320
CO102	12000	36,75	0,515	0,32	18	3,14	432	60	372	375

Il volume effettivo (V_{effettivo}) che dovrà essere invasato nei bacini di laminazione è stato ottenuto sottraendo il volume di prima pioggia (V_{pp}) al volume di laminazione di calcolo (V_{lamin}) ottenuto per TR di 10 anni e portata uscente pari a 15 l/s/ha di superficie afferente.

5.8.5 Impianto di sollevamento

Come descritto nei paragrafi precedenti le vasche di laminazione sono dotate di un impianto di sollevamento.

Le pompe adottate per gli impianti in progetto devono essere in grado di far fronte al dislivello geodetico tra monte e valle e alle perdite di carico che si verificano nelle condotte.

Il dislivello geodetico (DH_{geod}) è legato alla differenza di quota tra il fondo del comparto di alloggiamento delle pompe (corrispondente al livello minimo che può raggiungere l'acqua da sollevare) e il punto più alto lungo del percorso della condotta di mandata, corrispondente al punto di scarico.

Le perdite di carico distribuite, invece, sono determinate come:

$$DH_{distr} = J \times L$$

Dove:

- J [m/m] = cadente idraulica;
- L [m] = lunghezza della condotta;

Per determinare la cadente idraulica si è fatto riferimento alla formula di Darcy – Weisbach:

$$J = \frac{L \times v^2}{2 \times g \times D}$$

Dove:

- L [-] = coefficiente d'attrito di Darcy;
- v [m/s] = velocità;
- g [m/s²] = accelerazione di gravità;
- D [m] = diametro interno della tubazione.

Il coefficiente d'attrito di Darcy è stato ricavato tramite l'espressione di Colebrook – White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left(\frac{2.51}{Re \times \sqrt{f}} + \frac{1}{3.71} \times \frac{e}{D} \right)$$

in funzione del Numero di Reynolds, definito come:

$$Re = \frac{r \times v \times D}{m}$$

e del coefficiente d'attrito relativo e/D , dove e è la scabrezza assoluta e D è il diametro interno del condotto.

Per la scabrezza assoluta e è stato assunto un valore di 5 mm, considerando cautelativamente tubazioni in esercizio con possibili fattori di disturbo.

Nell'espressione del Numero di Reynolds, si assume:

$r = 1000 \text{ kg/m}^3$ = densità dell'acqua;

$m = 1.006 \times 10^{-3} \text{ N*s/m}^2$ = viscosità dell'acqua a 20 °C.

Come perdite di carico concentrate, sono state considerate quelle di sbocco, quelle relative alle curve e al valvolame presente.

Le perdite di concentrate sono state valutate come:

$$DH_{conc} = K \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

Dove:

- v [m/s] = velocità;
- g [m/s²] = accelerazione di gravità;
- $X >$ = parametro perdite concentrate.

	Parametro perdite concentrate
Curva a 90°	0.25
Saracinesca	0.2
Valvola di ritegno	1
Sbocco	1

Tabella 19 – Parametri perdite concentrate

La prevalenza richiesta alla pompa è stata quindi valutata come:

$$DH_{tot} = DH_{geod} + DH_{distr} + DH_{conc}$$

dove:

- DH_{geod} [m] = dislivello geodetico;
- DH_{distr} [m] = perdite di carico distribuite;
- DH_{conc} [m] = perdite di carico concentrate.

Nella tabella seguente, che sintetizza le caratteristiche degli impianti di sollevamento relativi a ciascuna vasca:

	Quota fondo pompa	Quota uscita mandata	Dislivello geodetico	Portata totale	Portata singola pompa	DN mandata	Velocità	Lungh. Mandata	Prevalenza totale	Numero pompe	Potenza singola pompa
	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[m]	[m]	[-]	[kW]
CB101	35.2	38.5	3.3	70	35	280	1.46	28.3	4.00	2+1	3.1
CO001	36.1	38.5	2.4	56	28	250	1.45	15.4	3.00	2+1	2
CO102	41.65	43.5	1.85	18	18	140	1.51	10	2.50	1+1	1.3

Tabella 20 – Caratteristiche impianti di sollevamento delle vasche di accumulo e laminazione

Le pompe sono collocate all'interno di un pozzetto prefabbricato in c.a.v avente dimensioni 2.00x(1.50 – 2.00) m, le pompe sono collocate 30 cm al di sotto del fondo vasca.

Le condotte di mandata sono previste in PEAD PE100 PN10.

Gli impianti di sollevamento sono dotati di una pompa di emergenza in caso di guasto e di valvola di ritegno e saracinesca su ogni mandata.

6 Acque industriali - lavar ruote

Nelle aree di cantiere dovranno essere previsti impianti lavar ruote prefabbricati aventi le seguenti caratteristiche:

- Capacità lavaggio: 20 lavaggi / ora;
- Vasca di accumulo e trattamento delle acque;
- Trattamento acque reflue con dissabbiatura, disoleazione ed estrazione fanghi.

Tutti i mezzi di cantiere in uscita dalle aree di lavorazione, prima di accedere alla viabilità ordinaria, dovranno obbligatoriamente transitare attraverso il punto di lavaggio gomme.

Sarà onere dell'appaltatore indicare mediante apposita segnaletica i percorsi interni che mezzi dovranno rispettare prima di uscire dal cantiere.



Figura 23 – Impianto lavaggio ruote

Come rappresentato nella figura precedente, l'impianto è costituito da un'apposita rampa di stazionamento sulla quale vengono posizionati i mezzi per effettuare le necessarie operazioni di lavaggio. La pulizia dei mezzi avviene tramite getti in pressione, inoltre per favorire il distacco del materiale aderente alle ruote dei macchinari di cantiere, la piattaforma risulta tassellata. L'impianto è dotato di un serbatoio di accumulo e di una vasca interrata in cui avviene la sedimentazione dell'acqua proveniente dal lavaggio.

La vasca di sedimentazione ha la funzione di rallentare la corrente e favorire il deposito dei materiali solidi in sospensione. L'acqua una volta chiarificata viene ricircolata all'interno della cisterna di raccolta in modo da poter essere riutilizzata in continuo.

L'impianto deve essere dotato di due pompe, una per effettuare il ricircolo delle acque trattate e una seconda per pressurizzare l'acqua uscente dai getti.

Questa tipologia d'impianto consente il massimo riutilizzo e il minimo reintegro d'acqua in quanto deve essere solo reintegrata la quantità persa dal mezzo in uscita e dai fanghi smaltiti. Pertanto, l'impianto non necessita né di rete di adduzione, né di rete di scarico.

Periodicamente le acque di lavaggio dovranno essere smaltite tramite autocisterna mentre la vasca di sedimentazione dovrà essere soggetta ad operazioni di pulitura per rimuovere il materiale sedimentato.

7 Reti per lo smaltimento degli scarichi civili

La progettazione delle reti delle acque nere è da ritenersi a carico dell'appaltatore, nel presente documento verranno definiti i punti di allaccio con le fognarie esistenti e le caratteristiche dimensionanti delle reti in oggetto.

I collettori delle reti degli scarichi civili dovranno essere realizzati mediante tubazioni in PEAD SN8.

7.1 CB101

Il dimensionamento della rete di smaltimento degli scarichi civili è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 700 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 700.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera $Q = 700 \times 200 / 86400 = 1.6 \text{ l/s}$.

Le acque provenienti dagli scarichi civili dovranno essere convogliate alla fognatura esistente (Vigentino 4000x3200) situata lungo la sponda sinistra del canale Savena Abbandonato.

7.1 CO001

Nelle vicinanze dell'area di cantiere in esame non è presente alcuna condotta fognaria, pertanto le eventuali acque reflue potranno essere provvisoriamente stoccate in opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

Il dimensionamento della rete degli scarichi civili e del serbatoio è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svuotamenti effettuati mediante autosurgito (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'area si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 14000 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In quest'area dovranno essere previsti serbatoi di accumulo da almeno 14 mc.

7.1 CO102

Il dimensionamento della rete di smaltimento degli scarichi civili è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 50 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 50.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera $Q = 50 \times 200 / 86400 = 0.12 \text{ l/s}$.

Le acque provenienti dagli scarichi civili dovranno essere convogliate alla fognatura esistente DN400 situata lungo via S. Donato.

7.2 CO103

Il dimensionamento della rete di smaltimento degli scarichi civili è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 40 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 40.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera $Q = 40 \times 200 / 86400 = 0.1 \text{ l/s}$.

Le acque provenienti dagli scarichi civili dovranno essere convogliate alla fognatura esistente DN500 situata lungo via Triumvirato

7.3 CO104

Nelle vicinanze delle due aree di cantiere, a nord e a sud dell'A14, non è presente alcuna condotta fognaria, pertanto le eventuali acque reflue potranno essere provvisoriamente stoccate in opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

Il dimensionamento della rete degli scarichi civili e del serbatoio è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svuotamenti effettuati mediante autospurgo (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 1400 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In quest'aree dovranno essere previsti serbatoi di accumulo da almeno 14 mc.

7.4 Aree di supporto

7.4.1 Aree di supporto in zona Triumvirato – Via della Birra

Per le due aree sotto riportate non sono presenti condotte fognarie nelle vicinanze o comunque facilmente sfruttabili come nel caso di via Triumvirato la cui fogna è situata lungo l'asse stradale centrale situato ad una quota molto più bassa rispetto al piano campagna.

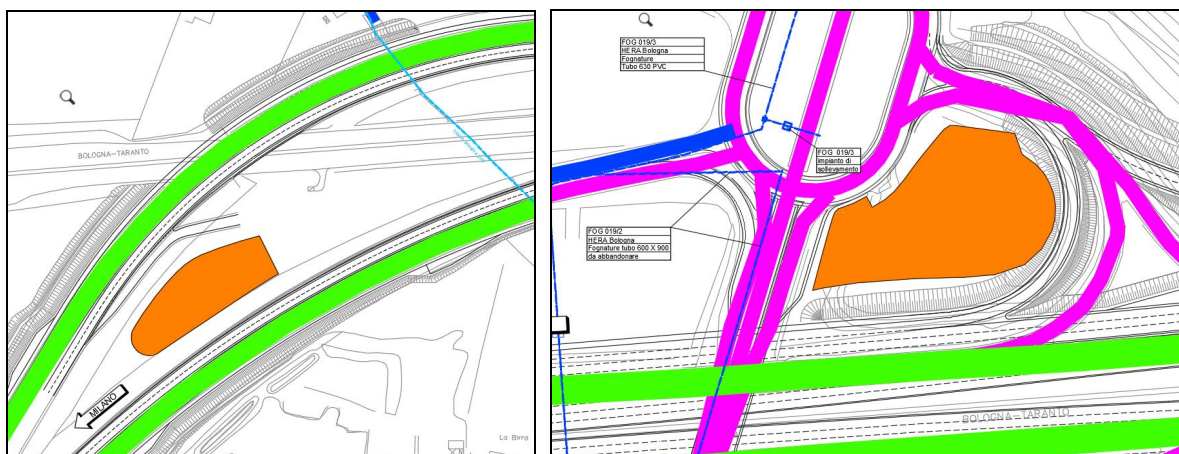


Figura 24 – Aree di supporto zona Triumvirato e via della Birra

Le eventuali acque reflue potranno essere provvisoriamente stoccate in opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

Per quest'aree è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 10.

Il dimensionamento della rete degli scarichi civili e del serbatoio è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svotamenti effettuati mediante autospurgo (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 1400 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In quest'aree dovranno essere previsti serbatoi di accumulo da almeno 14 mc.

7.4.2 Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviari CV76F e CV76F e cavalcavia stradale di via Benazza

Per le aree di supporto a servizio della realizzazione dei cavalcavia Ferroviari e di quello stradale lungo via Benazza potrà essere previsto l'allaccio della condotta fognaria 1200x1800 situata a sud delle aree d'intervento, vedasi figura seguente. Per le aree di supporto a nord dell'A14, difficilmente allacciabili alla fognatura, potranno essere previsti opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

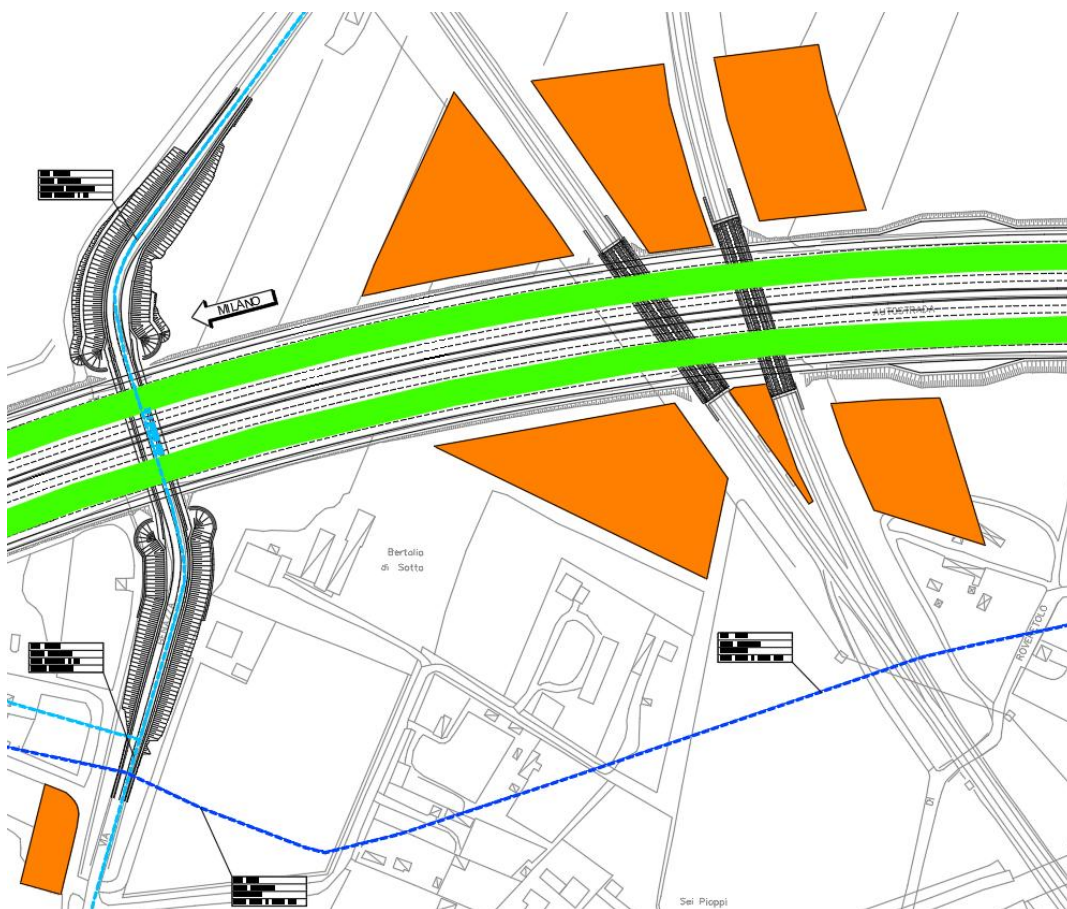


Figura 25 – Aree di supporto cavalcavia ferroviari CV76F-CV77F

Complessivamente per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 25 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 25.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 25 \times 200 / 86400 = 0.06 \text{ l/s}$.

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svuotamenti effettuati mediante autospurgo (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree a nord si stima la presenza media di 15 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti AE = 15;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 15 = 3000 \text{ l}$;

Volume $V = 3000 \times 7 = 21000 \text{ l} = 21 \text{ m}^3$;

Considerando che per le aree a sud potrà essere previsto l'allaccio in fognatura, per le aree a nord è cautelativo prevedere serbatoi di accumulo di volumetria complessiva pari a 21 mc.

7.4.3 Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviario CV79F e cavalcavia stradale di via Colombo

Le aree di supporto a sud dell'A14 sono facilmente allacciabili alla condotta fognaria presente nelle immediate vicinanze che corre parallela all'autostrada mentre l'area a nord potrà scaricare nella condotta che attraversa la rotatoria di Via Colombo.

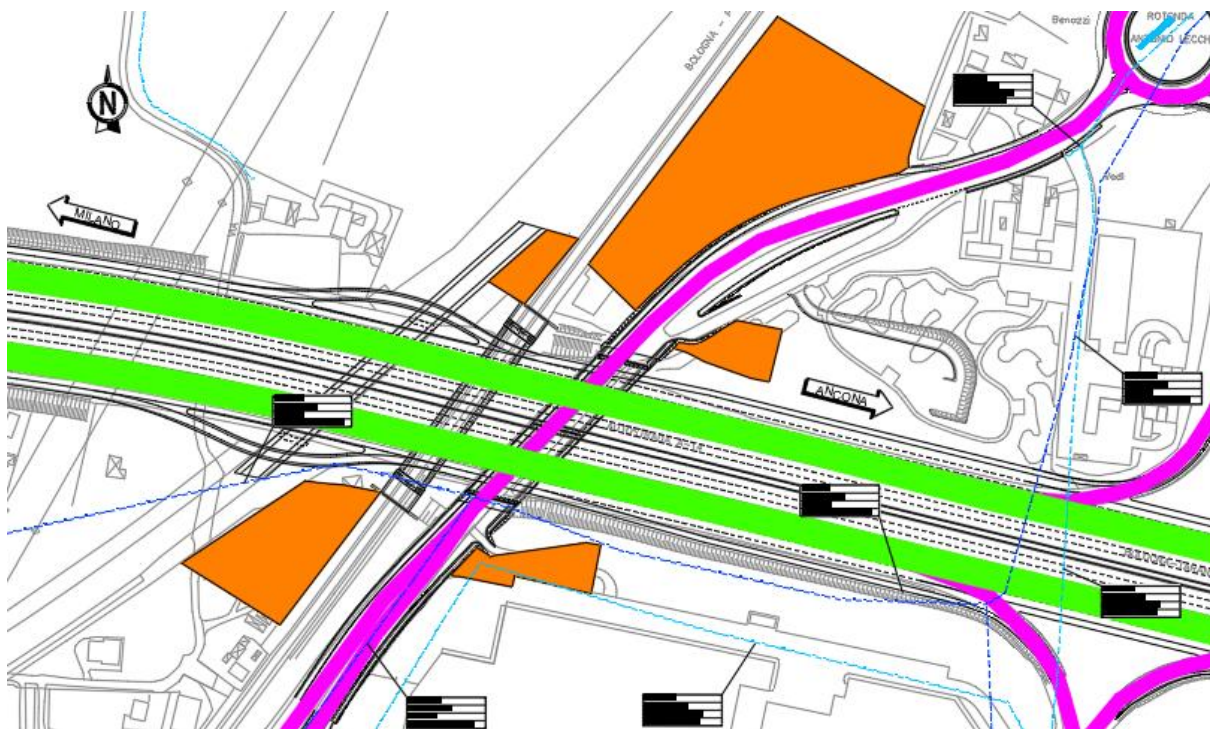


Figura 26 – Aree di supporto cavalcavia ferroviario CV79F e stradale via Colombo

Complessivamente per quest'aree è stata stimata una presenza indicativa di 25 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 25.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q [\text{l/s}] = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 25 \times 200 / 86400 = 0.06 \text{ l/s}$.

7.4.4 Aree di supporto Interconnessione A13

Le aree di supporto in esame, essendo collocate all'interno di zone intercluse autostradali, non presentano nelle vicinanze alcuna condotta fognaria.

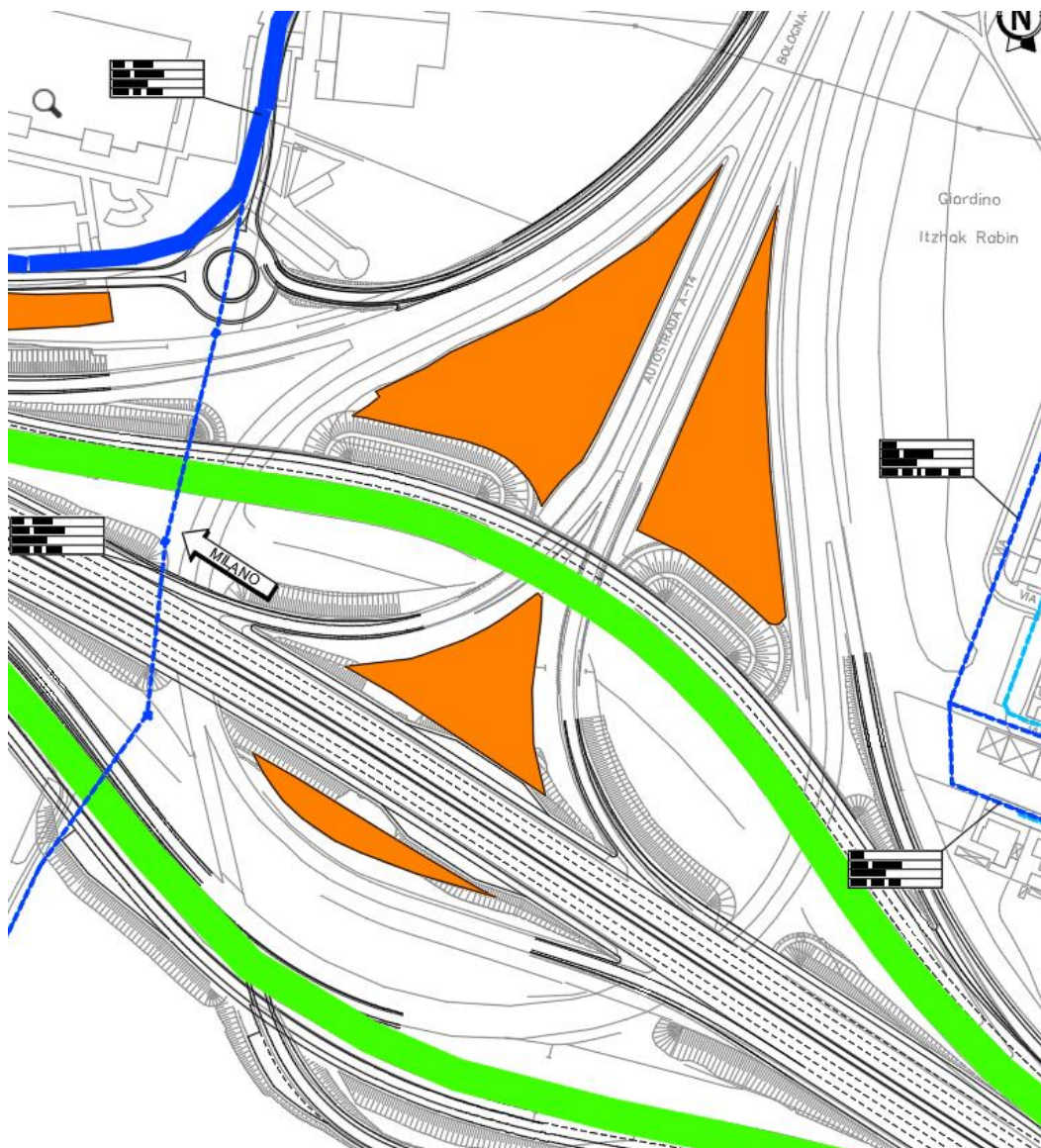


Figura 27 – Aree di supporto interconnessione A13

Le eventuali acque reflue potranno essere provvisoriamente stoccate in opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

Il dimensionamento della rete degli scarichi civili e del serbatoio è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svuotamenti effettuati mediante autospurgo (scelto pari a 7 giorni).

Per ciascuna area si stima la presenza media di 5 lavoratori, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 5$;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 5 = 1000 \text{ l}$;

Volume $V = 1000 \times 7 = 7000 \text{ l} = 7 \text{ m}^3$;

Ciascuna area dovrà essere attrezzata con un serbatoio di accumulo da 7 mc.

7.4.5 Area di supporto via del Terrapieno

L'area di supporto potrà essere allacciata alla fognatura esistente 1000x1500 che attraversa l'area stessa.

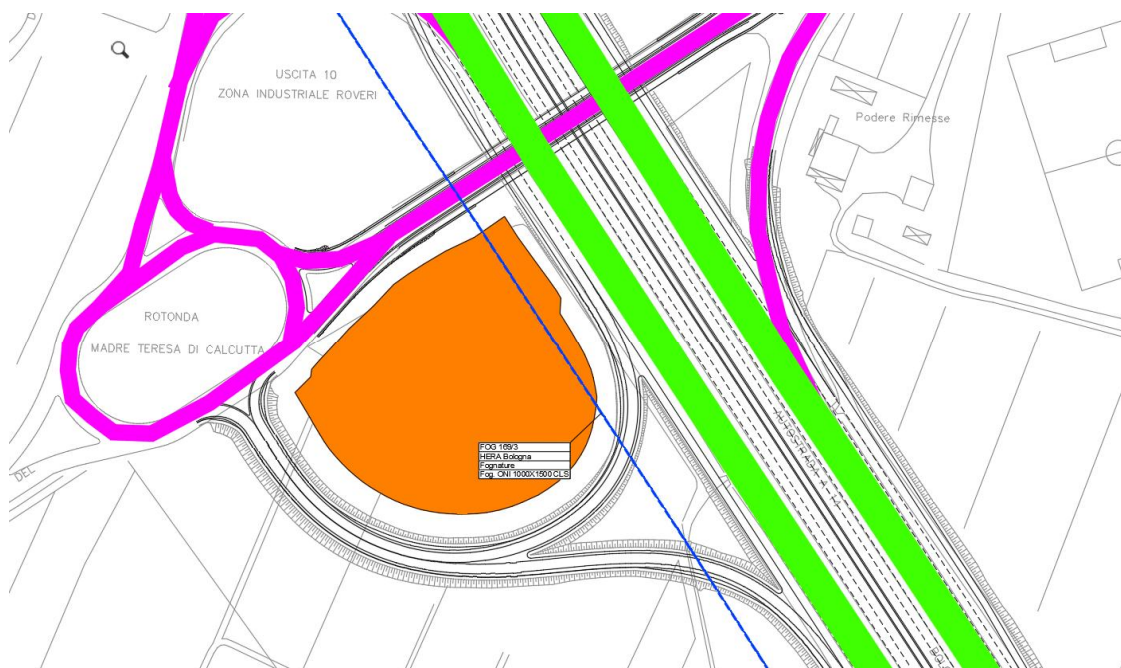


Figura 28 – Aree di supporto via del Terrapieno

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q [\text{l/s}] = n^{\circ} AE \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

7.4.6 Area di supporto via Zanardi

L'area di supporto potrà essere allacciata alla fognatura esistente situata lungo via Zanardi.

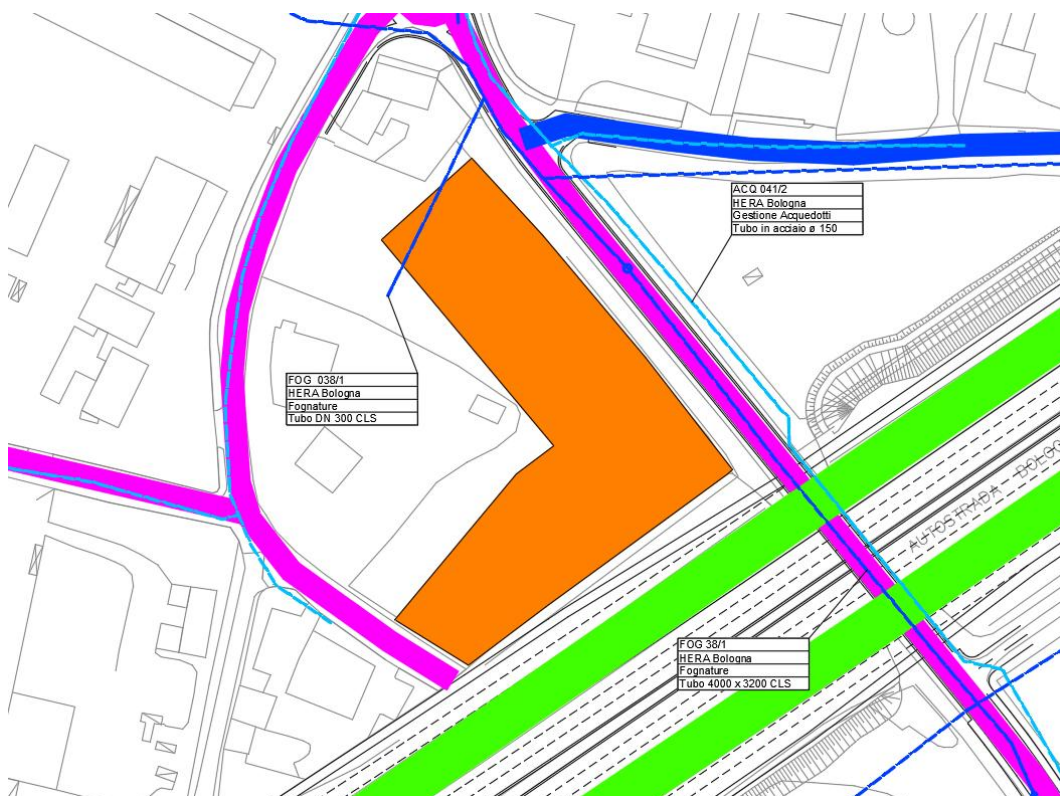


Figura 29 – Aree di supporto via Zanardi

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

7.4.7 Area di supporto via Ferrarese

L'area di supporto potrà essere allacciata alla fognatura esistente situata lungo via Ferrarese.

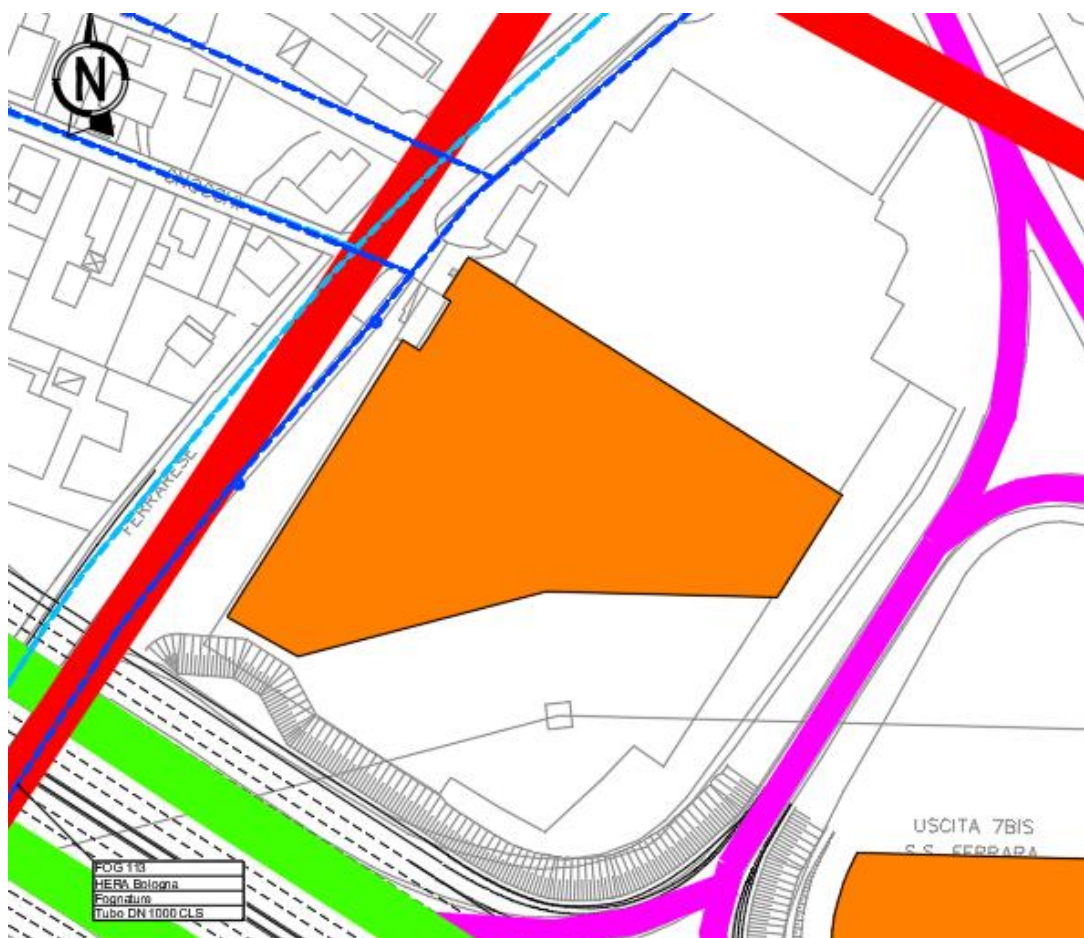


Figura 30 – Aree di supporto via Ferrarese

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

7.4.8 Area di supporto via Mattei

L'area di supporto potrà essere allacciata alla fognatura esistente situata lungo via Mattei.



Figura 31 – Aree di supporto via Mattei

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media nera decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

7.4.9 Altre aree di supporto

Per tutte le rimanenti aree di supporto, le eventuali acque reflue potranno essere provvisoriamente stoccate in opportuni serbatoi interrati che dovranno essere svuotati periodicamente ogni 7 giorni.

Il dimensionamento della rete degli scarichi civili e del serbatoio è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il volume di scarico giornaliero (V_{sg}) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_{sg}) e il numero di giorni tra due successivi svotamenti effettuati mediante autospurgo (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree si stima la presenza media di 5 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 5$;

Volume giornaliero $V_{sg} = 200 \times 5 = 1000 \text{ l}$;

Volume $V = 1000 \times 7 = 7000 \text{ l} = 7 \text{ m}^3$;

In quest'aree dovranno essere previsti serbatoi di accumulo da 7 mc.

8 Reti di adduzione idrica

La progettazione delle reti di adduzione idrica è da ritenersi a carico dell'appaltatore, nel presente documento verranno definiti i possibili punti di derivazione dalle condotte esistenti e le caratteristiche dimensionanti delle reti in oggetto.

Le nuove reti di adduzione dovranno essere realizzate mediante tubazioni in PEAD PE100 PN10.

8.1 CB101

Il dimensionamento della rete di adduzione è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 700 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 700.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta $Q = 700 \times 200 / 86400 = 1.6 \text{ l/s}$.

La richiesta idrica di acqua potabile potrà essere derivata dalla condotta esistente DN160 situata in corrispondenza della rotatoria stradale tra Via Stalingrado e Via Zambecari.

8.1 CO001

Il dimensionamento della rete di adduzione è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 10 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

La richiesta idrica di acqua potabile potrà essere derivata dalla condotta esistente DN100 situata lungo via Michelino.

8.1 CO102

Il dimensionamento della rete di adduzione è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 50 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 50.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta $Q = 50 \times 200 / 86400 = 0.12 \text{ l/s}$.

La richiesta idrica di acqua potabile potrà essere derivata dalle condotte esistenti presenti lungo via S. Donato o via Cadriano.

8.2 CO103

Il dimensionamento della rete di adduzione è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per l'area di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 40 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 40.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta $Q = 40 \times 200 / 86400 = 0.1 \text{ l/s}$.

La richiesta idrica di acqua potabile potrà essere derivata dalla condotta esistente DN63 presente lungo via S. Donato.

8.3 CO104

Il dimensionamento della rete di adduzione è legato al numero di lavoratori presenti in cantiere.

Per entrambe le aree di cantiere in oggetto è stata stimata una presenza media di 10 lavoratori corrispondente ad un numero di abitanti equivalenti (AE) pari a 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q \text{ [l/s]} = n^{\circ} \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

Per l'area a nord dell'A14 la richiesta idrica di acqua potabile potrà essere derivata dalla condotta esistente DN150 presente lungo via degli Stradelli Guelfi mentre per l'area a sud, non essendo presente nelle vicinanze alcuna rete acquedottistica, l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne.

Il calcolo del fabbisogno idrico e il dimensionamento del serbatoio di accumulo sono legati al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;

- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'area si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 1400 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In quest'area dovranno essere previsti serbatoi da 14 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

8.4 Aree di supporto

8.4.1 Aree di supporto in zona Triumvirato e via delle Birra

Per le aree di supporto in esame, non è disponibile nelle vicinanze alcuna condotta dell'acquedotto, pertanto l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne. In prossimità dell'area più a ovest è presente una condotta dell'acquedotto che, essendo interferente con il progetto, verrà dismessa.

Per ciascuna delle due aree è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 10.

Il calcolo del fabbisogno idrico e il dimensionamento del serbatoio di accumulo sono legati al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'area si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 1400 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In ciascuna area dovranno essere previsti serbatoi da 14 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.



Figura 32 – Area di supporto zona via della Birra

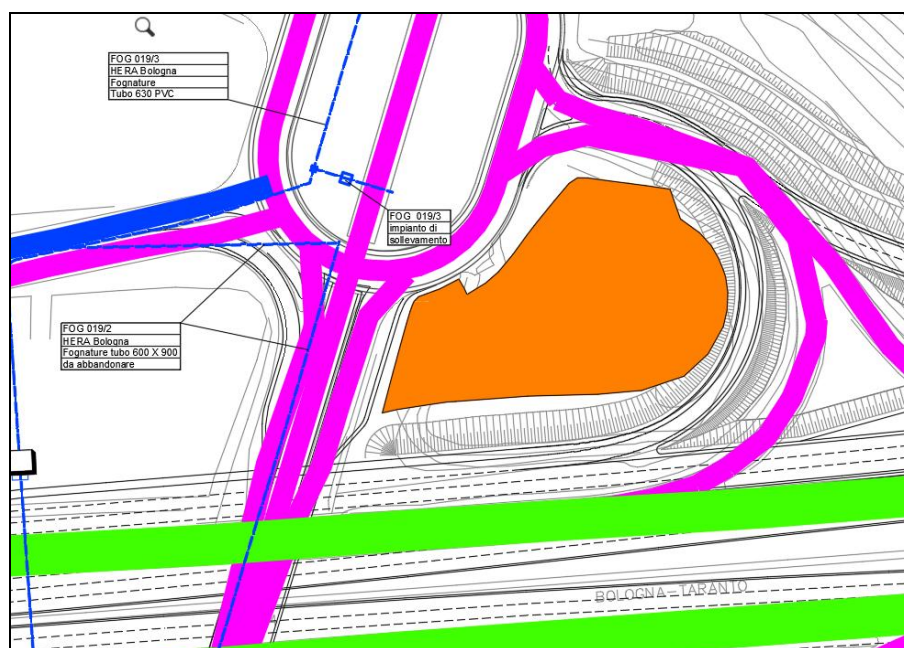


Figura 33 – Area di supporto zona via Trimvirato

8.4.2 Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviari CV76F e CV76F e cavalcavia stradale di via Benazza

Per le aree di supporto a servizio della realizzazione dei cavalcavia Ferroviari e di quello stradale lungo via Benazza potrà essere previsto l'allaccio alla condotta dell'acquedotto DN80 situata lungo via Benazza a nord e a sud dell'A14, vedasi figure seguenti. Per le aree di supporto a est della ferrovia,

difficilmente allacciabili all'acquedotto, l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne.

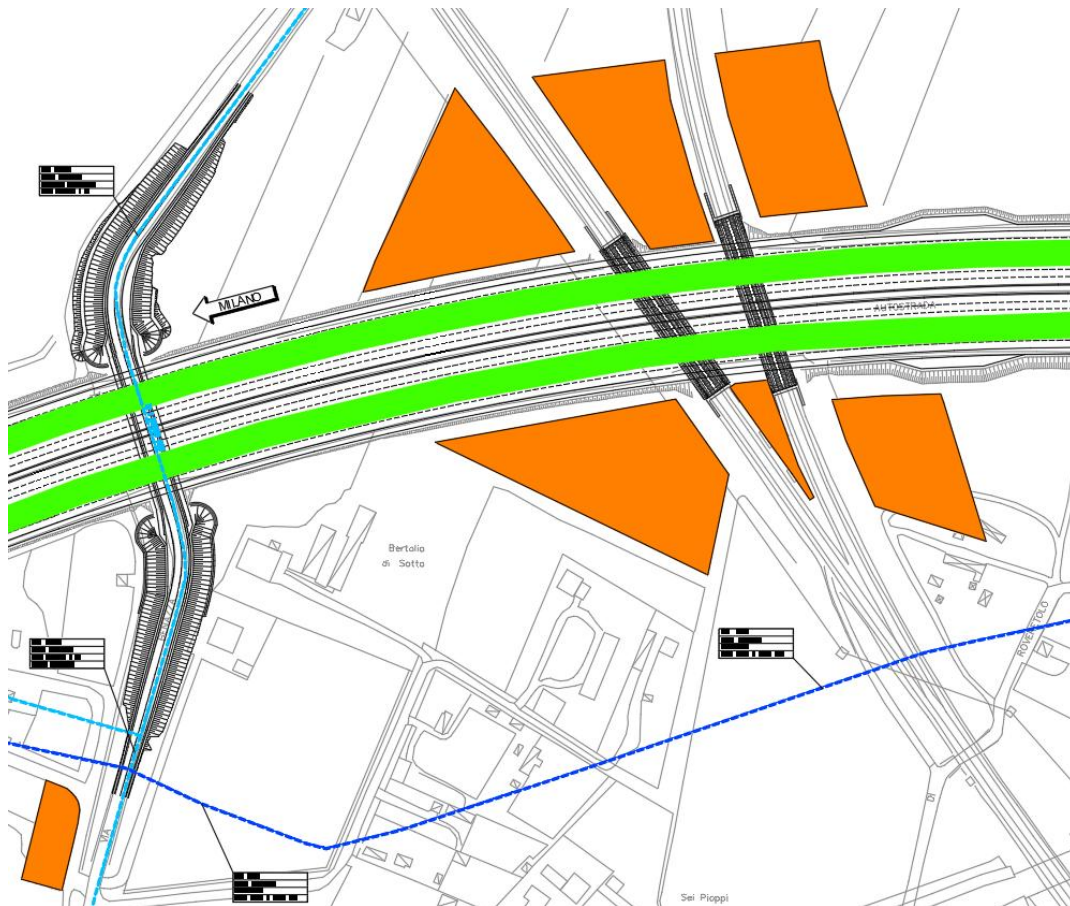


Figura 34 – Aree di supporto cavalcavia ferroviari CV76F-CV77F

Complessivamente per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 25 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 25.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q [\text{l/s}] = n^\circ \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta modesta pari a $Q = 25 \times 200 / 86400 = 0.06 \text{ l/s}$.

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($\text{AE} \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per le aree più a est si stima la presenza media di 15 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $\text{AE} = 15$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 15 = 3000 \text{ l}$;

Volume $V = 3000 \times 7 = 21000 \text{ l} = 21 \text{ m}^3$;

Considerando che per le aree a ovest potrà essere previsto l'allaccio in fognatura, per le aree a est è cautelativo prevedere serbatoi caratterizzati da un volume utile di 21 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

8.4.3 Aree di supporto per realizzazione cavalcavia ferroviario CV79F e cavalcavia stradale di via Colombo

Parte delle aree di supporto a sud dell'A14 sono facilmente allacciabili alla condotta dell'acquedotto presente nelle immediate vicinanze che corre parallela all'autostrada mentre l'area a nord potrà derivare le necessità idriche dalla tubazione che attraversa la rotatoria di Via Colombo.

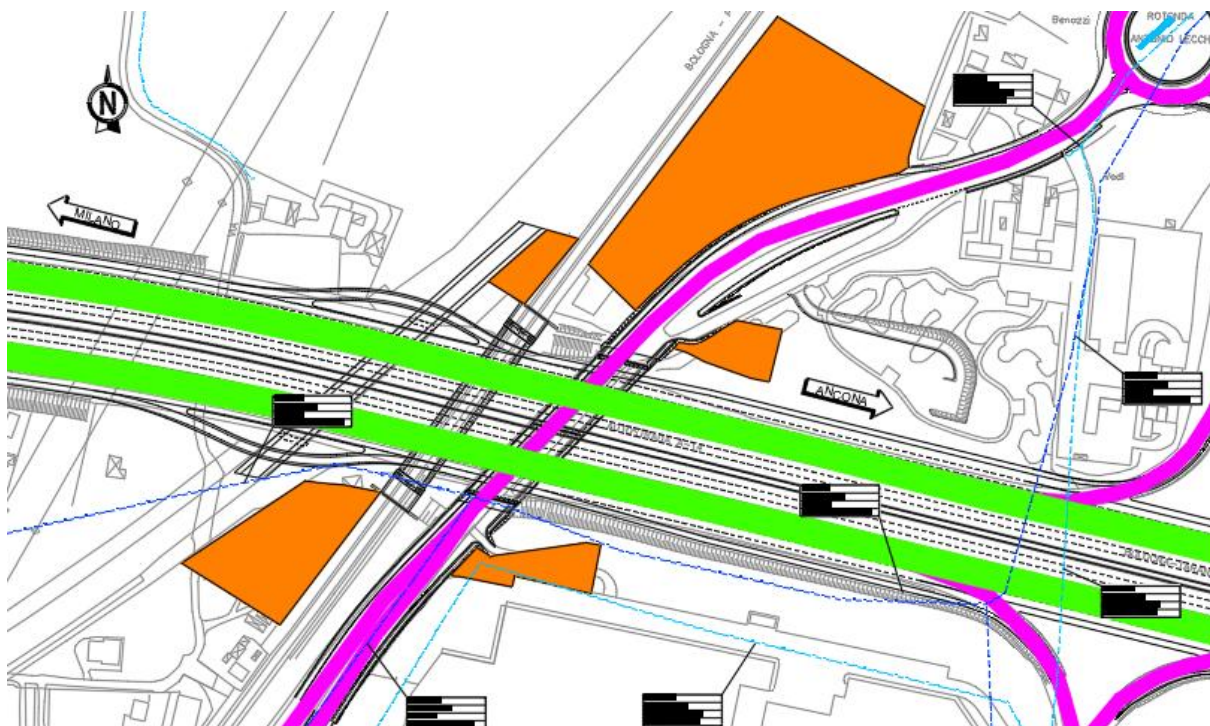


Figura 35 – Aree di supporto cavalcavia ferroviario CV79F e stradale via Colombo

Complessivamente per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 25 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 25.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q [\text{l/s}] = n^\circ \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta modesta pari a $Q = 25 \times 200 / 86400 = 0.06 \text{ l/s}$.

Le aree a sud a nord dell'A14 comprese tra i due tracciati ferroviari potranno essere attrezzate con serbatoi di accumulo alimentati settimanalmente da autocisterne.

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($\text{AE} \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti AE = 10;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 7000 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

Considerando l'estensione delle aree non servite dall'acquedotto dovranno essere previsti serbatoi caratterizzati da un volume utile di 14 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

8.4.4 Aree di supporto Interconnessione A13

Le aree di supporto in esame, essendo collocate all'interno di zone intercluse autostradali, non presentano nelle vicinanze alcuna condotta dell'acquedotto, l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne

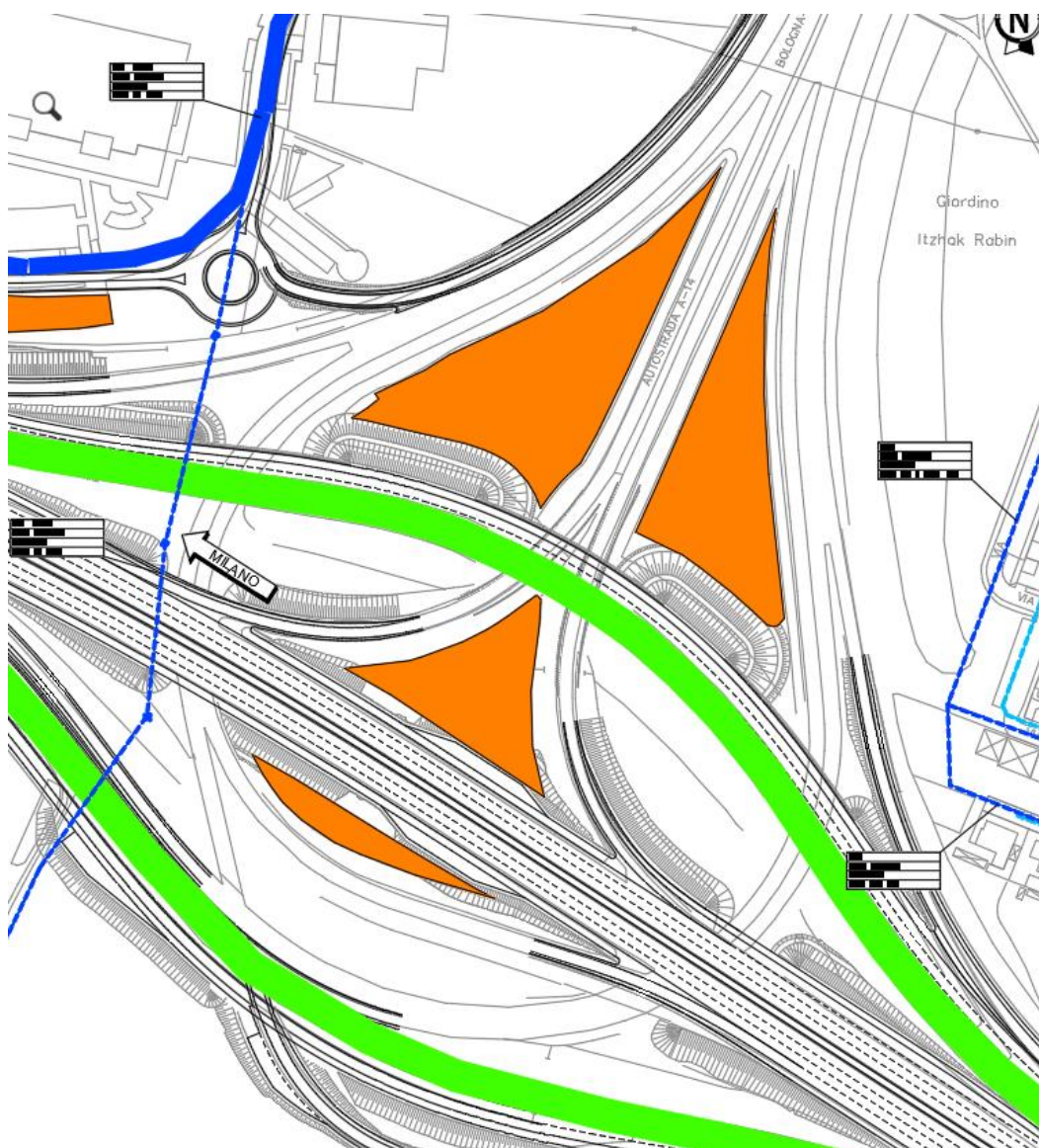


Figura 36 – Aree di supporto interconnessione A13

Per quest'aree di supporto l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne.

Il calcolo del fabbisogno idrico e il dimensionamento del serbatoio di accumulo sono legati al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per ciascuna area si stima la presenza media di 5 lavoratori, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 5$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 5 = 1000 \text{ l}$;

Volume $V = 1000 \times 7 = 7000 \text{ l} = 7 \text{ m}^3$;

Ciascuna area dovrà essere attrezzata con un serbatoio da 7 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

8.4.5 Area di supporto via del Terrapieno

Nelle vicinanze dell'area di supporto in esame non è presente alcuna rete dell'acquedotto, l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne

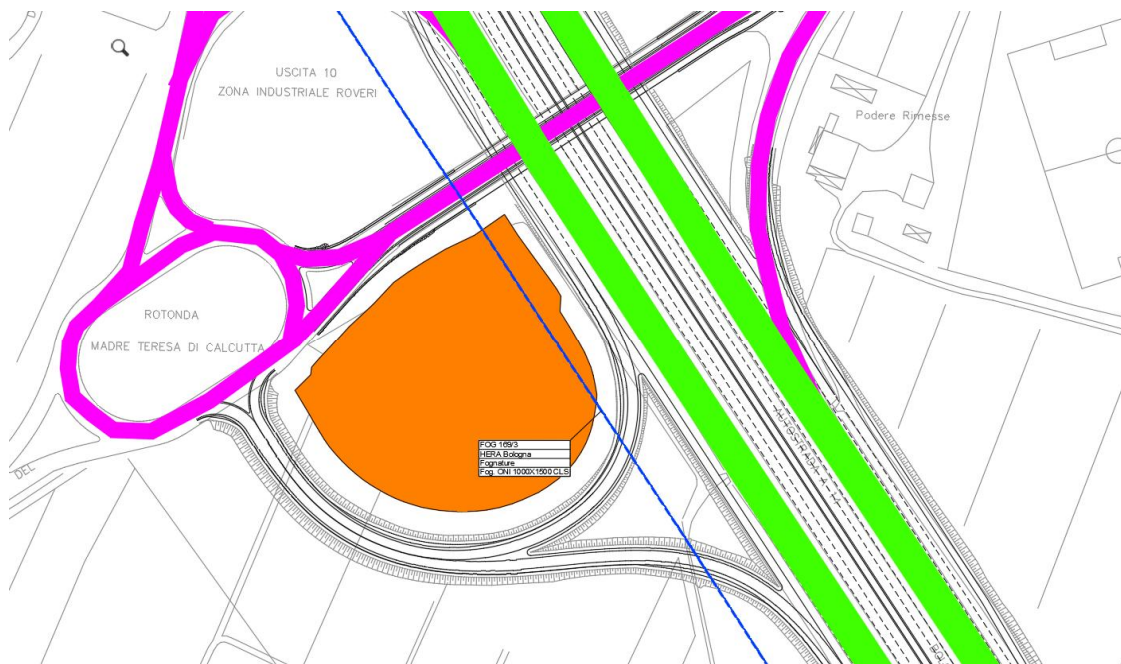


Figura 37 – Aree di supporto via del Terrapieno

Il calcolo del fabbisogno idrico e il dimensionamento del serbatoio di accumulo sono legati al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'area si stima la presenza media di 10 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 10$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 10 = 2000 \text{ l}$;

Volume $V = 2000 \times 7 = 14000 \text{ l} = 14 \text{ m}^3$;

In quest'area dovrà essere previsto un serbatoio da 14 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

8.4.6 Area di supporto via Zanardi

L'area di supporto potrà essere servita dalla condotta dell'acquedotto DN150 presente lungo via Zanardi.

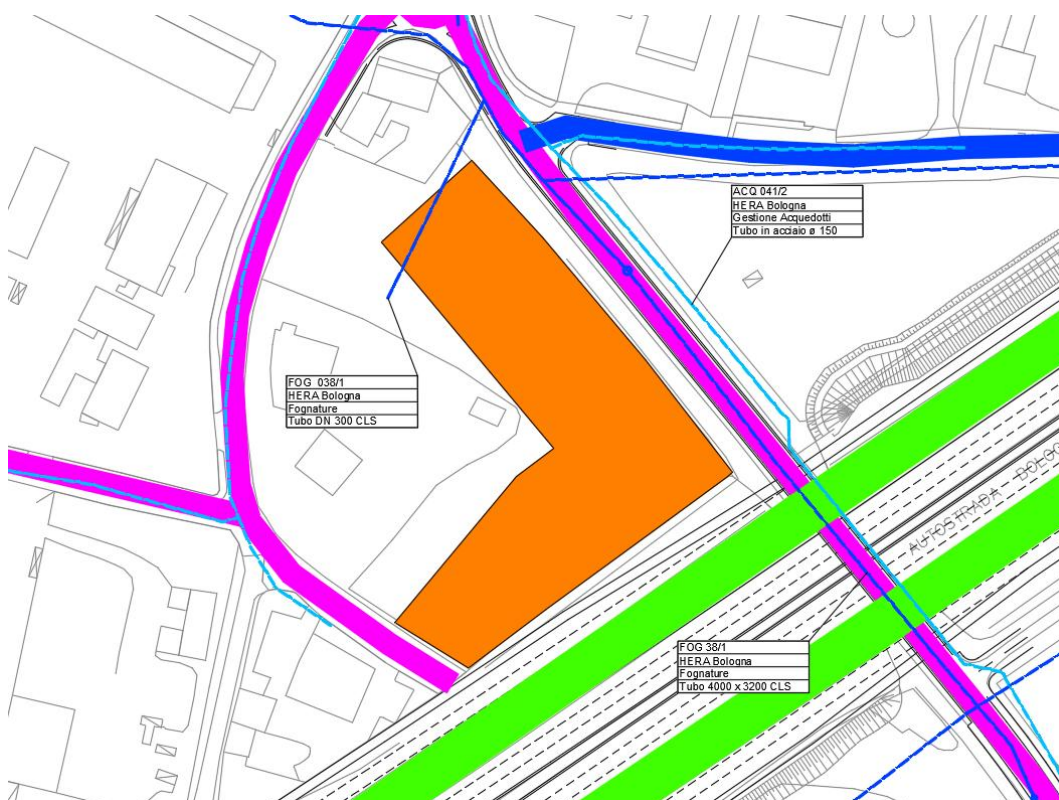


Figura 38 – Aree di supporto via Zanardi

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

- portata media $Q [l/s] = n^{\circ} AE \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 l/s$.

8.4.7 Area di supporto via Ferrarese

L'area di supporto potrà essere allacciata alla rete dell'acquedotto situata lungo via Ferrarese.

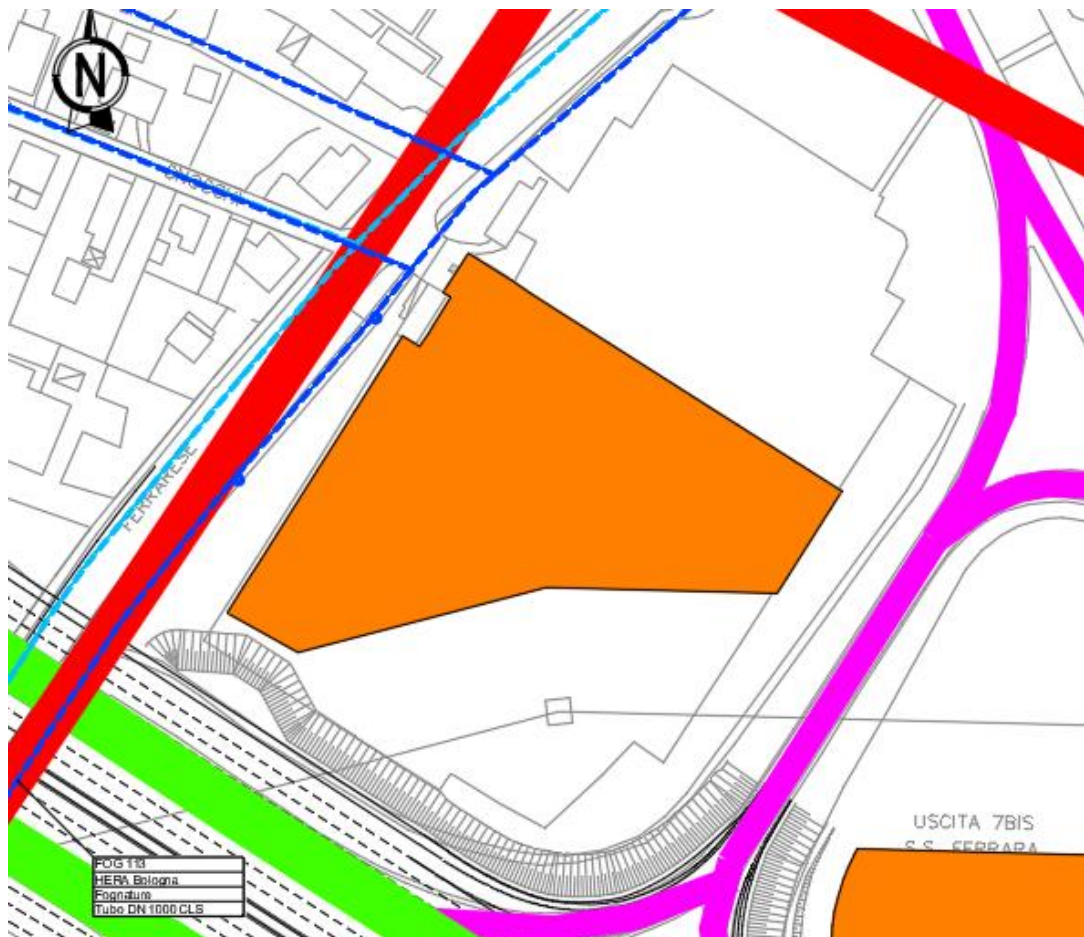


Figura 39 – Aree di supporto via Ferrarese

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 l/ab/g$;
- portata media $Q [l/s] = n^{\circ} AE \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 l/s$.

8.4.8 Area di supporto via Mattei

L'area di supporto potrà essere allacciata alla rete dell'acquedotto situata lungo via Mattei.



Figura 40 – Aree di supporto via Mattei

Per quest'area è stata stimata una presenza indicativa di 10 lavoratori corrispondenti ad un numero di abitanti di equivalenti (AE) di 10.

Adottando i seguenti criteri:

- 1 abitante equivalente (AE) ogni lavoratore;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;
- portata media $Q [\text{l/s}] = n^\circ \text{ AE} \times d / 86400$

si ottiene una portata media richiesta decisamente modesta pari a $Q = 10 \times 200 / 86400 = 0.02 \text{ l/s}$.

8.4.9 Altre aree di supporto

Per tutte le rimanenti aree di supporto l'eventuale approvvigionamento idrico sarà garantito prevedendo serbatoi interrati alimentati settimanalmente da autocisterne.

Il calcolo del fabbisogno idrico e il dimensionamento del serbatoio di accumulo sono legati al numero di lavoratori presenti in cantiere, considerando:

- 1 abitante equivalente ogni 2 lavoratori;
- una dotazione idrica media giornaliera $d = 200 \text{ l/ab/g}$;

Il fabbisogno giornaliero di acque sanitarie (V_g) è pari al prodotto tra abitanti equivalenti e dotazione idrica ($AE \times d$) mentre il volume necessario del serbatoio (V) è pari al prodotto tra il fabbisogno giornaliero (V_g) e il numero di giorni tra due successive ricariche mediante autocisterna (scelto pari a 7 giorni).

Per quest'aree si stima la presenza media di 5 lavoratori totali nel cantiere, da cui si ottiene:

Numero Abitanti equivalenti $AE = 5$;

Volume giornaliero $V_g = 200 \times 5 = 1000 \text{ l}$;

Volume $V = 1000 \times 7 = 700 \text{ l} = 7 \text{ m}^3$;

In quest'aree dovranno essere previsti serbatoi da 7 mc dotati di autoclave per consentire il rilancio dell'acqua.

9 Portate recapiti

Nella tabella seguente si riportano le portate scaricate nei ricettori dalle aree di cantiere in progetto.

		Q	Recapito
		(l/s)	-
CB101	Prima pioggia	3.00	Fognatura
	Acque meteoriche	70.00 (*)	Savena Abbandonato
CO001	Prima pioggia	3.00	Savena Abbandonato
	Acque meteoriche	56.00 (*)	Savena Abbandonato
CO102	Prima pioggia	3.00	Fognatura nera
	Acque meteoriche	18.00 (*)	Fognatura bianca
CO103	Prima pioggia	3.00	Fiume Reno
	Acque meteoriche	376	Fiume Reno
CO104 a sud AU14	Prima pioggia	3.00	Torrente Savena
	Acque meteoriche	27	Torrente Savena
CO104 a nord AU14	Prima pioggia	3.00	Torrente Savena
	Acque meteoriche	20	Torrente Savena

Tabella 21: Portate di recapito

(*) valori di portata uscenti dalle vasche di laminazione.

La portata scaricata nel canale Savena Abbandonato risulta essere particolarmente contenuta e trascurabile se paragonata alla capacità idraulica del corpo idrico ricettore. Si segnala infatti che, come prescritto da RER, lungo il Savena Abbandonato è stato previsto il rifacimento del tombino esistente di attraversamento dell'A14 incrementando notevolmente la capacità di deflusso complessiva del corso d'acqua.

Lo studio idraulico eseguito da evidenziato che nella nuova configurazione di progetto il tratto del Savena Abbandonato compreso tra l'A14 e la tombinatura di via del Gomito esclusa è in grado di convogliare, nel rispetto dei franchi idraulici di normativa, una portata di almeno 3.5mc/s valore decisamente superiore rispetto alla portata massima transitabile a pelo libero nel tombino esistente sotto l'A14 calcolata pari a 1.5mc/s. Per maggiori dettagli si rimanda al documento 111465-0001-PE-AU-IDR-GE000-00000-R-IDR0011-0.

In conclusione, gli interventi in progetto garantiscono un duplice beneficio sul corso d'acqua in esame in quanto viene incrementata la capacità di deflusso complessiva e vengono fortemente ridotti, dal punto di vista quantitativo, tutti i recapiti autostradali sia definitivi che provvisori legati all'attività di cantiere; il rispetto del limite allo scarico di 15 l/s/ha provoca una riduzione di circa un ordine di grandezza delle portate scaricate.

APPENDICE A: Tabelle dimensionamento collettori / canalette piazzali

APPENDICE A1 – Cantiere CB101

CB101 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V1

Pozzetto monte	Pozzetto valle	L	S	fi	Seq	Seq,tot	j	DN	Ks	v	t _c	i	Q _{max}	y	Gr
		[m]	[m ²]	[-]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[mm]	[m ^{1/3} /s]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m ³ /s]	[m]	[%]
PC-01	PC-02	85,0	2275	1	2275	2275	0,005	315	80	1,07	0,189	82,52	0,052	0,21	77
PC-02	PC-03	103,0	2303	1	2303	4578	0,0055	400	80	1,33	0,210	78,30	0,100	0,26	74
PC-05	PC-04	95,0	2282	1	2282	2282	0,005	315	80	1,08	0,191	82,02	0,052	0,21	77
PC-04	PC-03	61,0	1152	1	1152	3434	0,005	400	80	1,23	0,205	79,29	0,076	0,22	62
PC-03	PC-07	36,0	1141	1	1141	9154	0,002	630	80	1,06	0,220	76,65	0,195	0,41	76
PC-14	PC-13	115,0	2460	1	2460	2460	0,006	315	80	1,17	0,194	81,44	0,056	0,21	76
PC-13	PC-08	60,0	1157	1	1157	3617	0,003	400	80	0,98	0,211	78,18	0,079	0,27	79
PC-16	PC-15	85,0	2435	1	2435	2435	0,008	315	80	1,34	0,184	83,47	0,056	0,18	68
PC-15	PC-09	60,0	1165	1	1165	3600	0,003	400	80	0,99	0,201	79,99	0,080	0,28	80
PC-17	PC-10	105,0	2089	1	2089	2089	0,002	400	80	0,76	0,205	79,26	0,046	0,21	61
PC-18	PC-11	71,0	2073	1	2073	2073	0,002	400	80	0,76	0,192	81,73	0,047	0,22	62
PC-06	PC-07	18,0	670	1	670,1	670	0,002	315	80	0,59	0,175	85,56	0,016	0,13	47
PC-07	PC-08	16,0	209	1	209,4	10033	0,002	800	80	1,12	0,224	75,99	0,212	0,35	52
PC-08	PC-09	20,0	314	1	314,1	13965	0,002	800	80	1,22	0,228	75,25	0,292	0,43	63
PC-09	PC-10	20,0	272	1	272,2	17837	0,002	800	80	1,25	0,233	74,55	0,369	0,52	76
PC-10	PC-11	20,0	325	1	324,6	20250	0,002	1000	80	1,32	0,237	73,91	0,416	0,46	54
PC-11	PC-12	20,0	387	1	387,4	22711	0,002	1000	80	1,38	0,241	73,30	0,462	0,49	57
PC-24	PC-31	120,0	1340	1	1340	1340	0,009	315	80	1,23	0,194	81,46	0,030	0,12	44

PC-31	PC-21	116,0	1686	1	1686	3026	0,002	400	80	0,80	0,234	74,33	0,062	0,27	77
PC-23	PC-22	185,0	2000	1	2000	2000	0,003	315	80	0,84	0,228	75,29	0,042	0,22	80
PC-22	PC-21	125,0	1400	1	1400	3400	0,002	400	80	0,81	0,271	69,23	0,065	0,28	80
PC-19	PC-20	20,0	660	1	659,6	660	0,002	315	80	0,58	0,176	85,30	0,016	0,13	47
PC-21	PC-20	55,0	1220	1	1220	7646	0,003	500	80	1,14	0,284	67,62	0,144	0,35	80
PC-20	PC-12	30,0	575	1	575	8880	0,004	500	80	1,32	0,291	66,91	0,165	0,34	79
PC-12	VASCA V1	6,5	0	1	0	22711	0,002	1000	80	1,34	0,292	66,76	0,421	0,46	54
by-pass	VASCA LAMIN.	304,0	0	1	0	31591	0,002	1000	80	1,42	0,350	61,12	0,536	0,54	63

CB101 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V2

Pozzetto monte	Pozzetto valle	L	S	fi	Seq	Seq,tot	j	DN	Ks	v	t _c	i	Q _{max}	y	Gr
		[m]	[m ²]	[-]	[m ²]	[m ²]	[m/m]	[mm]	[m ^{1/3} /s]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m ³ /s]	[m]	[%]
PC-30	PC-25	84,0	1512	1	1512	1512	0,004	315	80	0,93	0,192	81,85	0,034	0,17	61
PC-26	PC-25	62,0	893	1	892,5	893	0,002	315	80	0,63	0,194	81,41	0,020	0,15	54
PC-25	PC-27	88,0	1323	1	1323	3728	0,002	500	80	0,87	0,222	76,27	0,079	0,26	59
PC-29	PC-28	76,0	2415	1	2415	2415	0,006	315	80	1,18	0,185	83,41	0,056	0,21	76
PC-28	PC-27	73,0	1565	1	1565	3980	0,002	500	80	0,89	0,207	78,84	0,087	0,27	63
PC-27	VASCA V2	32,0	856	1	855,8	8563	0,002	630	80	1,05	0,230	74,90	0,178	0,38	71

CB101 - Rete afferente a vasca trattamento continuo E

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	Tipo canaletta	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Area demolizione S. Donnino	7700	1	7700	0,002	15	71,99	0,1540	60	CR1	0,400	80	0,200	1,300	0,154	0,770

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Area demolizione S. Donnino	7700	1	7700	0,002	15	71,99	0,1540	80	630	0,340	64	0,151	0,987	0,153	1,022
Area dem. + rete vasca V2	8600	1	16300	0,003	15	71,99	0,3259	80	800	0,407	60	0,226	1,202	0,188	1,440

APPENDICE A2 – Cantiere CO001

CO001 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V1

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Percorso interno 1° tratto	3500	1	3500	0,004	10	87,63	0,0852	80	400	0,259	75	0,076	0,725	0,105	1,123
Percorso interno 2° tratto	5800	1	5800	0,004	10	87,63	0,1412	80	500	0,302	70	0,110	0,857	0,128	1,286
Area tot	7020	1	7020	0,002	15	71,99	0,1404	80	630	0,320	60	0,140	0,945	0,148	1,002

CO001 - Rete canalette e collettori afferenti a vasche per il trattamento in continuo

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Area D - Frantumazione (metà)	2900	1	2900	0,002	10	87,63	0,0706	60	CR1	0,220	44	0,110	0,940	0,117	0,642
Area D - Frantumazione (tot)	5800	1	5800	0,005	10	87,63	0,1412	80	630	0,243	45	0,099	0,792	0,126	1,419
Area C - Misto cementato (metà)	3475	1	3475	0,002	10	87,63	0,0846	60	CR1	0,252	50	0,126	1,003	0,125	0,672
Area C - Misto cementato (tot)	6950	1	6950	0,005	10	87,63	0,1692	80	630	0,270	51	0,114	0,846	0,135	1,486
Area B - Trattamento a calce	4550	1	4550	0,002	10	87,63	0,1108	60	CR1	0,309	62	0,154	1,118	0,138	0,717
Area B - Trattamento a calce	4550	1	4550	0,002	10	87,63	0,1108	80	630	0,276	52	0,117	0,857	0,136	0,948
Area A1 - Cumuli	5000	1	5000	0,002	10	87,63	0,1217	60	CR1	0,332	66	0,166	1,165	0,143	0,733
Area A1+A2 - Cumuli	7000	1	7000	0,002	15	71,99	0,1400	60	CR1	0,371	74	0,185	1,241	0,149	0,755
Area A1+A2 - Cumuli	-	1	7000	0,002	15	71,99	0,1400	80	630	0,319	60	0,140	0,944	0,148	1,001
Area A3 - Cumuli	5850	1	5850	0,002	10	87,63	0,1424	60	CR1	0,378	76	0,189	1,257	0,151	0,753
Area A3 - Cumuli	-	1	5850	0,002	10	87,63	0,1424	80	630	0,323	60	0,142	0,951	0,149	1,005
Area A1+A2+A3 - Cumuli (tot)	-	1	12850	0,002	15	71,99	0,2570	80	800	0,398	59	0,220	1,184	0,186	1.166

APPENDICE A2 – Cantiere CO102

CO102 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V1

Pozz. Monte	Pozz. Valle	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
1	6	2610	1	2500	0,002	10	87,63	0,0609	80	400	0,262	75	0,077	0,730	0,105	0,795
2	3	3150	1	3150	0,002	10	87,63	0,0767	80	500	0,252	58	0,089	0,751	0,118	0,862
3	6	3350	1	6500	0,002	15	71,99	0,1300	80	630	0,304	57	0,132	0,914	0,144	0,985
4	5	1800	1	1800	0,002	10	87,63	0,0438	80	400	0,206	59	0,058	0,610	0,096	0,749
5	6	1200	1	3000	0,002	10	87,63	0,0730	80	500	0,244	56	0,086	0,736	0,116	0,853
6	Vasca V1	-	1	12000	0,002	15	71,99	0,2400	80	800	0,381	56	0,209	1,149	0,182	1,148

APPENDICE A3 – Cantiere CO103

CO103 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V1

Pozz. Monte	Pozz. Valle	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
1	4	4000	1	4000	0,002	10	87,63	0,0974	80	500	0,297	69	0,108	0,844	0,127	0,906
2	3	1700	1	1700	0,002	10	87,63	0,0414	80	400	0,199	57	0,056	0,595	0,094	0,740
3	4	2000	1	3700	0,002	10	87,63	0,0901	80	500	0,280	65	0,101	0,810	0,125	0,892
4	6	8800	1	16500	0,002	15	71,99	0,3299	80	800	0,473	70	0,269	1,341	0,201	1,226
5	6	2300	1	2300	0,002	10	87,63	0,0560	80	400	0,244	70	0,071	0,691	0,103	0,786
6	Vasca V1	-	1	18800	0,002	15	71,99	0,3759	80	1000	0,434	51	0,292	1,355	0,216	1,287

APPENDICE A4 – Cantiere CO104

CO104 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V1

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Rete vasca V1	1100	1	1100	0,002	10	87,63	0,0268	80	315	0,180	66,01	0,041	0,516	0,079	0,658

CO104 - Rete collettori afferente a vasca prima pioggia V2

Cantiere	Area [m ²]	C	Sup. [m ²]	j [-]	Ttot [min]	i [mm/h]	Q [m ³ /s]	Ks	DN	Yu [m]	Yu/D (%)	A [m ²]	B [m]	Ri [m]	U=Q/A [m/s]
Rete vasca V2	800	1	800	0,002	10	87,63	0,0195	80	315	0,146	53,64	0,032	0,447	0,071	0,613

APPENDICE B – Verifiche deformazioni collettori PEAD

Verifica secondo Marston-Spangler				
Dati dimensionali del Tubo				
Diametro	DN =	315		mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8		kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000		kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato			
Dati dello scavo				
Larghezza	B =	0.700		m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60		m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto			
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto			
Peso specifico rinterro	g _t =	20		kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35		°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m =	0.70		
Angolo di supporto	2a =	0		°
Tipo di compattazione	Alta			
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000		kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0		m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _s =	16.4		
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)		Trincea larga		
Determinazione carico statico				
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271		
Coeff. di carico statico	c =	0.732		
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000		kN/m
Carico statico	Q _{st} =	3.780		kN/m
Determinazione carico dinamico				
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60			
Carico per ruota	P =	100		kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.5		
Tensione dinamica	s _z =	90.114		kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	42.579		kN/m
Carico totale	Q =	46.359		kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121		
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5		
Deformazione assoluta	Dd =	9.17		mm
Deformazione relativa %	d =	2.910		%
		Tubazione verificata		

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	315	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.700	m
Altezza sull'estradosso	H =	1.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfiacco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff.di carico statico	c =	1.103	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	6.300	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.3	
Tensione dinamica	s _z =	52.810	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	21.626	kN/m
Carico totale	Q =	27.926	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	5.52	mm
Deformazione relativa %	d =	1.753	%
		Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	400	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.700	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff.di carico statico	c =	0.732	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	4.800	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.5	
Tensione dinamica	s _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	54.068	kN/m
Carico totale	Q =	58.868	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	11.64	mm
Deformazione relativa %	d =	2.910	%
	Tubazione verificata		

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	400	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.700	m
Altezza sull'estradosso	H =	1.20	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea stretta		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	c =	1.260	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	7.057	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.25	
Tensione dinamica	s _z =	43.640	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	21.820	kN/m
Carico totale	Q =	28.877	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	5.71	mm
Deformazione relativa %	d =	1.427	%
		Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	500	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.800	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	c =	0.653	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	6.000	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.5	
Tensione dinamica	s _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	67.585	kN/m
Carico totale	Q =	73.585	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	14.55	mm
Deformazione relativa %	d =	2.910	%
	Tubazione verificata		

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	500	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E_m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.800	m
Altezza sull'estradosso	H =	1.20	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g_t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m =	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E_t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g_s =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea stretta		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K_a =	0.271	
Coeff. di carico statico	c =	1.144	
Carico idrostatico	Q_{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q_{st} =	9.150	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.25	
Tensione dinamica	s_z =	43.640	kN/m ²
Carico dinamico	Q_d =	27.275	kN/m
Carico totale	Q =	36.425	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	7.20	mm
Deformazione relativa %	d =	1.440	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	630	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.000	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff.di carico statico	c =	0.537	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	7.560	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.5	
Tensione dinamica	s _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	85.158	kN/m
Carico totale	Q =	92.718	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	18.33	mm
Deformazione relativa %	d =	2.910	%
	Tubazione verificata		

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	630	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.000	m
Altezza sull'estradosso	H =	2.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m=	0.70	°
Angolo di supporto	2a =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea stretta		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff.di carico statico	c =	1.401	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	17.659	kN/m
Determinazione carico dinamico	HT60		
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	w =	1.15	
Tensione dinamica	s _z =	25.575	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	18.529	kN/m
Carico totale	Q =	36.188	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Dd =	7.15	mm
Deformazione relativa %	d =	1.136	%
		Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler					
Dati dimensionali del Tubo					
Diametro			DN =	800	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)			SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità			E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete			Corrugato		
Dati dello scavo					
Larghezza			B =	1.200	m
Altezza sull'estradosso			H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco			Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro			g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno			j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti			m=	0.70	
Angolo di supporto			2a =	0	°
Tipo di compattazione			Alta		
Modulo di elasticità terreno			E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione			h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento			g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			Trincea larga		
Determinazione carico statico					
Coeff. di spinta attiva			K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico			c =	0.455	
Carico idrostatico			Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico			Q _{st} =	9.600	kN/m
Determinazione carico dinamico					
Tipologia di traffico (DIN 1072)			HT60		
Carico per ruota			P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico			w =	1.5	
Tensione dinamica			s _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico			Q _d =	108.137	kN/m
Carico totale			Q =	117.737	kN/m
Coeff. di sottofondo			K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita			F =	1.5	
Deformazione assoluta			Dd =	23.28	mm
Deformazione relativa %			d =	2.910	%
				Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler					
Dati dimensionali del Tubo					
Diametro			DN =	800	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)			SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità			E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete			Corrugato		
Dati dello scavo					
Larghezza			B =	1.200	m
Altezza sull'estradosso			H =	2.00	m
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfiacco			Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro			g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno			j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti			m=	0.70	
Angolo di supporto			2a =	0	°
Tipo di compattazione			Alta		
Modulo di elasticità terreno			E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione			h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento			g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			Trincea stretta		
Determinazione carico statico					
Coeff. di spinta attiva			K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico			c =	1.235	
Carico idrostatico			Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico			Q _{st} =	23.715	kN/m
Determinazione carico dinamico					
Tipologia di traffico (DIN 1072)			HT60		
Carico per ruota			P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico			w =	1.15	
Tensione dinamica			s _z =	25.575	kN/m ²
Carico dinamico			Q _d =	23.529	kN/m
Carico totale			Q =	47.243	kN/m
Coeff. di sottofondo			K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita			F =	1.5	
Deformazione assoluta			Dd =	9.34	mm
Deformazione relativa %			d =	1.168	%
				Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler					
Dati dimensionali del Tubo					
Diametro			DN =	1000	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)			SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità			E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete			Corrugato		
Dati dello scavo					
Larghezza			B =	1.500	m
Altezza sull'estradosso			H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfiacco			Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro			g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno			j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti			m=	0.70	
Angolo di supporto			2a =	0	°
Tipo di compattazione			Alta		
Modulo di elasticità terreno			E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione			h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento			g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			Trincea larga		
Determinazione carico statico					
Coeff. di spinta attiva			K _a =	0.271	
Coeff.di carico statico			c =	0.371	
Carico idrostatico			Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico			Q _{st} =	12.000	kN/m
Determinazione carico dinamico					
Tipologia di traffico (DIN 1072)			HT60		
Carico per ruota			P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico			w =	1.5	
Tensione dinamica			s _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico			Q _d =	135.171	kN/m
Carico totale			Q =	147.171	kN/m
Coeff. di sottofondo			K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita			F =	1.5	
Deformazione assoluta			Dd =	29.10	mm
Deformazione relativa %			d =	2.910	%
				Tubazione verificata	

Verifica secondo Marston-Spangler					
Dati dimensionali del Tubo					
Diametro			DN =	1000	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)			SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità			E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete			Corrugato		
Dati dello scavo					
Larghezza			B =	1.500	m
Altezza sull'estradosso			H =	2.00	m
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfilanco			Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro			g _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno			j =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti			m=	0.70	
Angolo di supporto			2a =	0	°
Tipo di compattazione			Alta		
Modulo di elasticità terreno			E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione			h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento			g _r =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			Trincea stretta		
Determinazione carico statico					
Coeff. di spinta attiva			K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico			c =	1.046	
Carico idrostatico			Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico			Q _{st} =	31.391	kN/m
Determinazione carico dinamico					
Tipologia di traffico (DIN 1072)			HT60		
Carico per ruota			P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico			w =	1.15	
Tensione dinamica			s _z =	25.575	kN/m ²
Carico dinamico			Q _d =	29.411	kN/m
Carico totale			Q =	60.802	kN/m
Coeff. di sottofondo			K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita			F =	1.5	
Deformazione assoluta			Dd =	12.02	mm
Deformazione relativa %			d =	1.202	%
				Tubazione verificata	