



Comune di Quattro Castella
Piazza Dante 1, 42020 Quattro Castella

Area Assetto ed Uso del Territorio -
LL.PP. - Ambiente

Progettazione esecutiva

Opere di urbanizzazione presso Via Falcone Loc. Roncolo

Relazione di calcolo idraulico

PROGETTISTA

Gasparini Associati

studio di Ingegneria e architettura

di Piero A. Gasparini e Ilaria Gasparini

Via E. Petrolini n.14/A 42122 REGGIO EMILIA

TEL: 0522/557508 FAX: 0522/557556

E-MAIL: edilizia@gaspariniassociati.it

P.IVA: 02532680358

Equipe:

Ing. Piero A. Gasparini

Arch. Ilaria Gasparini

Ing. Luca Bertolini

Arch. Rossana Romano

TIMBRI

TITOLO

PROGETTO ESECUTIVO

EMISSIONE

Progetto rete fognaria

Progetto esecutivo

Aggiornamento progetto esecutivo

DATA

maggio 2016

giugno 2016

febbraio 2017

SCALA

TAVOLA

R.03

REALIZZAZIONE DI UN AMPLIAMENTO DELLA RETE FOGNARIA DELLE ACQUE NERE E BIANCHE A SERVIZIO DI UN INTERVENTO DI EDIFICAZIONE RESIDENZIALE IN UN'AREA IN VIA FALCONE A RONCOLO, COMUNE DI QUATTRO CASTELLA (RE)

Sommario

REALIZZAZIONE DI UN AMPLIAMENTO DELLA RETE FOGNARIA DELLE ACQUE NERE E BIANCHE A SERVIZIO DI UN INTERVENTO DI EDIFICAZIONE RESIDENZIALE IN UN'AREA IN VIA FALCONE A RONCOLO, COMUNE DI QUATTRO CASTELLA (RE).....	1
PREMESSA	5
Criteri generali	7
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA RETE ACQUE NERE	9
Determinazione delle portate	9
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA RETE ACQUE BIANCHE.....	14
VALUTAZIONI IN MERITO ALLO SCARICO NEL RIO FORMICA	26
ALLEGATI	34
Estratto PTCP della Provincia di Reggio Emilia	35
Tabulati del programma SWMM riguardanti una simulazione eseguita con uno ietogramma stimato per una pioggia di TR = 10 anni	36
Migliori pratiche disponibili per la gestione sostenibile delle acque meteoriche in aree urbane.....	41
Brochure del sistema “Cubodrain” della Pircher	48
Verifiche statiche delle tubazioni in materiale plastico	52

PREMESSA

La presente relazione descrive i criteri adottati per il dimensionamento e la verifica dei sistemi di drenaggio delle acque nere e delle acque bianche da realizzare a servizio di una nuova urbanizzazione, approvata mediante la 49ª variante al vigente Piano Regolatore Generale (P.R.G.) del Comune di Quattro Castella in data ottobre 2015. Inoltre l'occasione di dover intervenire in questa zona ha dato modo all'Amministrazione Comunale di risolvere una situazione di criticità legata al non corretto funzionamento dell'attuale sistema di infiltrazione e smaltimento delle acque meteoriche a servizio dell'intero comparto.

L'area oggetto di nuovo intervento copre una superficie fondiaria complessiva di circa 2'290 mq, confina a sud con Via Filippo Turati, ad ovest con Via Giovanni Falcone, ad est verso Via Salvo d'Acquisto mentre a nord con dei campi coltivati ricadenti nel medesimo comune. Attualmente l'area è ineditata, circondata da insediamenti di tipo residenziale. Tale area di trasformazione è soggetta ad una attività di carattere di iniziativa privata che ha comportato la seguente riclassificazione urbanistica:

- "Zona B5 residenziale di completamento – tipo C" per mq 2'290;
- "Zona G6 per viabilità e relative fasce di rispetto" per mq 283 corrispondenti alla strada di accesso;
- "Zona G5 per i parcheggi di urbanizzazione" e "zona G2 per verde pubblico urbano e di quartiere" per complessivi mq 80.

Si prevede di allacciare, ai tratti di fognatura del nuovo intervento, gli scarichi delle acque nere e delle acque bianche del civico 1 di via Filippo Turati.

Al momento, per la loro peculiare conformazione morfologica, i terreni scolerebbero in direzione Nord-Est ed attualmente non sono drenati mediante fossi o fognature; in caso di piogge particolarmente intense le acque di ruscellamento tenderebbero ad impattare contro il muretto di contenimento dei giardini di tre villette poste lungo il lato Nord-Est dell'urbanizzazione creando, così, qualche problema di ristagni e allagamenti. Allo stato attuale l'area si può classificare come un terreno agricolo-seminativo costituito da un suolo poco permeabile ed a bassa pendenza.



Figura 1: Foto aerea della nuova area di espansione tratta da Bing Maps.

L'obiettivo della presente relazione è quello di dimensionare i nuovi tratti di fognatura pubblica che serviranno ad allacciare le reti delle acque bianche e delle acque nere, della nuova urbanizzazione, a quelle

esistenti. La particolare struttura della rete delle acque bianche esistente, per poter accogliere le acque meteoriche della nuova espansione urbanistica, necessiterebbe di una sostanziale ristrutturazione; dopo la valutazione di numerosi scenari la misura ritenuta più ragionevole è stata giudicata quella che comporterà un aumento della capacità di deflusso dell'attuale rete di drenaggio delle acque stradali, aumentando il diametro di un tratto di rete sino a ϕ_{EST} 315 mm ed un altro sino a ϕ_{EST} 400mm, e la posa di una tubazione in testata del diametro di ϕ_{EST} 315 mm. Infatti Via G. Falcone è dotata di una rete, in PVC, per il drenaggio delle acque nere e di due, sempre in PVC, per il drenaggio delle acque meteoriche: le acque bianche di raccolta delle acque stradali vengono attualmente convogliate per mezzo di tubi in PVC, di diametro esterno compreso tra 160 mm e 300 mm, in una vasca di prima pioggia (con pompa di rilancio purtroppo non funzionante) all'uscita della quale un tubo in C.A.V., di diametro pari a 500 mm, distribuisce le acque in una maglia disperdente, a forma di parallelepipedo, composta da coppie di tubi forati del diametro di 200 mm. Una seconda rete, di diametro esterno pari a 250 mm, convoglia le acque dei pluviali e dei piazzali privati direttamente nel pozzetto dove confluisce lo scarico della vasca di prima pioggia. Durante eventi di pioggia particolarmente intensi l'impianto di infiltrazione ha dato problemi di rigurgito, andando ad allagare i campi prospicienti fino a lambire un paio di abitazioni. Da questa problematica è sorta la necessità di dismettere l'attuale sistema di trincee filtranti e sostituirlo con una conduttura in PVC del diametro di ϕ_{EST} 500 mm, pari a quello di uscita dal pozzetto a valle della vasca di prima pioggia, e impostarlo in modo tale da scaricare sia le acque di dilavamento provenienti dalla nuova urbanizzazione sia quelle dell'urbanizzazione esistente nel prospiciente Rio Formica, in un tratto parallelo a via Enrico Toti. **L'intervento è stato visto come un'opportunità per collegare l'abitazione indicata in Figura 2 ad una rete di drenaggio delle acque bianche.**



Figura 2: Foto aerea dell'area dove verrà posata la condotta di scarico tratta da Bing Maps.

Anche l'attuale rete delle acque nere è composta da tubi in PVC, di diametro esterno compreso tra 160 mm e 200 mm, al termine della quale vi è una conduttura che convoglia le acque nere dell'intero comparto in un collettore fognario principale, gestito da IRETI, a nord di Via Giovanni Falcone e quasi parallelo al tratto di strada di nuova realizzazione. **Con la presente si desidera ottemperare alle prescrizioni imposte da IRETI con il parere n° 804/P protocollo RT022662-2016-A del 17/05/2016.**

Lo studio idraulico della rete delle acque bianche è stato effettuato mediante il supporto del programma SWMM vers. 5.1 (Storm Water Management Model), sviluppato e aggiornato dall'agenzia federale statunitense per la protezione dell'ambiente U.S. E.P.A. mentre la determinazione dei parametri idrologici è stata effettuata sulla base di dati di letteratura o derivanti da valutazioni in campo.

Criteri generali

Sulla base delle linee guida rilasciate del Gestore del Sistema Fognario e sulla base delle più frequenti scelte operative, le reti a servizio delle nuove lottizzazioni dovrebbero avere le seguenti caratteristiche generali:

- Le tubazioni della rete che avrà il compito di far confluire, a gravità, le acque sanitarie (acque nere) saranno in PVC con una classe minima di rigidità anulare SN8. Esse saranno posate su un letto di pietrisco 3/6 ed un idoneo rinfiango, avranno un diametro nominale minimo pari a 200 mm e una pendenza minima dello 0,5% o comunque tale da garantire una velocità di scorrimento superiore a 0,5 m/s, salvo eventuali pretrattamenti per trattenere i solidi sospesi.
- Per scelta progettuale anche le tubazioni delle acque meteoriche saranno realizzate in PVC: anche in questo caso la classe minima di rigidità anulare sarà un SN8 e le tubazioni dovranno essere posate su un letto di pietrisco 3/6 ed avere un idoneo rinfiango. Il diametro nominale minimo da adottare non dovrà essere inferiore a 300mm e le giunzioni dovranno essere capaci di sopportare una sovrappressione di almeno 0,5 m di colonna d'acqua.
- Voce di capitolato per condutture: tubi in PVC rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN 8 per condotte di scarico interrate di acque civili e industriali, giunto a bicchiere con anello in gomma, contrassegnati ogni metro con marchio del produttore, diametro, data di produzione e simbolo IIP.
- Tra i sistemi di pretrattamento dei reflui, maggiormente utilizzati nel caso di condotti fognari con pendenze tali da non riuscire a garantire la velocità minima di autopulizia, si citano le fosse settiche e le fosse Imhoff; entrambe le soluzioni sono da installare in proprietà privata prima del sifone tipo "Firenze" od equivalente. I fognoli di allacciamento d'utenza (comprensivi delle opere insistenti su suolo pubblico e delle opere interne alle proprietà) per le acque meteoriche (di dilavamento e pluviali) e reflue dei singoli lotti o utenze dovranno avere pendenze, riferite ai punti di immissione nelle reti stradali, e diametri adeguati alle esigenze del singolo lotto, generalmente non inferiori rispettivamente all'1,5 % e al \varnothing 160 mm, fatte salve esigenze diverse derivanti dai calcoli. Come verrà meglio illustrato successivamente **ogni** nuovo lotto avrà **l'obbligo** di dotarsi di un sistema di pretrattamento dei reflui.
- Tutti i pozzetti fognari saranno realizzati in calcestruzzo armato prefabbricato, monolitico o ad elementi prefabbricati sovrapponibili, con garanzia di perfetta tenuta idraulica sia nei giunti tra gli elementi che negli imbocchi delle tubazioni. Il calcestruzzo impiegato per il confezionamento di tutti i pozzetti dovrà avere una classe di esposizione almeno XA2, con particolare riferimento alla resistenza all'attacco dei solfati (cemento ad alta resistenza ai solfati) e ai copriferri. Il fondo dei pozzetti delle condutture delle acque bianche sarà profondo almeno 20/50 cm in modo da raccogliere l'eventuale materiale solido circolante nelle tubature e le guarnizioni saranno preferibilmente predisposte per ricevere l'innesto delle tubazioni. Tali pozzetti dovranno essere rivestiti internamente con vernici epossidiche con spessore minimo di 600 μ m o con malte polimeriche e dovranno rispondere alla norma specifica UNI EN 1917.
- I chiusini ed i telai di coronamento di tutti i pozzetti di ispezione saranno certificati per classe di resistenza D400 indipendentemente dal loro posizionamento. I chiusini di ispezione saranno di forma circolare di dimensione minima DN600, saranno dotati di guarnizione in elastomero con coperchio articolato e con dispositivo di bloccaggio in posizione aperta; il dispositivo di apertura non dovrà richiedere la rotazione del coperchio sulla sua sede prima del suo sollevamento. I telai di

coronamento e i chiusini di accesso ai pozzetti e ai manufatti dovranno essere preferibilmente in ghisa sferoidale, certificati a norma UNI EN 124, e presentare caratteristiche di movimentazione, maneggevolezza, facilità di posa in opera e di manutenzione, in relazione alla normativa sulla sicurezza del lavoro e dei lavoratori, in accordo e conformità anche a D. Lgs. 81/2008 e successive modifiche ed integrazioni. La luce di accesso sarà preferibilmente circolare di diametro netto DN \geq 600 mm. Telai e chiusini saranno dotati di guarnizione in elastomero nella battuta e di coperchio articolato (a rotula), bloccaggio automatico in posizione verticale e apertura a 130°. Risultano consigliabili gruppo 4 e Classe di resistenza D400 secondo UNI EN 124, fatto salvo l'adeguamento a gruppo e classe inferiore a seconda della zona di posizionamento e delle caratteristiche del servizio espletato dai dispositivi coronamento e chiusura.

- Le caditoie, le bocche di lupo e le griglie lineari per il drenaggio delle superfici stradali e ciclo-pedonali, avranno griglie e luci di superficie netta adeguate alle esigenze delle rispettive aree sottese. Caditoie e griglie dovranno risultare compatibili, per ampiezza, dislocazione, disposizione, forma e classe di resistenza, con il traffico veicolare e ciclo-pedonale della zona servita; la classe di resistenza delle griglie per caditoie posizionate a centro strada sarà D400 mentre quella di griglie posizionate ai bordi della carreggiata sarà di classe C250, come prescritto dalla norma di riferimento UNI EN 124. Per quanto possibile l'esecuzione degli allacciamenti avverrà in corrispondenza dei pozzetti di ispezione, in alternativa si dovrà prevedere l'esecuzione di innesto a sella con realizzazione di fori mediante macchina carotatrice. La pendenza minima del tratto di allacciamento sarà dell'ordine dell'1%.
- Nel caso in cui le verifiche statiche delle tubazioni (vedi allegato alla presente) non dovessero essere verificate, si prevede l'adozione di una soletta di calcestruzzo armato alta 15 cm ed armata con doppia rete ϕ 10 maglia 20 X 20 cm. Tale soletta dovrà essere realizzata ad almeno 30 cm dall'estradosso superiore della tubazione in oggetto e avrà una larghezza minima di 1 m

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA RETE ACQUE NERE

Il dimensionamento di un sistema di raccolta delle acque reflue può essere calcolato in base al numero degli Abitanti Equivalenti (A.E.) il cui computo si basa su un sistema convenzionale adatto sia per gli scarichi residenziali che per quelli assimilabili ai domestici. Il termine Abitante Equivalente indica l'unità di misura del carico organico biodegradabile convogliato in fognatura, in un giorno, dovuto alla normale attività di una particolare utenza ed è anche fondamentale per il dimensionamento e la scelta di un eventuale sistema di pretrattamento delle acque reflue, prima del loro scarico in fognatura pubblica.

Determinazione delle portate

La determinazione delle portate con le quali dimensionare la rete delle acque nere presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta di acqua della popolazione durante tutta la vita dell'opera sia perché non è facile prevedere con esattezza gli elementi che influiscono sulla portata in fogna quali, ad esempio, la percentuale di acqua distribuita che raggiunge la fogna e la ripartizione delle portate durante le varie ore del giorno.

La portata nera media è stimata secondo la seguente relazione:

$$Q_{\bar{n}} = \frac{\varphi * D * A.E.}{86400}$$

In cui:

- **φ** : indica il coefficiente di deflusso, cioè l'apporto pro-capite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto, da porsi usualmente pari a 0.8;
- **D**: stima della dotazione idrica, espressa in $l/(ab*dia)^{-1}$, in funzione della tipologia di centro abitato;
- **A.E.** indica il numero di abitanti equivalenti;

La portata nera nel giorno dei massimi consumi è data dalla relazione:

$$Q_{ng} = \frac{\phi * D * A.E.* P_g}{86400}$$

La portata nera di punta oraria nel giorno dei massimi consumi è data dalla relazione:

$$Q_{nh} = \frac{\phi * D * A.E.* P_g * P_h}{86400}$$

in cui P_g e P_h sono il coefficiente di punta giornaliero e quello orario: il primo è posto comunemente pari a 1.5 mentre il secondo risulta variabile in funzione del periodo della giornata, in genere varia da un minimo di 0.1 ad un massimo di 1.5. Il *Piano Regolatore Generale degli Acquedotti* del 1963 ha previsto per centri abitati con una popolazione da servire compresa tra i 10'000 e i 50'000 abitanti una dotazione idrica di **200 $l/(ab*dia)^{-1}$** , confermata dall'Ente gestore della rete acquedottistica. In genere si assume un coefficiente di afflusso in fognatura pari a circa l'80% (φ); il che significa che la dotazione idrica media, effettivamente convogliata in fognatura nera, viene decurtata di un 20% a causa delle perdite nella rete, di innaffiamento dei giardini, di lavaggio delle strade, ecc...

Secondo quanto riportato nella citata variante di P.R.G. e a quanto si è appreso durante i sopralluoghi effettuati:

- sono in previsione al massimo 5 unità abitative;

- attualmente sono presenti almeno 13 unità abitative.

Considerando un numero approssimato di 3 abitanti per unità abitativa si può considerare per l'intero comparto **un totale di 54 abitanti.**

La seguente tabella riassume i valori delle portate definite sulla base dei metodi di calcolo sopra citati:

Simbolo	Parametro	Formula	U. M.	Valore
$Q_{\bar{n}}$	Portata nera media	$\frac{\phi * D * A. E.}{86400}$	l/s	0.10
Q_{ng}	Portata nera di punta giornaliera	$Q_{\bar{n}} * 1,5$	l/s	0.15
Q_{nh}	Portata nera di punta oraria	$Q_{ng} * Ph_{MAX}$	l/s	0.23

Tabella 1: Valori delle portate nere per l'intera rete compresa quella in progetto.

Come da P.R.G. si assume che nel nuovo insediamento vi saranno solo scarichi di natura civile e/o assimilabile, non essendo state pianificate attività industriali con scarichi diversamente caratterizzati o attività particolarmente idroesigenti. Ove gli stessi abbiano da insediarsi ed allacciarsi al sistema fognario dovranno chiedere al Gestore le debite autorizzazioni.

In questa prima fase è necessario verificare che il collettore in uscita dalla rete riesca a sopprimere all'ulteriore apporto di portata dovuto alla nuova urbanizzazione. Dal rilievo in campagna non è stato possibile valutare la caratteristiche dell'ultimo tratto fognario prima del tratto che convoglia le acque verso il collettore fognario principale gestito da IRETI; per questo motivo si verificherà, a favore di sicurezza, l'ultimo tratto in PVC rilevato il quale ha diametro esterno pari a 200 mm e pendenza dello 0,6%. Per essere il più prudente possibile l'intera rete verrà verificata come in esercizio da molto tempo, in condizioni di tubi non nuovi, considerando una scabrezza secondo Strikler pari a $80 \frac{m^{1/3}}{s}$.

I parametri utili alla verifica di questo tubo sono i valori di velocità e di portata nelle condizioni di massimo riempimento ma sempre nelle condizioni non in pressione. Esse si calcolano dalla relazione di Chezy-Strikler, la quale descrive il moto uniforme dei canali a pelo libero:

$$V_r = K_{Strikler} * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i} = K_{Strikler} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i} = 0.81 \frac{m}{s}$$

$$Q_r = A * V_r = \left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) * K_{Strikler} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i} = 0.023 \frac{m^3}{s}$$

Considerando una portata media di progetto pari a $0.00015 \frac{m^3}{s}$, il rapporto $\frac{Q}{Q_r}$ (vedi Tabella 2) risulta circa 0.005 mentre il valore $\frac{V}{V_r}$ risulta circa 0.257. A queste condizioni il grado di riempimento risulterebbe circa del 5% mentre il valore della velocità pari a $0,21 \frac{m}{s}$; il tubo considerato risulta abbondantemente verificato ma l'esiguo valore della velocità non rispetterebbe il valore limite inferiore degli $0.5 \frac{m}{s}$ suggeriti per mantenere l'autopulizia del tratto fognario. L'intervento in oggetto, trattandosi di un estensione di una rete già esistente, si dovrà adeguare allo stato di fatto ma cercando di seguire le attuali prescrizioni imposte dall'Ente Gestore.

h/D	P/D	A/D ²	R/D	V/V _r	Q/Q _r
0,05	0,45	0,015	0,033	0,257	0,005
0,10	0,64	0,041	0,064	0,401	0,021
0,15	0,80	0,074	0,093	0,517	0,049
0,20	0,93	0,112	0,121	0,615	0,088
0,25	1,05	0,153	0,147	0,701	0,137
0,30	1,16	0,198	0,171	0,776	0,196
0,35	1,27	0,245	0,193	0,843	0,263
0,40	1,37	0,293	0,214	0,902	0,337
0,45	1,47	0,343	0,233	0,954	0,416
0,50	1,57	0,393	0,250	1,000	0,500
0,55	1,67	0,443	0,265	1,039	0,586
0,60	1,77	0,492	0,278	1,072	0,672
0,65	1,88	0,540	0,288	1,099	0,756
0,70	1,98	0,587	0,296	1,120	0,837
0,75	2,09	0,632	0,302	1,133	0,912
0,80	2,21	0,674	0,304	1,140	0,977
0,85	2,35	0,711	0,303	1,137	1,030
0,90	2,50	0,744	0,298	1,124	1,066
0,95	2,69	0,771	0,286	1,095	1,074
1,00	3,14	0,785	0,250	1,000	1,000

Tabella 2: Scale adimensionalizzate delle principali grandezze geometriche per tubi circolari.

Per il solo tratto in fase di progettazione vengono stimati 15 **abitanti** residenti e dunque:

Simbolo	Parametro	Formula	U. M.	Valore
$Q_{\bar{n}}$	Portata nera media	$\frac{\phi * D * A.E.}{86400}$	l/s	0.028
Q_{ng}	Portata nera di punta giornaliera	$Q_{\bar{n}} * 1,5$	l/s	0.042
Q_{nh}	Portata nera di punta oraria	$Q_{ng} * Ph_{MAX}$	l/s	0.062

Tabella 3: Valori delle portate nere per il tratto in progetto.

Tali valori di portata e il fatto di dover utilizzare un tubo in PVC di diametro esterno non inferiore a 200 mm, non consentono di rispettare la prescrizione degli 0,5 m/s di velocità minima in condizioni di portata media giornaliera. Non si reputa economicamente sostenibile dimensionare la rete rispettando il vincolo della velocità minima di 0,5 m/s perché risulterebbe una pendenza tale da dover posare le tubazioni ad una profondità eccessiva. Per ovviare a questo problema si è scelto di installare delle fosse Imhoff (da 6 A.E. ciascuna) in ciascuno dei tre punti di immissione degli scarichi nella rete. Queste vasche di pretrattamento hanno il pregio di trattenere il materiale solido delle acque reflue e di restituirlo chiarificato e in condizioni non totalmente settiche; con questi presupposti si è scelto di progettare la rete con una pendenza media pari allo 0,5%, come spesso viene suggerito in letteratura. Si ricorda che queste fosse Imhoff dovranno essere spurgate almeno una volta l'anno.

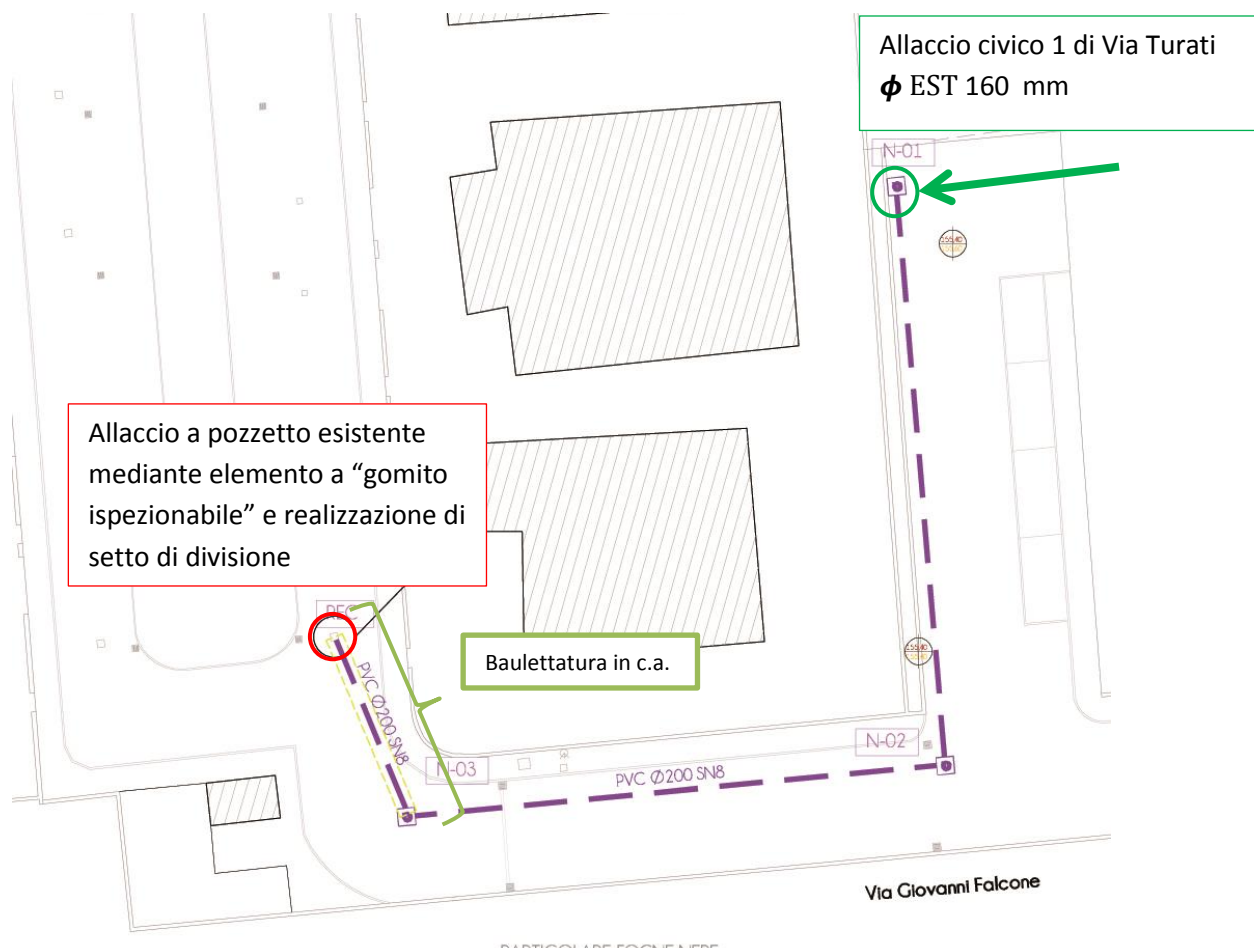


Figura 3: Ipotesi di massima del tracciato fognatura nera in progetto.

Dato che il ricoprimento sul tratto terminale della fognatura è insufficiente, ai fini delle verifiche statiche, risulta necessaria la baulettatura, con una soletta di calcestruzzo leggermente armato, per una larghezza di 1 m e una lunghezza di 11 m dal pozzetto REC ad andare verso monte. Tale pozzetto, essendo stato dimensionato con l'obiettivo di convogliare sia la rete delle acque nere che una di quelle delle acque bianche, potrebbe essere da sostituire con uno di dimensioni maggiori. La Figura 3 è utile per illustrare un possibile tracciato di massima della fognatura; è probabile che, a causa delle possibili interferenze con i sottoservizi esistenti, vi possano essere alcune variazioni non sostanziali. La maggior parte del tracciato della fognatura nera sarà situato ad un livello superiore rispetto alla fognatura delle acque bianche per specifiche ragioni progettuale; per evitare che in caso di rottura vi sia una contaminazione delle acque bianche è necessario che le due linee siano posate in parallelo ad una distanza minima di 50 cm. L'intervento prevede la realizzazione di un tratto fognario a servizio della nuova urbanizzazione con un tubo in PVC del diametro esterno di 200 mm e classe di resistenza SN8. **Nel recapito REC si intercetta sia la rete delle acque bianche sia quella delle acque nere esistenti; per evitare il mescolamento reciproco di queste acque, in ogni pozzetto dove si verifica questa promiscuità si dovrà realizzare un setto dalla base del pozzetto sino alla quota del chiusino.**

STATO DI PROGETTO

- **Tratto fognario della nuova urbanizzazione:** il tratto in testata risulterà parallelo alla vecchia provinciale, il secondo risulterà parallelo a Via Falcone mentre l'ultimo tratto scaricherà direttamente nel pozzetto REC esistente ad una quota di circa 153,328 m s.l.m. Si svilupperà per circa 71 m, con una pendenza media dello 0,5% ed un rinterro compreso tra 0,5 e 1,9 m circa.

Pozz. IN	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento inizio tubo [da quota chiusino]	Pozz. OUT	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento fine tubo [da quota chiusino]	Lungh. [m]	Pendenza media [%]	ϕ_{EST} tubo PVC [mm]
N-01	155,40	-1,718	N-02	155,67	-2,038	20,00	0,5	200
N-02	155,67	-2,138	N-03	154,40	-1,018	30,00	0,5	200
N-03	154,40	-1,018	REC	154,07	-0,740	11,00	0,5	200

Nel tratto compreso tra N-01 e N-02 verrà allacciata la tubazione di scarico proveniente dal civico 1 di Via Turati; essendo la tubazione di recapito abbondantemente sovradimensionata, essa si reputa verificata nonostante questo ulteriore apporto di reflui. A tale proposito si veda Tav.10, per il dettaglio degli allacci dei privati.

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA RETE ACQUE BIANCHE

Dal progetto del comparto esistente si deducono le seguenti categorie scolanti con le relative percentuali di superfici impermeabili.

SUPERFICI SCOLANTI	SUPERFICIE TOTALE PRESUNTA	SUPERFICIE IMPERMEABILE
Tetti	2'583 m ²	90 %
Marciapiedi	365 m ²	90 %
Strade	1'310 m ²	90 %
Parcheggi	165 m ²	50 %
Verde	3'185 m ²	30 %
TOTALE	7'608 m²	64 %

Tabella 4: Caratteristiche delle superfici scolanti del comparto esistente.

Dalle indicazioni proposte nella variante di PRG approvata, per il comparto in fase di progetto, si deducono le seguenti categorie scolanti con le relative superfici percentuali impermeabili.

SUPERFICI SCOLANTI	SUPERFICIE TOTALE PRESUNTA	SUPERFICIE IMPERMEABILE
Tetti	800 m ²	90 %
Marciapiedi	345 m ²	90 %
Strade	283 m ²	90 %
Parcheggi	494 m ²	50 %
Verde	731 m ²	30 %
TOTALE	2'653 m²	66 %

Tabella 5: Caratteristiche delle superfici scolanti del comparto in progetto

L'estensione della rete delle acque bianche, a servizio del nuovo comparto, è stata dimensionata e modellata sulla base delle condizioni al contorno offerte da quella esistente; in fase di sopralluogo non è stato possibile rilevare tutti i pozzetti della rete esistente, per cui si è dovuto simulare la geometria attuale semplificando alcuni nodi, specialmente quelli appartenenti alla dorsale non interessata futuro allaccio della fognatura in progetto.

La rete è stata sollecitata prima utilizzando uno letogramma tipo Chicago stimato sulla base di un evento di pioggia di durata di 5 ore e con Tempo di Ritorno (TR) pari a 10 anni e poi da uno con TR=20 anni, solo successivamente sono state effettuate le considerazioni che verranno esposte in seguito.

A scopo precauzionale lo scarico della rete è stato simulato considerando l'occlusione causata dal tirante idrico generato da una piena del Rio Formica di 5,00 m³/s, cioè corrispondente ad un TR inferiore a 10 anni¹, tale da generare al punto di sbocco un tirante idrico pari a circa i 2/3 della profondità dell'alveo, stimata tra il ciglio di via Toti ed il *talweg* di magra del corso d'acqua recettore.

Si stima che il lotto del civico 1 di Via Filippo Turati abbia una superficie di circa 600 m² ed un coefficiente di impermeabilizzazione prossimo al 60%. Lo scarico delle acque bianche di questo lotto, come per quello delle acque nere, andrà a recapitare in un punto compreso tra i pozzetti B-01 e B-02.

¹ La simulazione del tratto del Rio Formica interessato dallo scarico finale della rete, è stata calibrata sulla base dello studio idraulico già condotto dal Comune di Quattro Castella.

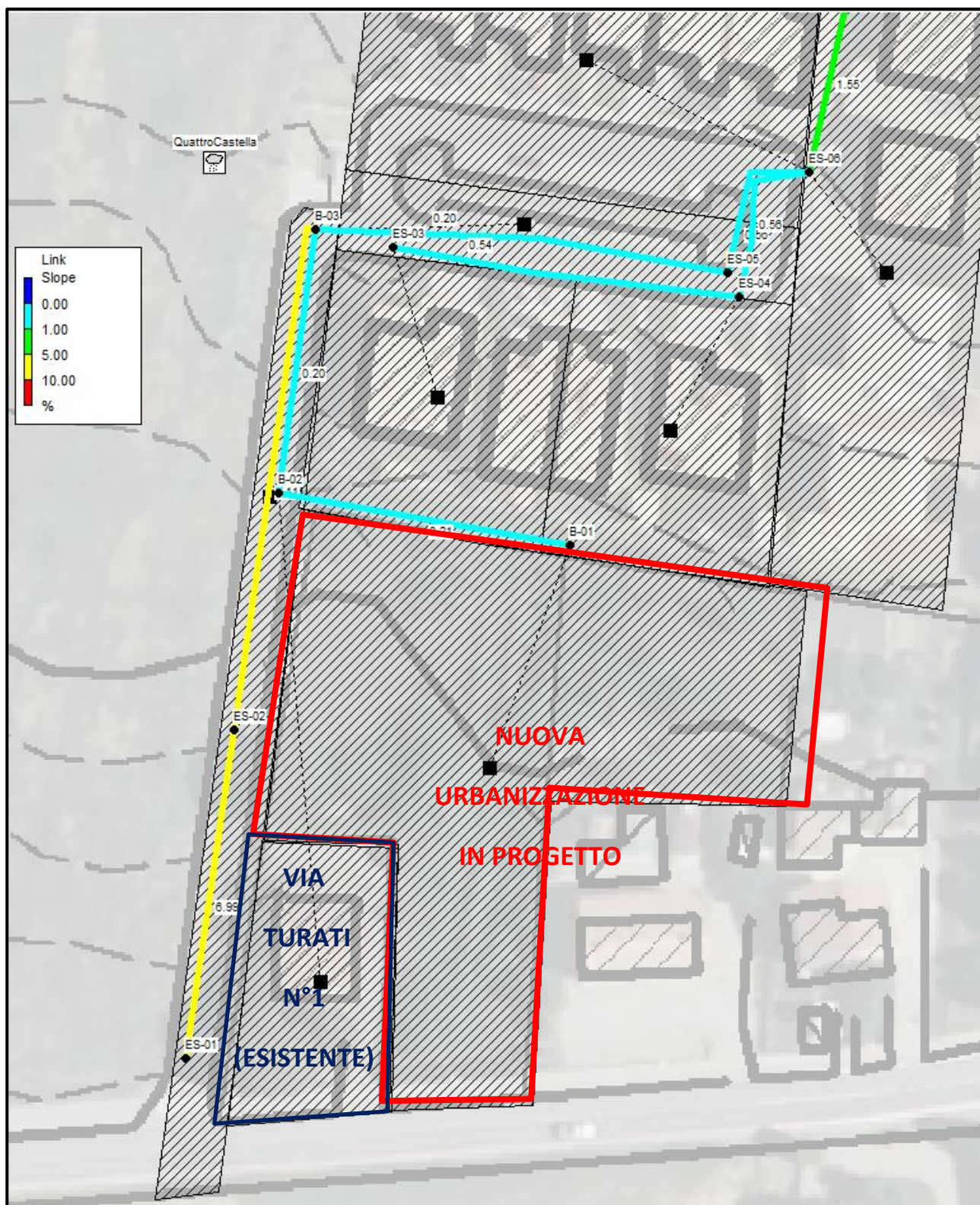


Figura 4: Rete a servizio dell'urbanizzazione esistente e di quella in progetto.



Figura 5: Condotta di scarico verso il Rio Formica.

La rete delle acque bianche dei piazzali è rappresentata dai pozzetti ES-01, ES-02, B-03, ES-05, ES-06 mentre quella dei pluviali dell'urbanizzazione esistente è schematizzata dai tubi B-03, ES-03, ES-04, ES-06. Al fine di sfruttare il nuovo allacciamento come "polmone di espansione" si prevede di posare tra i pozzetti B-01, B-02 e B-03 delle tubazioni in PVC ϕ_{EST} 315 mm e sostituire le tubazioni esistenti tra B-03 ed ES-05 con una in PVC ϕ_{EST} 400 mm. Come verrà illustrato in seguito questi accorgimenti sono sufficienti a far sì che la rete sia verificata per almeno un TR=10 anni.

In fase valutazione dei diversi scenari è stata bocciata, per ragioni di compatibilità generale e questioni tecnico-legali pregresse, la possibilità di installare in alcuni punti ritenuti strategici dei pozzetti sovradimensionati con elementi forati. Per ragioni tecnico-economiche è stata anche accantonata l'ipotesi di installare una vasca di laminazione tra i pozzetti B-01 e B-02 e/o la realizzazione di un sistema di tubazioni sovradimensionate per ottemperare alla medesima funzione.

Si ritiene comunque utile proporre qualche suggerimento per lo stoccaggio e/o infiltrazione delle acque meteoriche di ruscellamento da realizzare ipoteticamente nei lotti in progetto in proprietà privata.

I pozzetti B-01, B-02 e B-03 avranno dimensioni interne pari a 0,8 X 0,8 m, dovranno poggiare su una soletta in magrone di calcestruzzo e avranno una soletta, con chiusino d'ispezione di luce ϕ 600, di dimensioni tali da resistere a carichi stradali di 1° categoria.

La scelta di utilizzare dei pozzetti abbondantemente sovradimensionati è stata effettuata per contenere il perturbamento dell'equilibrio idraulico all'interno delle reti esistenti ma anche per ottenere delle piccole "vasche di laminazione" capaci di fungere da polmone di espansione in modo tale da contenere gli aumenti del tirante all'interno dei tubi a valle dell'immissione e mantenere così un flusso in rete compatibile con quello dello stato di fatto.

A monte di ES_6 è localizzata una stazione di sollevamento delle acque di prima pioggia, non in funzione ma utilizzata esclusivamente come vasca di accumulo e blando sedimentatore, per la quale non è stato

possibile ottenere un rilievo di dettaglio. Al momento non si prevede la riattivazione di questo dispositivo di separazione delle prime piogge ma, dovesse essere ritenuto necessario dall'Ente competente, essa potrebbe essere rimessa in funzione.

La rete delle sole acque meteoriche dal B_04 all'OUT è stata progettata e verificata utilizzando condotte in PVC SN8 del diametro esterno pari a 500 mm, nel rispetto delle prescrizioni degli enti preposti, e avrà come recapito un manufatto di scarico verso il Rio dotato di una valvola antiriflusso tipo *Clapet*. Dato che la condotta da B_04 ad OUT avrà dei chiusini grigliati, per la raccolta delle acque meteoriche, è stata calcolata una superficie fittizia (insistente in B_05) per considerare questo ulteriore apporto di portata.

Analisi idrologica-idraulica

Le modifiche di destinazione d'uso di un terreno prevalentemente naturale o agricolo provocano, a causa dell'inevitabile impermeabilizzazione del suolo, variazioni sostanziali dei parametri idraulici di riferimento (coefficiente di deflusso e tempi di corrivazione).

Il sistema di drenaggio, raccolta e smaltimento è composto da una rete di fognatura bianca in grado di raccogliere ed evacuare le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle coperture e dalle aree impermeabili. La rete fognaria delle acque bianche è stata simulata calcolando la massima portata generata e collettata nei nodi critici di ogni condotta e accettando, dove necessario, la fuoriuscita dai pozzetti rappresentata con l'utilizzo di "*Ponded Area*", ad ogni modo si è imposto un limite alle sovrappressioni all'interno dei nodi pari a 0,5 m eccetto per il nodo che indica il manufatto di regolazione in uscita dalla cassa di laminazione.

Il sistema idrografico artificiale, relativo al progetto proposto, è schematizzato in diversi bacini caratterizzati da una superficie propria e definiti in relazione alle superfici impermeabili previste o attuali. I bacini sono stati determinati sulla base dello stato della pianificazione urbanistica definitiva dell'area e in base alle linee dei collettori già presenti. A valle del pozzetto B_04, infatti, è stato realizzato un sistema di dispersione sub-superficiale delle acque meteoriche del comparto esistente; dato che in passato questo sistema ha dato seri problemi di drenaggio si è pensato di sostituire le condutture esistenti e di creare un unico collettore che scarichi le acque dell'intero comparto nel rio.

Lo studio idrologico e idraulico si è svolto secondo le seguenti fasi:

- Individuazione dei bacini tributari per ogni tratto fognario, definizione dell'uso del suolo previsto con particolare attenzione alle caratteristiche di permeabilità del territorio;
- Valutazione delle sollecitazioni pluviometriche che possono interessare l'area in esame;
- Valutazione della risposta idrologica della rete precedentemente dimensionata e verifica del sistema di drenaggio complessivo in termini di portate, velocità e volumi di deflusso in funzione della sollecitazione piovosa considerata;
- Definizione delle portate transianti nella rete di drenaggio e verifica delle condizioni di scarico.

I risultati delle verifiche hanno consentito di calibrare, e quindi meglio interpretare, le soluzioni tecniche da adottare per il progetto esecutivo della rete di drenaggio delle acque bianche superficiali.

L'analisi idrologica ha lo scopo di definire le portate di pioggia che si possono prevedere in funzione di un determinato tempo di ritorno e a una fissata durata dell'evento di pioggia.

La stima degli afflussi/deflussi è stata realizzata utilizzando come parametro di calcolo il metodo *Curve Number* elaborato dal *Soil Conservation Service (USA)*, questo metodo ricava l'altezza di pioggia efficacemente defluita nel bacino in funzione del tipo di suolo, della capacità di immagazzinamento e dalle

condizioni dello stesso prima dell'evento. L'analisi è stata fatta analizzando i tempi di ritorno delle piogge ed il coefficiente di deflusso, dipendente dalla permeabilità e dall'uso del terreno, e da qui si sono determinati i valori massimi della portata istantanea al colmo. La determinazione della portata al colmo col metodo afflussi/deflussi deve avere come input l'altezza di pioggia ricavata dall'elaborazione statistica dei dati pluviometrici. Per semplificare i calcoli idrologici si è scelto di fare riferimento ad uno ietogramma tipo Chicago, ricavato sulla base dei dati raccolti dai tecnici IRETI, che fa riferimento ad una stazione pluviometrica in prossimità del comune di Quattro Castella.

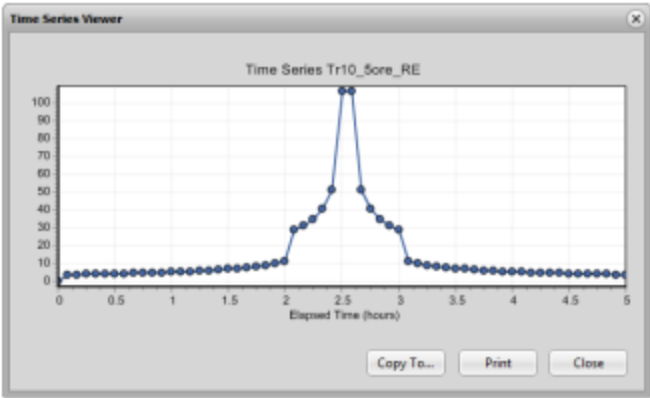


Figura 6: Ietogramma tipo Chicago TR10, 5 ore e centrato.

E' stata utilizzata una Curva di Possibilità Pluviometrica desunta dall'elaborazione statistica delle serie dei massimi delle altezze di pioggia registrate nel territorio del Comune di Quattro Castella per un Tempo di Ritorno di 10 anni dato che utilizzando una curva per un TR=20 anni la fognatura non sarebbe stata mai verificata.

T=10 anni

Chicago Quattro Castella		
Tr=	10	anni
θ=	5	h
Δt=	5	min
K=	0.5	-
Ts=	1,000	h
Rp=	75	%
Parametri delle curve di prob. pluviometrica		
a=	42,00	mm/h
n=	0,558	-
a=	36,00	mm/h
n=	0,295	-

Figura 7: Valori a ed n della CPP per un Tr=10 anni

Per la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (d) dell'evento di pioggia in funzione del tempo di ritorno (Tr) è stato necessario individuare la legge probabilistica che meglio si adatta alla serie storica del campione analizzato. Generalmente, per le elaborazioni statistiche dei dati di pioggia, la distribuzione che meglio interpreta le serie storiche risulta essere quella di Gumbel, descritta dall'espressione:

$$h = a(T) * t^{n(T)}$$

Il simulatore numerico

La simulazione idraulica per la determinazione delle portate defluenti nelle sezioni di chiusura delle aree scolanti è stata effettuata con il già citato modello SWMM che descrive quantitativamente la trasformazione delle piogge in deflussi superficiali sull'area di bacino imbrifero e quindi in correnti idriche che confluiscono e si propagano lungo i collettori, considerando di definire le portate nella configurazione di progetto in funzione della durata di pioggia e del tempo di ritorno.

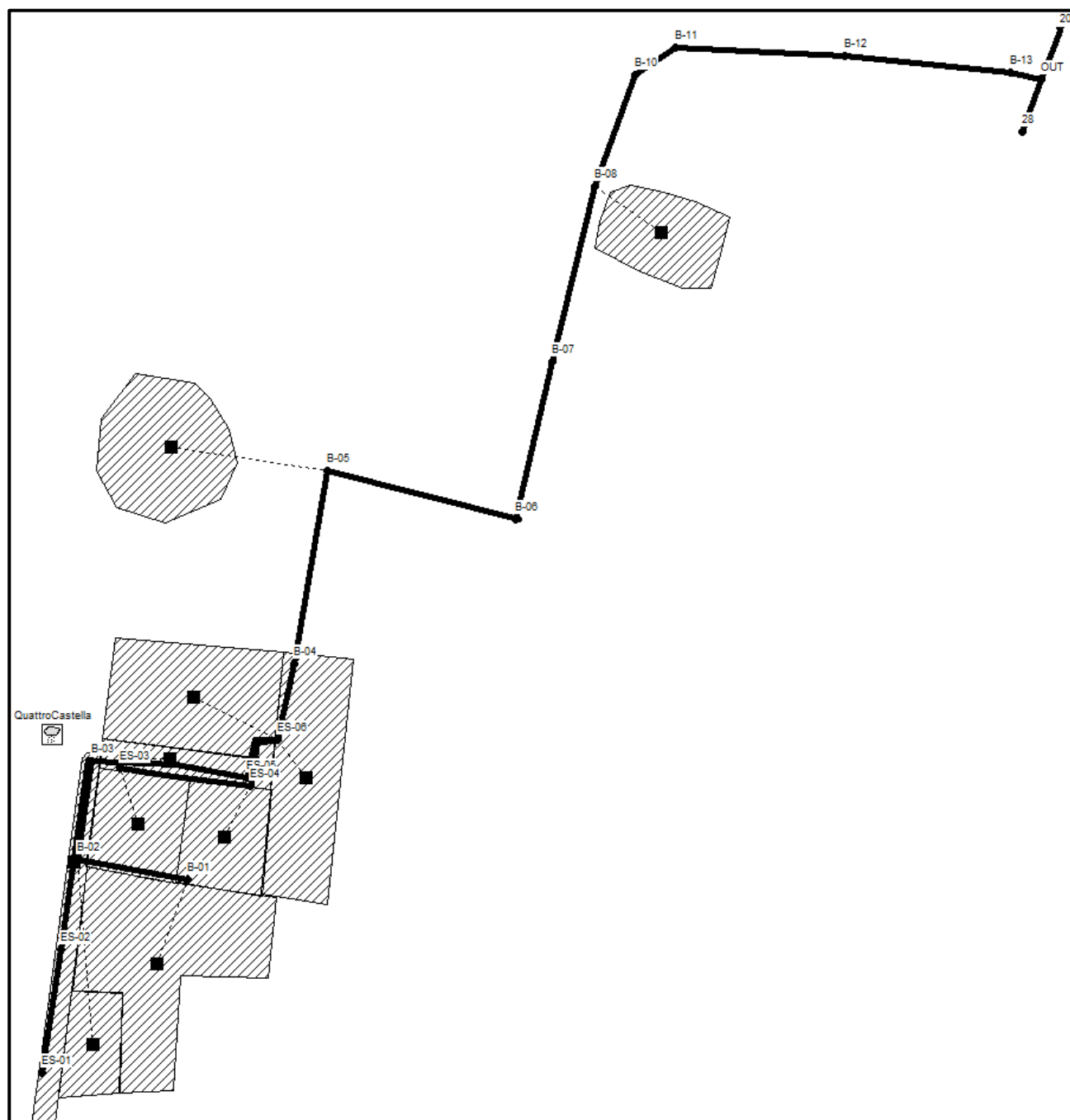


Figura 8: Rappresentazione della rete di drenaggio delle acque bianche.

Matematicamente il processo è rappresentato dalla soluzione di un sistema di equazioni differenziali che governano il bilancio della massa liquida (equazione di continuità) e della corrispondente energia meccanica (equazione del moto) tanto per il deflusso che si sviluppa come lama d'acqua fluente sulla superficie di una area elementare, per effetto della saturazione del suolo e del superamento della sua

capacità di infiltrazione, quanto del deflusso che si sviluppa come corrente essenzialmente monodimensionale in ciascuno dei tronchi elementari costituenti la rete drenante. Oltre tali equazioni differenziali, il modello impone contemporaneamente, attraverso successive formule, le condizioni al contorno, ed in particolare l'identità del livello in tutti gli estremi dei canali che connettono lo stesso nodo. Le condizioni iniziali nel reticolo sono, invece, calcolate sulla base delle condizioni al contorno che riguardano i riceventi e della portata iniziale in ogni tratto.

Per quanto riguarda il deflusso di superficie, il programma considera ogni area elementare, utilizzata per la schematizzazione dell'intero bacino, come un serbatoio non lineare con un singolo ingresso, che rappresenta le precipitazioni, e con più uscite, che rappresentano rispettivamente l'infiltrazione, l'evaporazione ed il deflusso superficiale. È quest'ultima la componente maggiormente rappresentativa nel caso presente.

La capacità del serbatoio non lineare rappresenta la capacità massima d'accumulo sulle superfici del bacino, fornita principalmente dai micro e macro avvallamenti delle superfici e dal velo d'acqua presente sulle superfici bagnate, d'altezza variabile durante l'evento di pioggia.

Nella logica del modello il deflusso superficiale ha inizio solo quando il volume d'acqua nel serbatoio supera la capacità d'accumulo superficiale, mentre l'infiltrazione (solo nella porzione permeabile della superficie) e l'evaporazione riducono continuamente il volume d'acqua accumulato nel serbatoio.

L'infiltrazione è modellata secondo il metodo di *Horton*. Nei casi in cui l'infiltrazione e l'evaporazione siano potenzialmente superiori alla precipitazione, il deflusso è ovviamente nullo. Nel caso in esame si sono osservati tempi di pioggia con durate differenti, dai 15 minuti fino alle ventiquattro ore, e fissato l'intervallo temporale di calcolo della simulazione complessivamente in 24 ore con pluviogramma di ingresso di tipo triangolare. I parametri che occorrono fissare per la simulazione idrologica, e quindi per la determinazione delle portate generate, sono i seguenti:

- Caratteristiche fisiche e morfologiche dell'area sottesa (superfici impermeabili, aree verdi, strade ecc), che consentono di stimare le perdite e i coefficienti di deflusso, attraverso il metodo CN (caratteristiche del tipo di suolo);
- Ietogrammi di ingresso;
- Il metodo di analisi afflussi/deflussi (metodo *dell'onda Cinematica*).

Come anticipato, per la determinazione delle principali perdite idrologiche come evapotraspirazione, infiltrazione ed immagazzinamento nelle depressioni superficiali, è stato utilizzato il metodo di *Horton*. Questo modello si basa sulla semplificazione concettuale dei processi idrologici per cui si ha formazione di deflusso superficiale quando l'intensità di precipitazione è maggiore della velocità di infiltrazione (meccanismo *Hortoniano* o saturazione dall'alto) secondo la seguente formula:

$$f_{(t)} = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

Dove:

- $f_{(t)}$ = velocità di infiltrazione al tempo t ;
- f_c = velocità di infiltrazione in condizioni di saturazione;
- f_0 = velocità di infiltrazione all'inizio della precipitazione;
- K = costante che rappresenta la riduzione della velocità di infiltrazione nel tempo.

attribuisce ad ogni singola porzione di superficie, un valore adimensionale che ne caratterizza la risposta idrologica del suolo in funzione delle sue caratteristiche di permeabilità, d'uso e di copertura al fine di stimare il coefficiente di deflusso medio.

Il metodo consiste essenzialmente di due parti: nella prima si stima il volume del deflusso risultante da una pioggia, nella seconda si determina la distribuzione nel tempo del deflusso e la portata al colmo.

Il tempo di corrivazione o concentrazione, caratteristico del bacino, è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per i bacini urbani il tempo di corrivazione t_c è descritto dalla somma di due termini:

$$t_c = t_r + t_p$$

- t_r rappresenta il tempo di ruscellamento ovvero il tempo che la particella d'acqua impiega per raggiungere la sezione di chiusura del sottobacino di riferimento;
- t_p rappresenta il tempo di percorrenza ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di controllo.

Il tempo di ruscellamento è d'incerta determinazione, variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto con valore minimo di 5 minuti che dai risultati e studi condotti su superfici stradali risulta adeguato a rappresentare il fenomeno di scorrimento delle gocce d'acqua sulla piattaforma. Al fine di simulare l'apporto d'acqua dei chiusini grigliati, dal B-04 verso OUT, è stata computata una superficie fittizia tale da compensare un ragionevole apporto in ingresso alla fognatura.

Stato di progetto

L'intervento prevede la realizzazione di un tratto fognario a servizio della nuova urbanizzazione e la sostituzione e prolungamento del tratto che dal pozzetto B_04 conduce allo scarico OUT nell'alveo del Rio Formica:

- **Tratto fognario della nuova urbanizzazione:** il tratto in testata risulterà parallelo alla vecchia provinciale mentre il secondo risulterà parallelo a Via Falcone è il ramo fognario parallelo alla posto a nord della lottizzazione, è compresa tra pozzetti B_01 e B_03 e scaricherà direttamente nel pozzetto B_03, che sostituisce l'esistente, ad una quota di circa 153,328 m s.l.m. Si svilupperà per circa 76 m, con una pendenza media dello 0,2% e sarà realizzato con tubazioni di diametro ϕ_{EST} 315 mm.

Pozz. IN	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento inizio tubo [da quota chiusino]	Pozz. OUT	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento fine tubo [da quota chiusino]	Lungh. [m]	Pendenza media [%]	ϕ_{EST} tubo PVC [mm]
B_01	155,44	-2,090	B_02	155,67	-2,410	24,00	0,2	315
B_02	155,67	-2,410	B_03	154,40	-1,200	30,00	0,2	315
B_03	154,40	-1,200	ES_05	154,070	-0,980	11,00	0,2	400

- **Collettore di scarico:** è il ramo fognario posto a nord della lottizzazione, è compreso tra pozzetti B_04 e OUT e scaricherà nel Rio Formica mediante un tubo di diametro ϕ 500 mm in PVC a circa 35 cm dal fondo dell'alveo inciso, si svilupperà per circa 390,00 m con una pendenza media compresa

tra lo 0,5% e il 3,5% del primo tratto. Il tratto compreso tra B_04 e il B_06 è quello interessato dalle vecchie tubazioni del precedente sistema di drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche; esse dovranno sostituite con le condotte in progetto come dagli schemi in allegato.

Pozz. IN	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento inizio tubo [da quota chiusino]	Pozz. OUT	Quota chiusino [m s.l.m.]	Quota scorrimento fine tubo [da quota chiusino]	Lungh. [m]	Pendenza media [%]	ϕ_{EST} tubo PVC [mm]
B_04	153,280	-2,350	B_05	150,579	-1,600	56,00	3,5	500
B_05	150,579	-2,500	B_06	149,832	-1,987	47,60	0,5	500
B_06	149,832	-4,096	B_07	147,703	-2,238	50,00	0,5	500
B_07	147,703	-3,238	B_08	146,501	-2,332	60,57	0,5	500
B_08	146,501	-2,382	B_10	145,693	-1,793	45,10	0,5	500
B_10	145,693	-1,843	B_11	145,491	-1,717	16,00	0,5	500
B_11	145,491	-1,767	B_12	145,189	-1,720	51,70	0,5	500
B_12	145,189	-1,770	B_13	144,480	-1,306	50,00	0,5	500
B_13	144,480	-1,306	OUT	Scarico a 35 cm dal fondo		6,50	0,5	500

Lo scarico della rete fognaria terminerà con una tubazione fornita di una valvola antiriflusso tipo *Clapet*, il manufatto sarà costruito in modo tale che il tratto terminale della rete sarà orientato di circa 45° in direzione della corrente; inoltre sarà presumibilmente necessario rivestire il fondo e le sponde del corso d'acqua con una scogliera in massi lunga almeno 10 m a valle e 5 a monte. La scogliera dovrà essere realizzata con pietrame calcareo di cava, di peso maggiore ai 300 Kg, e gli interstizi tra un elemento e l'altro dovranno essere intasati con calcestruzzo di classe di esposizione XC2.

Simulazione numerica dello stato di progetto (TR=10 anni)

Il modello *SWMM* utilizza un numero elevato di parametri idrologici e idraulici, distribuiti su ogni sottobacino e collettore drenante; i loro valori numerici dovrebbero essere assegnati sulla base del confronto tra il valore delle grandezze misurate (portate o livelli) in alcuni tratti della rete ed il valore delle medesime grandezze ottenuto come risultato del modello di simulazione con riferimento ad uno o più eventi di pioggia reali monitorati. Sulla base di alcuni dati citati in letteratura si è scelto di utilizzare nel modello *SWMM* i seguenti valori dei principali parametri:

- **lama d'acqua di detenzione superficiale su suolo impermeabile (mm):** 2,0 costante per tutti i sottobacini;
- **lama d'acqua di detenzione superficiale su suolo permeabile (mm):** 5,0 costante per tutti i sottobacini;
- **coefficiente di scabrezza secondo Manning su suolo impermeabile ($m^{-0,33} s$):** 0,011 costante su tutti i sottobacini;
- **coefficiente di scabrezza secondo Manning su suolo permeabile ($m^{-0,33} s$):** 0,1 costante su tutti i sottobacini.

Oltre a fissare i parametri interni di calibrazione del modello di infiltrazione si sono fatte alcune ipotesi fisiche, di seguito riportate, sulla condizione della rete esaminata:

- le condotte della rete sono state considerate pulite, senza nessun tipo di ostruzione e intasamento e quindi in un perfetto stato di manutenzione;
- la rete di scarico avrà pendenza media dello 0,50%;
- lo svuotamento avverrà a gravità con tubazione di scarico di diametro ϕ_{EST} 500 mm;
- le condizioni di valle nei punti di uscita dal sistema sono quelle di moto uniforme.

Il metodo di calcolo utilizzato, per l'implementazione del modello, è il *Dynamic Wave*, ossia definizione dei parametri idraulici della rete in moto vario e quindi tenendo conto sia degli effetti di laminazione che delle condizioni di monte e valle dinamiche in ogni nodo della rete.

Il modello *SWMM*, calibrato secondo le possibilità concesse dalle informazioni preliminari disponibili, è applicato per il calcolo degli idrogrammi delle piene di riferimento, corrispondenti ai tempi di ritorno di 10 anni. Alla base di tale determinazione si assume che il tempo di ritorno degli eventi estremi di pioggia corrisponda a quello degli eventi estremi di portata.

Seguendo le metodologie sopra esposte, sono stati stimati gli idrogrammi defluenti da ciascun sottobacino per tutti gli eventi pluviometrici assegnati e quindi la portata in transito istante per istante in ogni collettore ed il carico piezometrico all'interno di ciascun nodo della rete.

Nelle pagine seguenti verranno riportati gli idrogrammi delle portate in uscita allo scarico di recapito ed il profilo di rigurgito delle condotte principali nell'istante di massimo riempimento. Si riportano alcuni grafici riguardanti le pressioni all'interno di alcuni nodi critici e i tabulati del programma *SWMM*.

Dai grafici e dai tabulati che seguiranno risulta che la rete, specialmente durante il culmine dell'evento di pioggia simulato, è calibrata per sopportare un evento di pioggia derivante dallo ietogramma di progetto considerato. In alcuni casi la sovrappressione ai nodi potrà sfiorare i 50 cm di colonna d'acqua imposti come valore limite ma ciò non deve destare preoccupazioni in quanto la rete è stata dimensionata a partire da dei valori di progetto molto severi e quindi è comprensibile che in alcuni nodi si possano avere leggeri sovraccarichi, come accade nel nodo B_03 ma senza comportare degli allagamenti.

La rete di drenaggio dimensionata è finalizzata ad accogliere le acque meteoriche stimate sulla base delle superfici ipotizzate ed in ottemperanza alle condizioni al contorno definite in fase di progetto. E' dunque vietata l'immissione in rete di ulteriori apporti d'acqua

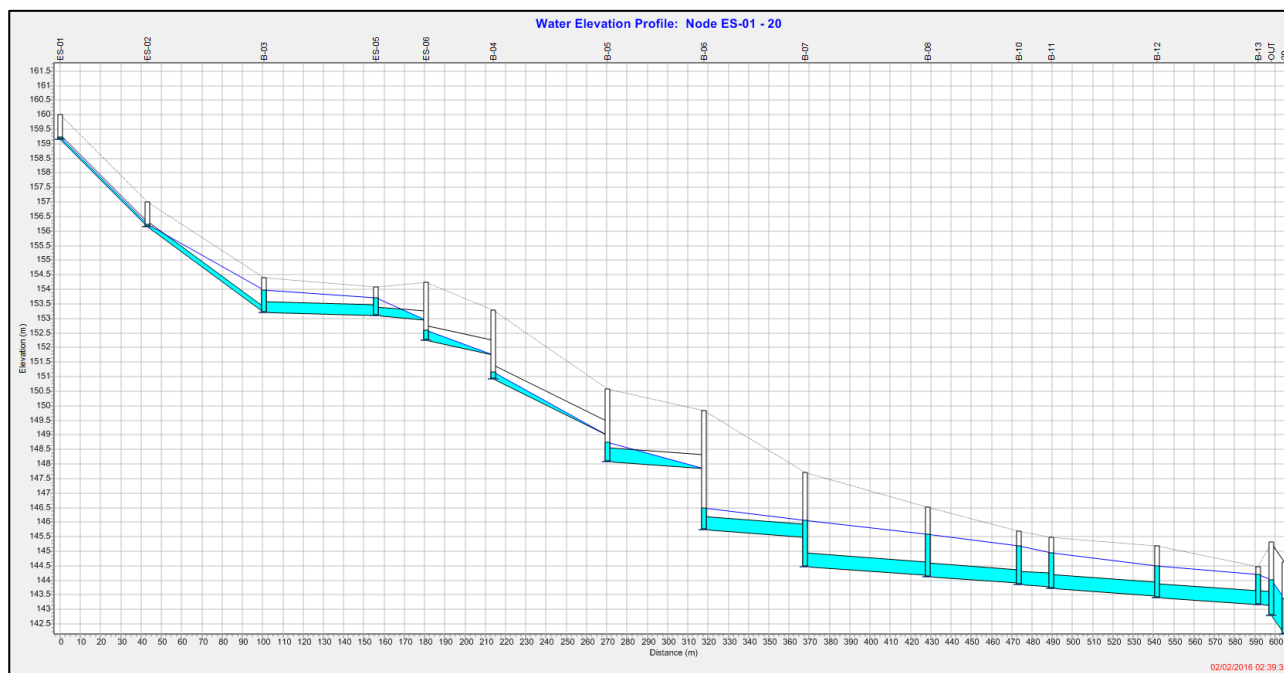


Figura 9: Profilo di rigurgito del da ES_01 al tratto del Rio Formica considerato come condizione a contorno di valle.

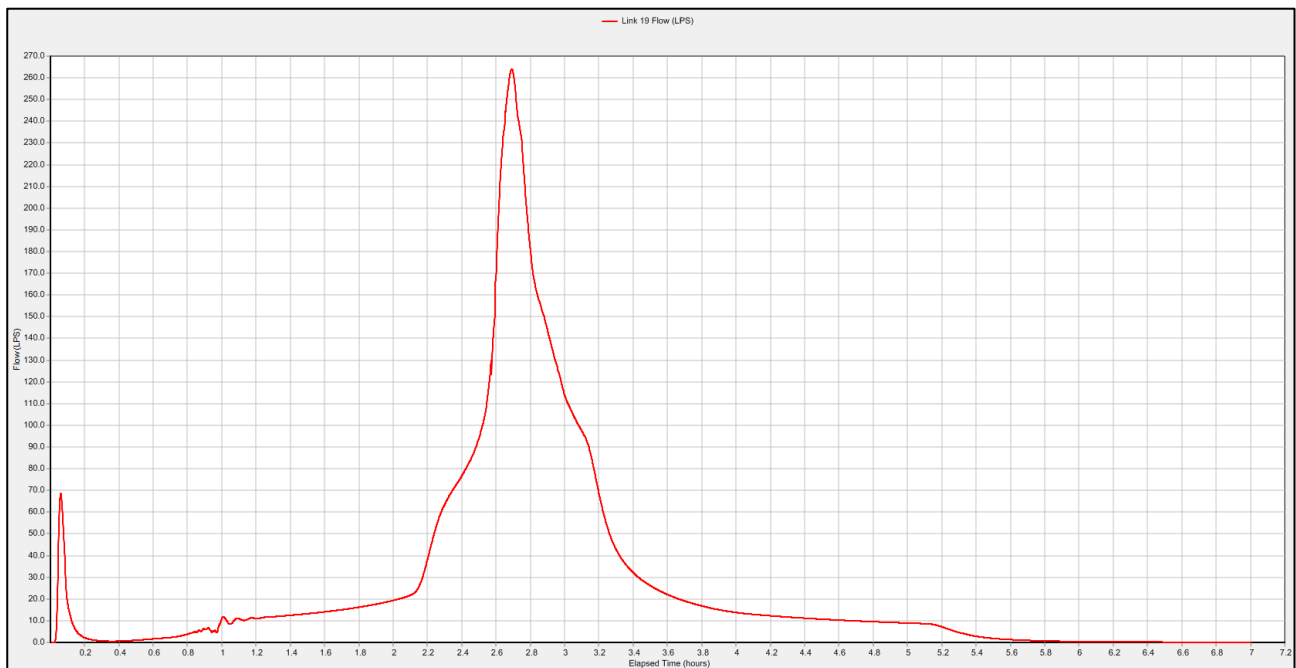


Figura 10: Idrogramma del tubo in uscita dalla rete.

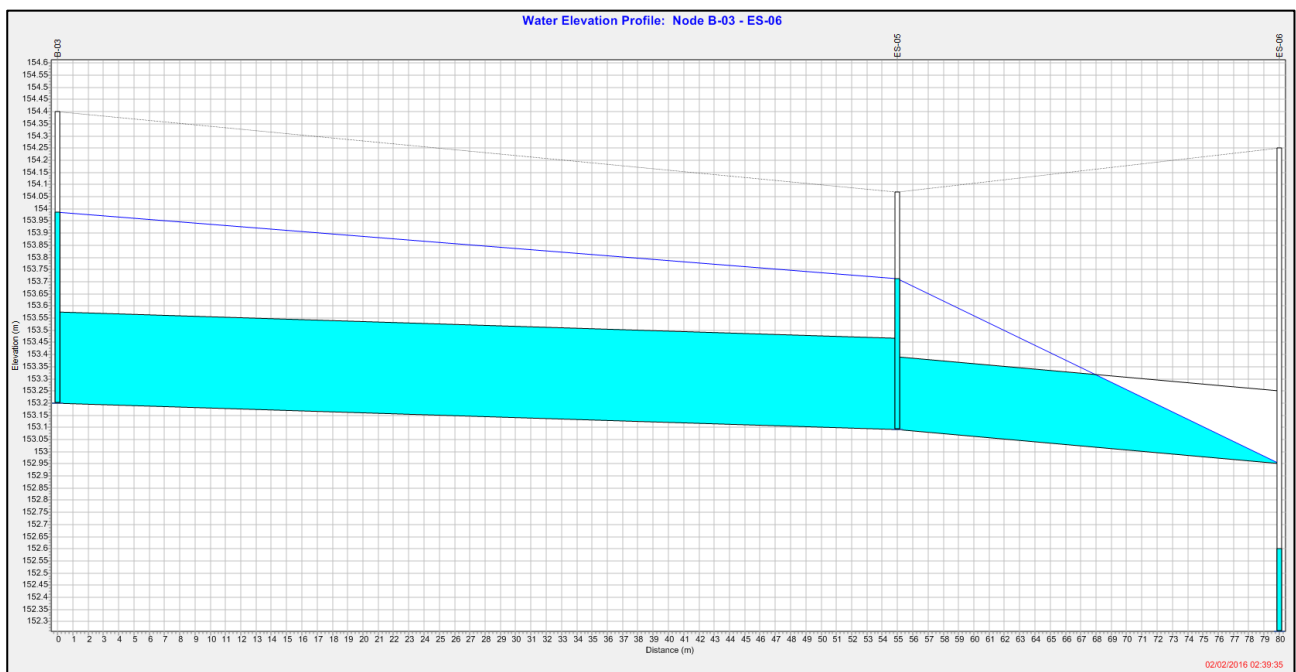


Figura 11: Profilo nel ramo più sollecitato della rete.

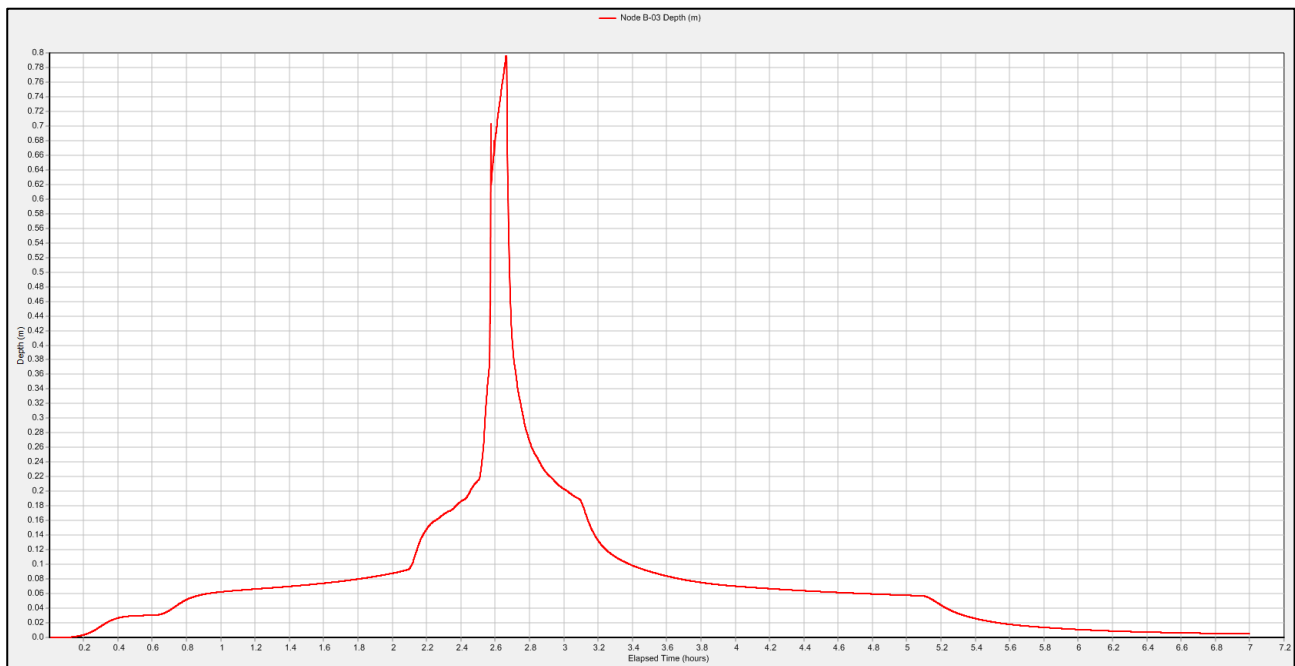


Figura 12: Quota del pelo libero nel pozzetto della dorsale più sollecitato – B_03 – $H_{max}=1,20$ m.

Nel corso del collettore di scarico è stata stimata una superficie equivalente di circa 1000 m^2 al fine di considerare l'afflusso nei pozzetti a griglia ed è stato preso in considerazione l'apporto derivante dall'allacciamento di una abitazione privata al nodo B-08. **Per non influire troppo sulla portata in uscita dal comparto, a questo allacciamento dovranno essere collegate esclusivamente i pluviali della casa.**

Link Flow Click a column header to sort the column.							
Link	Type	Maximum [Flow] LPS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
1	CONDUIT	23.27	0	02:40	2.38	0.54	0.53
2	CONDUIT	23.26	0	02:40	1.09	0.34	0.70
4	CONDUIT	111.76	0	02:40	1.00	1.35	1.00
5	CONDUIT	18.64	0	02:40	0.55	0.47	0.74
14	CONDUIT	61.29	0	02:40	0.87	1.34	1.00
15	CONDUIT	75.13	0	02:40	1.06	1.67	1.00
19	CONDUIT	264.04	0	02:41	1.52	1.15	1.00
6	CONDUIT	111.76	0	02:40	1.63	1.48	0.93
7	CONDUIT	396.35	0	00:00	2.34	0.93	0.88
8	CONDUIT	284.16	0	00:00	3.27	0.46	0.52
9	CONDUIT	272.21	0	02:40	1.67	1.16	0.89
26	CONDUIT	262.89	0	02:38	1.57	1.07	1.00
27	CONDUIT	260.49	0	02:41	1.50	1.11	1.00
29	CONDUIT	264.05	0	02:41	1.52	1.13	1.00
30	CONDUIT	264.05	0	02:41	1.52	1.13	1.00
31	CONDUIT	264.02	0	02:41	1.52	1.13	1.00
33	CONDUIT	264.05	0	02:41	1.52	1.18	1.00
34	CHANNEL	5324.49	0	00:00	3.59	0.14	0.46
35	CHANNEL	5264.05	0	02:41	2.13	0.11	0.50
37	CONDUIT	39.21	0	02:40	0.98	0.97	0.84

Figura 13: Tabella riepilogativa delle portate transitanti nella rete.

Come si evince dai tabulati in allegato e dalla tabella di cui sopra la portata massima in uscita dal comparto sarà di circa 265 l/s.

VALUTAZIONI IN MERITO ALLO SCARICO NEL RIO FORMICA

Di seguito vengono presentati alcuni risultati considerando la superficie totale dell'urbanizzazione pari a **1,22 ha** e valutando quindi la portata in uscita e in scarico nel Rio Formica.

Nel punto di recapito nel Rio è presente una scogliera in massi in buone condizioni; nel caso in cui dovesse essere indispensabile fare una breccia in tale opera di difesa spondale essa verrà ricostituita in modo tale da ripristinare lo stato dei luoghi. Nel caso in cui l'opera dovesse essere assente o molto compromessa si procederà alla posa di una scogliera, **almeno 2 metri a monte e a valle dello scarico**, con le stesse caratteristiche di quella già presente **facendo particolare cura a rivestire anche il fondo del corso d'acqua**.

Data la stretta vicinanza al ciglio stradale, non si reputa opportuna la posa di talee di salice per rinforzare la scogliera ma, dovesse essere ritenuto opportuno in fase di esecuzione dell'opera, le "fughe" dei massi posati potrebbero essere intasate con del calcestruzzo magro facendo attenzione a stenderlo solo dalla parte dietro ai massi in modo da limitarne l'impatto visivo.

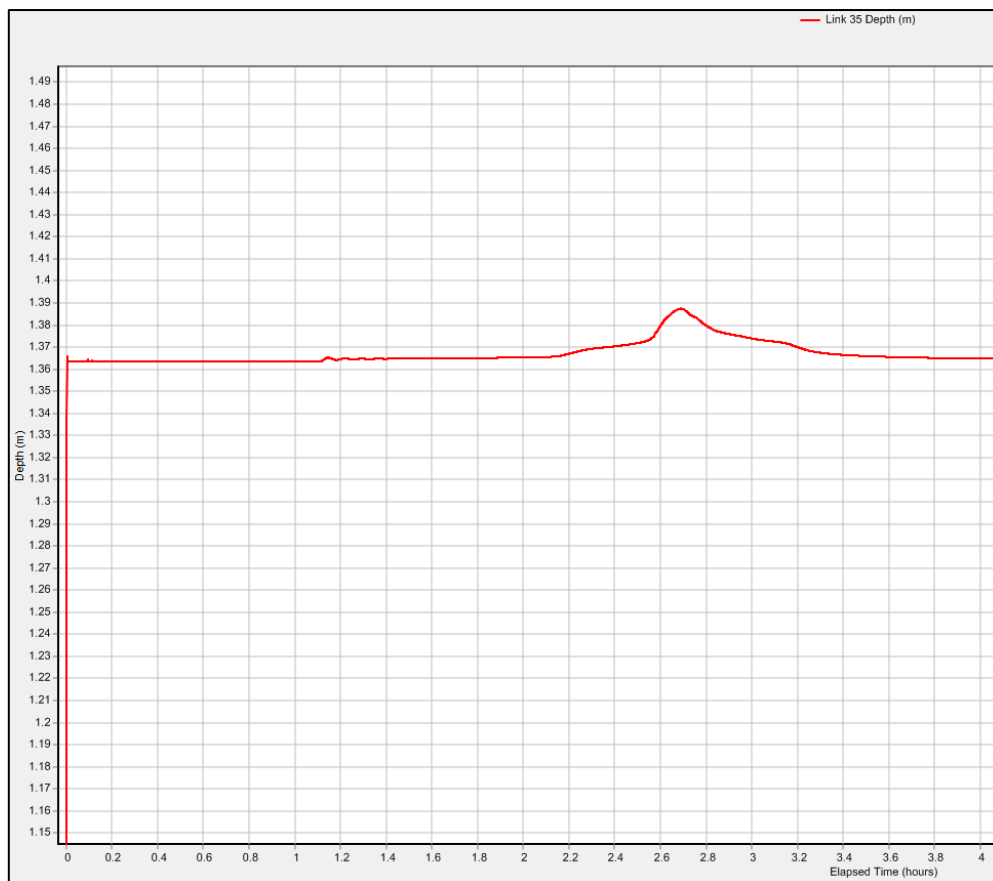


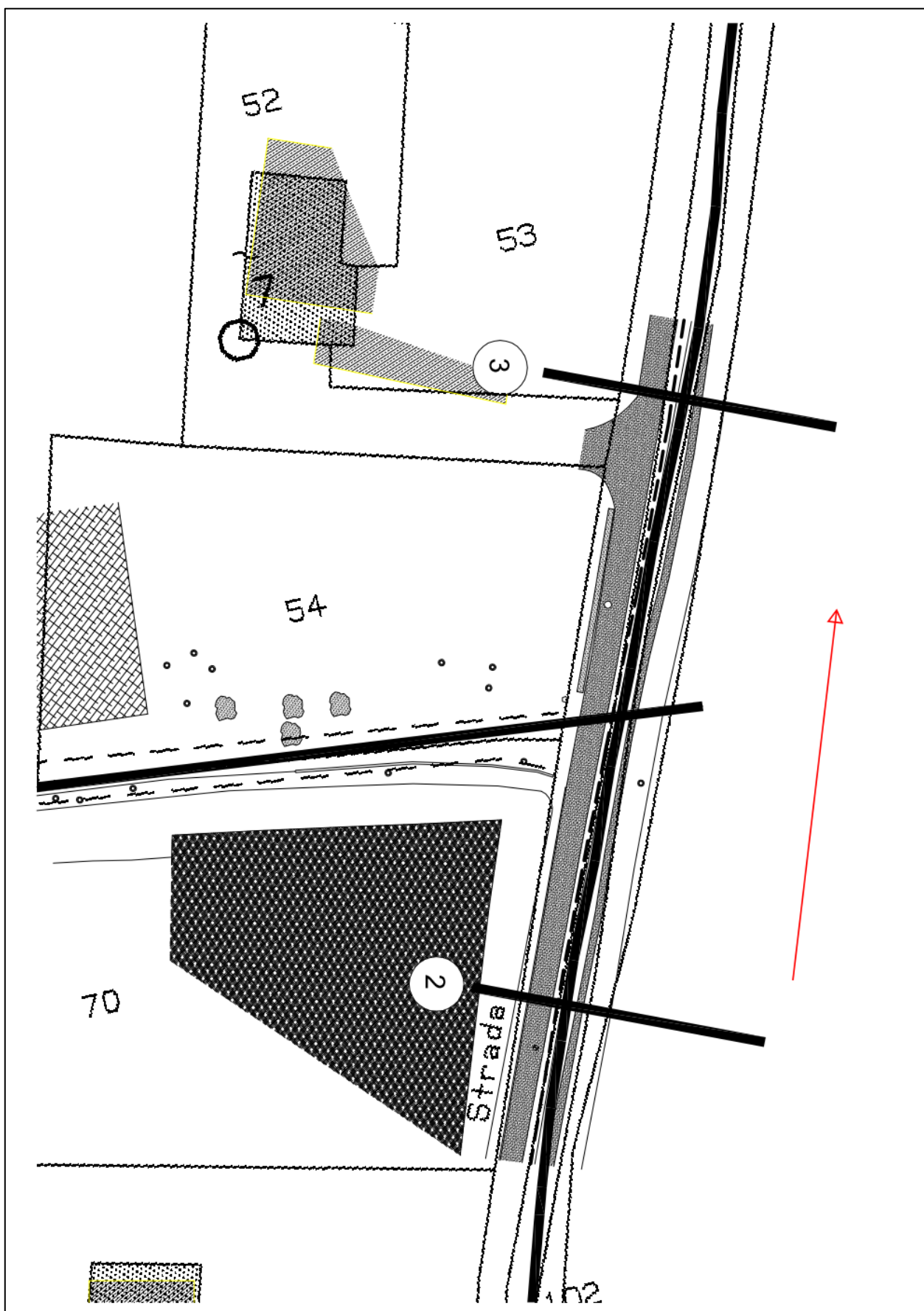
Fig. 60 Inquadramento planimetrico rio Formica e rio Formica ovest: in cornice verde le sezioni corrispondenti alla chiusura dei sottobacini idrografici di calcolo delle portate

TR10												
Rio	ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	P.L. (m s.m.)	h (m)	A (m²)	b (m)	R (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)	Q (m³/s)
Soadino	SD_TG13	2904.00	119.42	122.54	0.79	3.11	9.80	0.31	2.01	1.14	122.75	6.24
Soadino	18_V	2983.00	116.38	120.17	0.75	3.29	13.35	0.24	1.90	1.22	120.35	6.24
Formica Ovest	1	27.00	195.96	119.05	2.67	49.82	27.88	1.78	0.10	0.03	119.05	3.00
Formica Ovest	2	126.00	187.24	196.55	0.58	0.88	2.00	0.33	3.41	1.64	197.14	3.00
Formica Ovest	FO_BR01_V	128.00	185.77	187.72	0.48	0.50	1.44	0.26	5.98	3.23	189.54	3.00
Formica Ovest	3	292.00	174.52	187.13	1.36	1.01	0.77	0.29	2.97	0.83	187.58	3.00
Formica Ovest	4	470.00	160.93	175.04	0.52	0.97	2.74	0.30	3.11	1.67	175.53	3.00
Formica Ovest	5	611.00	153.44	161.68	0.75	0.99	1.66	0.37	3.03	1.25	162.15	3.00
Formica Ovest	5a	663.00	151.49	154.35	0.91	1.20	2.06	0.41	2.51	1.05	154.67	3.00
Formica Ovest	FO_TG01_M	664.00	151.47	152.90	1.41	2.46	2.85	0.58	1.27	0.44	152.99	3.13
Formica Ovest	FO_TG01_V	816.00	146.33	152.90	1.43	0.80	0.01	0.30	3.91	0.14	153.68	3.13
Formica	1	0.00	201.54	148.24	1.91	0.81	0.01	0.30	3.89	0.14	149.01	3.13
Formica	2	98.00	193.26	202.26	0.72	0.89	2.00	0.32	3.52	1.68	202.89	3.14
Formica	FE_BR04_M	215.00	184.55	193.77	0.51	1.25	4.86	0.24	2.52	1.59	194.10	3.14
Formica	FE_BR04_V	218.00	182.33	184.77	0.22	0.51	2.88	0.16	6.11	4.62	186.68	3.14
Formica	FE_BR05_M	228.00	181.49	182.91	0.58	0.83	1.44	0.31	3.76	1.58	183.63	3.14
Formica	FE_BR05_V	230.00	179.86	181.72	0.22	0.52	2.94	0.16	6.00	4.54	183.55	3.14
Formica	3	241.00	179.49	180.60	0.74	1.07	1.44	0.36	2.95	1.09	181.05	3.14
Formica	4	321.00	174.27	180.00	0.51	1.02	2.56	0.34	3.07	1.55	180.48	3.14
Formica	FE_BR07_M	340.00	172.82	174.84	0.57	1.01	3.39	0.28	3.10	1.81	175.33	3.14
Formica	FE_BR07_V	343.00	170.93	173.00	0.18	0.56	3.68	0.15	5.59	4.57	174.59	3.14
Formica	5	391.00	168.22	171.38	0.45	1.16	2.60	0.33	2.70	1.29	171.75	3.14
Formica	FE_BR08_V	393.00	166.16	168.54	0.32	0.45	2.51	0.22	7.04	5.33	171.07	3.14
Formica	6	434.00	165.02	167.58	1.42	1.22	0.86	0.33	2.57	0.69	167.92	3.14
Formica	6a	509.00	159.79	165.55	0.53	0.88	2.58	0.30	3.57	1.95	166.20	3.14
Formica	FE_TG02a_M	510.00	159.77	161.00	1.21	5.50	12.10	0.43	0.55	0.26	161.02	3.02
Formica	FE_TG02a_V	610.00	154.21	161.00	1.23	0.65	0.01	0.27	4.66	0.18	162.11	3.02
Formica	FE_TG02b_M	611.00	154.19	155.52	1.31	0.65	0.01	0.27	4.65	0.18	156.63	3.02
Formica	FE_TG02b_V	751.00	146.34	155.33	1.14	0.65	0.01	0.27	4.66	0.18	156.43	3.02
Formica	FE_TG02_BIS	751.90	146.31	148.37	2.03	0.66	0.01	0.27	4.60	0.17	149.45	3.02
Formica	FE_TG03_BIS	764.00	144.11	148.24	1.93	1.89	0.90	0.64	1.60	0.35	148.37	3.02
Formica	FE_TG03a_M	765.00	144.08	147.93	6.05	3.82	1.00	1.06	1.63	0.27	148.07	6.23
Formica	FE_TG03a_V	852.00	141.88	147.93	6.09	1.18	0.01	0.36	5.32	0.17	149.37	6.30
Formica	FE_TG03b_M	853.00	141.84	144.55	5.11	1.17	0.01	0.36	5.37	0.17	146.02	6.35
Formica	FE_TG03b_V	948.00	139.44	144.38	4.97	1.17	0.01	0.36	5.44	0.18	145.88	6.35
Formica	6b	949.00	139.41	140.88	1.62	1.15	0.01	0.36	5.75	0.19	142.57	6.65
Formica	7	959.00	139.26	140.73	1.32	3.53	7.13	0.44	1.90	0.86	140.91	6.65
Formica	8	1020.00	138.19	140.55	1.29	3.37	6.97	0.43	1.99	0.91	140.76	6.65
Formica	9	1135.00	134.89	139.36	1.17	3.02	6.90	0.41	2.21	1.07	139.61	6.65
Formica	10	1232.00	133.17	136.43	1.54	3.07	8.29	0.44	2.18	1.14	136.67	6.65
Formica	11	1357.00	130.60	134.29	1.12	2.79	4.34	0.56	2.39	0.95	134.58	6.65
Formica	11a	1363.00	130.64	132.06	1.46	4.10	5.62	0.63	1.62	0.61	132.19	6.65
Formica	FE_TG04_M	1365.00	130.30	132.05	1.41	5.14	3.00	1.20	1.30	0.32	132.14	6.65
Formica	FE_TG04_V	1433.00	129.48	132.05	1.75	5.25	3.00	1.58	1.28	0.31	132.13	6.65
Formica	12	1470.00	128.85	130.51	1.03	3.08	3.00	0.86	2.16	0.68	130.75	6.65
Formica	13	1605.00	126.80	130.14	1.29	2.77	3.47	0.63	2.41	0.86	130.44	6.65
Formica	13a	1644.00	126.02	128.11	1.30	5.12	10.94	0.45	1.30	0.61	128.19	6.65
Formica	FE_TG05_M	1645.00	125.97	127.99	1.97	12.44	10.94	1.11	0.61	0.18	128.01	7.59
Formica	FE_TG05_V	1650.00	125.92	127.99	2.02	1.58	0.01	0.43	4.87	0.15	129.20	7.62
Formica	13b	1652.00	125.88	127.36	1.44	1.57	0.01	0.43	4.87	0.15	128.57	7.62
Formica	13c	1757.00	124.81	127.18	1.30	5.05	10.90	0.44	1.52	0.71	127.29	7.62
Formica	FE_TG06_M	1758.00	124.79	126.50	1.69	9.27	10.92	0.83	0.82	0.29	126.53	7.62
Formica	FE_TG06_V	1763.00	124.72	126.49	1.70	0.80	0.01	0.30	9.54	0.34	131.13	7.62
Formica	13d	1764.00	124.69	126.49	1.77	0.80	0.01	0.30	9.48	0.34	131.07	7.62

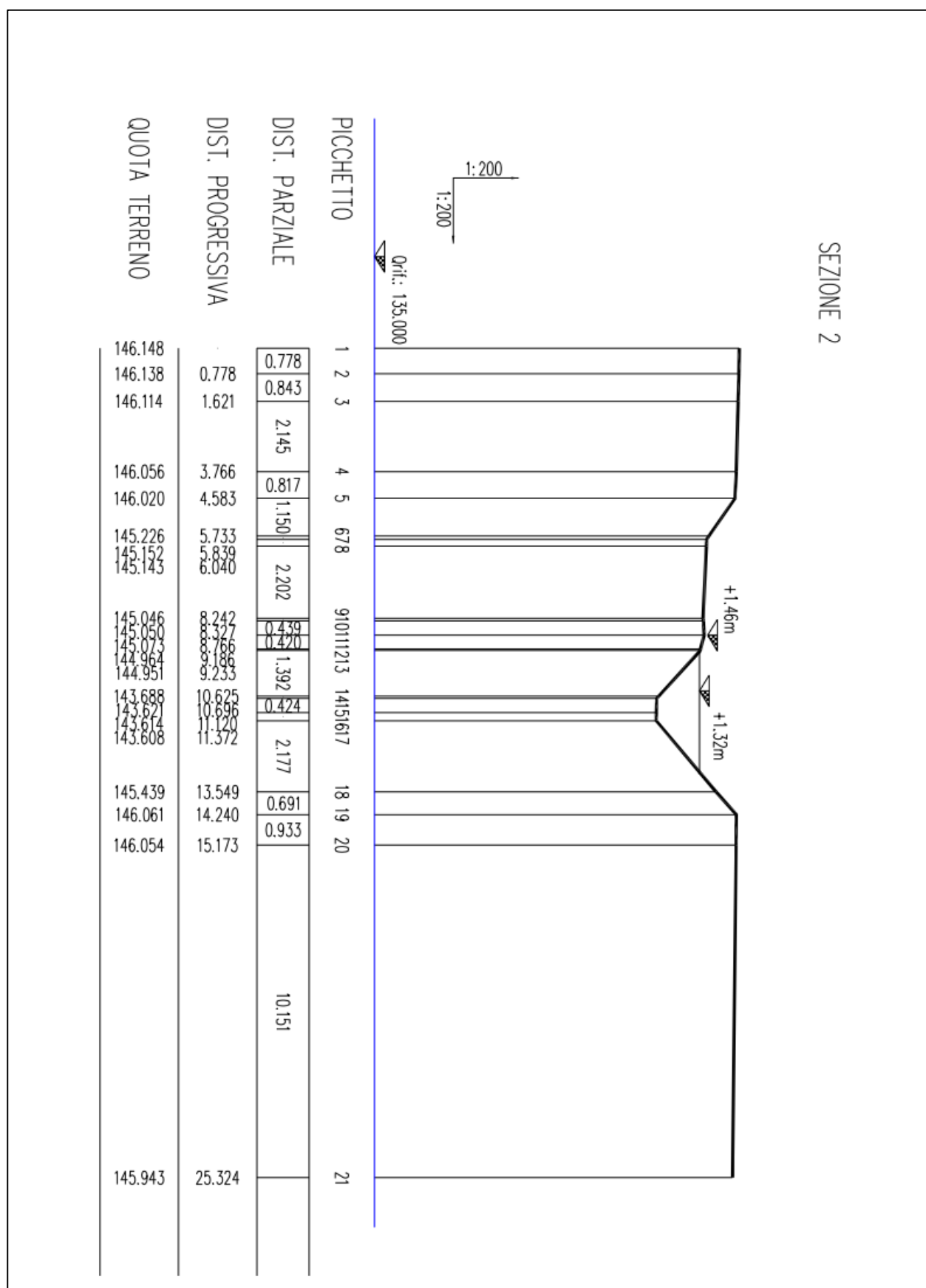
Si effettua quindi qui di seguito una simulazione con una portata in uscita pari a 265 l/s (senza alcun manufatto di regolazione della portata). Come risulta evidente nelle figure successive la portata di scarico dal comparto influisce in maniera impercettibile sul tirante del transetto della sezione di valle dello sbocco.

Simulazione con portata di scarico pari a 265 l/s (transetto sez 3)

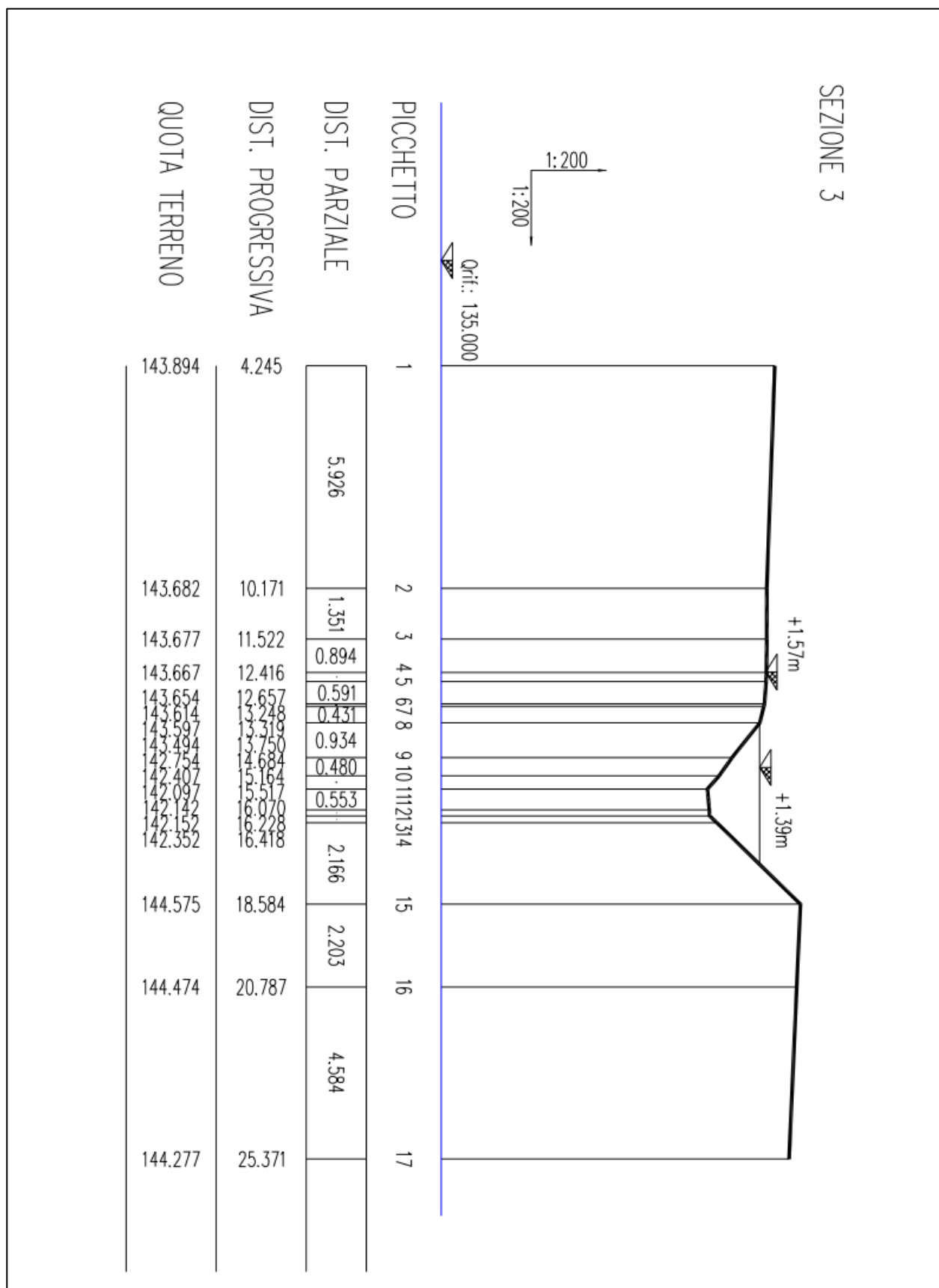




DISTANZA TRA LA SEZIONE 2 E LA 3: 60 m



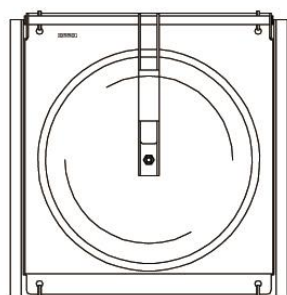
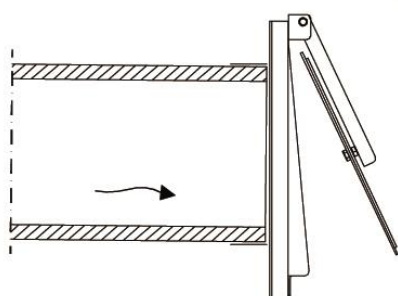
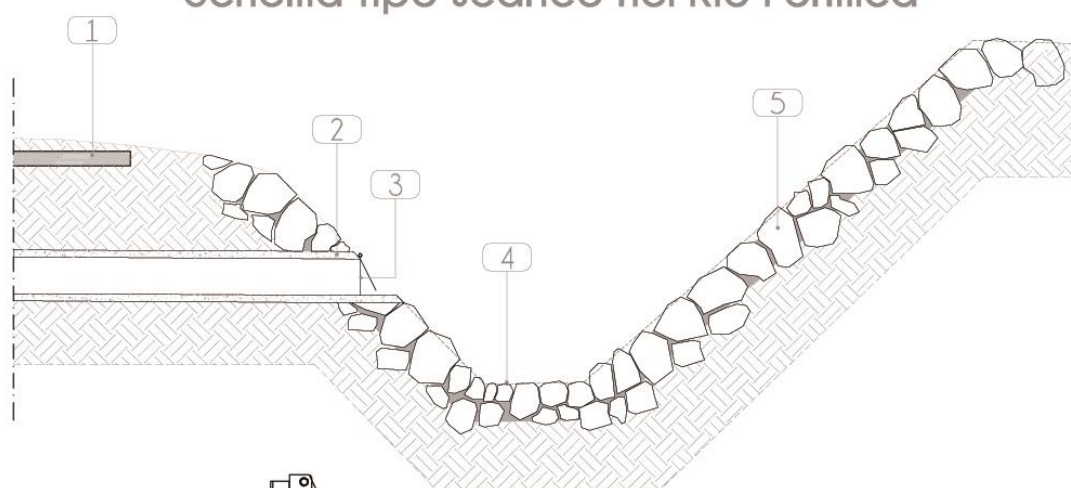
Alla portata del Rio formica di 6,65 m³ ed un afflusso dal comparto di 265 l/s il tirante nel transetto della sez 2 risulta di 1,32 m dal fondo e risulta ancora contenuto nell'alveo del Rio con un franco di 14 cm



Alla portata del Rio formica di 6,65 m³ ed un afflusso dal comparto di 265 l/s il tirante nel transetto della sez 3 risulta di 1,39 m dal fondo e risulta ancora contenuto nell'alveo del Rio con un franco di 18 cm.

SEZIONE SCARICO ACQUE BIANCHE

Schema tipo scarico nel Rio Formica



Dettagli valvola a Clapet

LEGENDA

- 1 Protezione tubo con soletta in c.a. di h=10cm
- 2 CLS
- 3 Valvola antiriflusso tipo "Clapet"
- 4 Rivestimento fondo
- 5 Scogliera in massi

ALLEGATI

- Tabulati del programma SWMM riguardanti una simulazione eseguita con uno ietogramma stimato per una pioggia di TR = 10 anni;
- Migliori pratiche disponibili per la gestione sostenibile delle acque meteoriche in aree urbane;
- Estratto PTCP della Provincia di Reggio Emilia ;
- Brochure del sistema “Cubodrain” della Pircher;
- Verifiche statiche delle tubazioni in materiale plastico.

Estratto PTCP della Provincia di Reggio Emilia

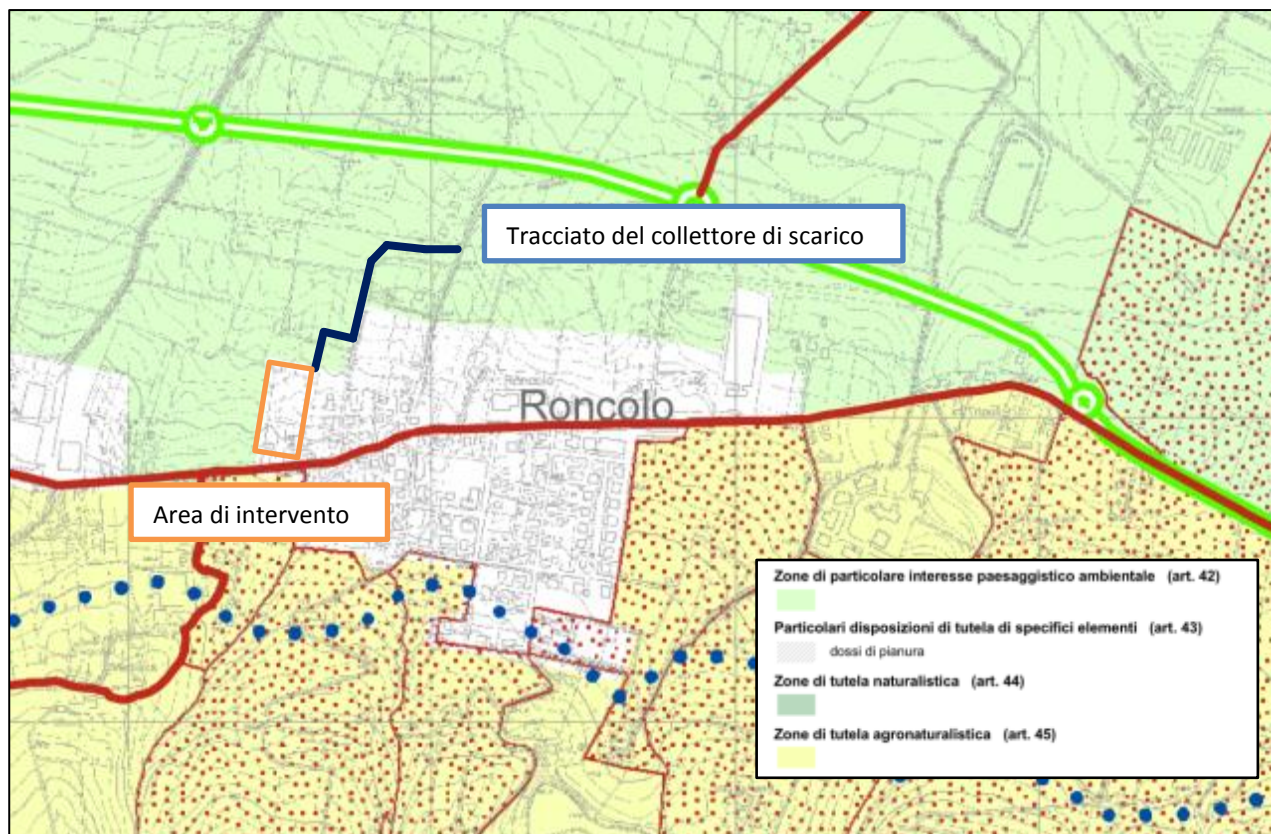


Figura 14: Estratto dalla tavola P5a - Zone, sistemi ed elementi della tutela paesistica - PTCP 2010 Reggio Emilia.

Il tratto terminale del collettore di scarico nel Rio Formica, stando a quanto riportato nella tavola P5a - Zone, sistemi ed elementi della tutela paesistica del PTCP 2010 Reggio Emilia, rientrerebbe in una “Zona di particolare interesse paesaggistico ambientale (Art. 42)”. Tali aree sono definite in base a caratterizzazioni paesaggistiche e connotati ecologici da conservare, qualificare o riqualificare. “Finalità primaria delle zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale è mantenere, recuperare e valorizzare le peculiarità paesaggistiche ed ecologiche dei luoghi; tale finalità è da attuare attraverso una controllata gestione delle funzioni da sostenere e di quelle compatibili, nonché una particolare attenzione alla qualità paesaggistico-ambientale delle trasformazioni”.

La strada interpodereale, a prosecuzione di Via Salvo d’Acquisto, presenta un filare di querce di notevole importanza e di spiccato pregio ambientale. Anche se la presente opera non è soggetta a particolari prescrizioni di carattere paesaggistico sarebbe opportuno che, per gli scavi più profondi da realizzare in questo tratto, vengano utilizzati dei cassoni metallici (come quelli in figura qui a fianco) in modo da minimizzare gli sbancamenti intorno alle radici delle piante.

Tale prescrizione è anche da considerarsi utile per garantire la sicurezza degli operai durante la posa del collettore fognario stesso.



Tabulati del programma SWMM riguardanti una simulazione eseguita con uno ietogramma stimato per una pioggia di TR = 10 anni

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.007)

NOTE: The summary statistics displayed in this report are
based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS
Process Models:
Rainfall/Runoff YES
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO
Infiltration Method HORTON
Flow Routing Method DYNWAVE
Starting Date FEB-02-2016 00:00:00
Ending Date FEB-02-2016 07:00:00
Antecedent Dry Days 0.0
Report Time Step 00:00:05
Wet Time Step 00:00:30
Dry Time Step 00:00:30
Routing Time Step 5.00 sec
Variable Time Step YES
Maximum Trials 20
Head Tolerance 0.004921 m

Element Count

Number of rain gages 1
Number of subcatchments ... 10
Number of nodes 21
Number of links 20
Number of pollutants 0
Number of land uses 0

Raingage Summary

Name	Data Source	Data Type	Recording Interval
QuattroCastella	Tr10_5ore_RE	INTENSITY	5 min.

Subcatchment Summary

Name	Area	Width	%Imperv	%Slope	Rain Gage	Outlet
21	0.27	50.00	66.00	0.5000	QuattroCastella	B-01
22	0.08	30.00	90.00	1.0000	QuattroCastella	ES-01
23	0.08	30.00	59.00	0.2500	QuattroCastella	ES-03
24	0.23	50.00	64.00	0.2500	QuattroCastella	ES-06
25	0.23	50.00	64.00	0.2500	QuattroCastella	ES-06
26	0.10	30.00	59.00	0.2500	QuattroCastella	ES-04
27	0.10	50.00	70.00	0.5000	QuattroCastella	B-05
31	0.05	25.00	75.00	0.2500	QuattroCastella	B-03
32	0.02	15.00	90.00	0.5000	QuattroCastella	B-08
33	0.06	24.50	56.00	0.5000	QuattroCastella	B-02

Node Summary

Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	External Inflow
ES-01	JUNCTION	159.15	0.85	0.0	
ES-02	JUNCTION	156.15	0.86	0.0	
ES-03	JUNCTION	153.33	0.74	0.0	
ES-05	JUNCTION	153.09	0.98	0.0	
ES-06	JUNCTION	152.26	1.99	0.0	
B-05	JUNCTION	148.08	2.50	0.0	
B-07	JUNCTION	144.47	3.24	0.0	
B-11	JUNCTION	143.72	1.77	0.0	
B-13	JUNCTION	143.17	1.31	0.0	
B-12	JUNCTION	143.42	1.77	0.0	
B-10	JUNCTION	143.85	1.84	0.0	
B-08	JUNCTION	144.12	2.38	0.0	

B-06	JUNCTION	145.74	4.10	0.0	
B-04	JUNCTION	150.93	2.35	0.0	
28	JUNCTION	143.57	2.54	0.0	Yes
OUT	JUNCTION	142.79	2.54	0.0	
ES-04	JUNCTION	153.09	0.98	0.0	
B-02	JUNCTION	153.26	2.41	0.0	
B-01	JUNCTION	153.31	2.09	0.0	
B-03	JUNCTION	153.20	1.20	0.0	
20	OUTFALL	142.16	2.48	0.0	

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length	%Slope	Roughness
1	ES-01	ES-02	CONDUIT	43.0	6.9938	0.0125
2	ES-02	B-03	CONDUIT	57.8	5.1131	0.0125
4	B-03	ES-05	CONDUIT	55.0	0.2000	0.0125
5	ES-03	ES-04	CONDUIT	44.1	0.5441	0.0125
14	B-01	B-02	CONDUIT	24.0	0.2083	0.0125
15	B-02	B-03	CONDUIT	30.0	0.2000	0.0125
19	B-10	B-11	CONDUIT	16.0	0.4750	0.0125
6	ES-05	ES-06	CONDUIT	25.0	0.5600	0.0125
7	ES-06	B-04	CONDUIT	33.0	1.5456	0.0143
8	B-04	B-05	CONDUIT	56.5	3.4569	0.0125
9	B-05	B-06	CONDUIT	47.6	0.4916	0.0125
26	B-06	B-07	CONDUIT	50.0	0.5420	0.0125
27	B-07	B-08	CONDUIT	60.6	0.4887	0.0125
29	B-12	B-13	CONDUIT	50.0	0.4900	0.0125
30	B-11	B-12	CONDUIT	52.0	0.4904	0.0125
31	B-08	B-10	CONDUIT	45.2	0.4845	0.0125
33	B-13	OUT	CONDUIT	6.5	0.4462	0.0125
34	28	OUT	CONDUIT	5.9	13.2259	0.1000
35	OUT	20	CONDUIT	6.5	9.7120	0.1000
37	ES-04	ES-06	CONDUIT	25.0	0.5600	0.0125

Cross Section Summary

Conduit	Shape	Full Depth	Full Area	Hyd. Rad.	Max. Width	No. of Barrels	Full Flow
1	CIRCULAR	0.15	0.02	0.04	0.15	1	43.39
2	CIRCULAR	0.19	0.03	0.05	0.19	1	67.46
4	CIRCULAR	0.38	0.11	0.09	0.38	1	82.72
5	CIRCULAR	0.24	0.04	0.06	0.24	1	39.83
14	CIRCULAR	0.30	0.07	0.07	0.30	1	45.91
15	CIRCULAR	0.30	0.07	0.07	0.30	1	44.98
19	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	230.54
6	CIRCULAR	0.30	0.07	0.07	0.30	1	75.26
7	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	1	426.79
8	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	621.93
9	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	234.53
26	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	246.26
27	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	233.84
29	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	234.15
30	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	234.24
31	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	232.84
33	CIRCULAR	0.47	0.17	0.12	0.47	1	223.43
34	2	2.54	12.91	0.76	15.17	1	39129.58
35	3	2.48	15.80	0.94	16.54	1	47121.63
37	CIRCULAR	0.24	0.04	0.06	0.24	1	40.41

Transect Summary

Transect 2
Area:

0.0025	0.0057	0.0095	0.0137	0.0183
0.0235	0.0290	0.0351	0.0415	0.0485
0.0559	0.0638	0.0721	0.0809	0.0901
0.0998	0.1099	0.1205	0.1316	0.1431
0.1551	0.1676	0.1805	0.1938	0.2077
0.2219	0.2367	0.2525	0.2713	0.2960
0.3247	0.3543	0.3844	0.4151	0.4462
0.4779	0.5102	0.5429	0.5761	0.6099
0.6441	0.6789	0.7142	0.7500	0.7863
0.8231	0.8605	0.8989	0.9453	1.0000

Hrad:

0.0514	0.1007	0.1433	0.1816	0.2170
0.2504	0.2823	0.3130	0.3429	0.3722
0.4008	0.4291	0.4569	0.4845	0.5117
0.5388	0.5657	0.5924	0.6189	0.6454
0.6717	0.6979	0.7241	0.7501	0.7761
0.8020	0.8166	0.8237	0.6786	0.6261
0.6401	0.6850	0.7292	0.7727	0.8155
0.8578	0.8998	0.9413	0.9823	1.0227
1.0627	1.1023	1.1414	1.1802	1.2185
1.2565	1.2942	1.2706	1.0901	1.0000

Width:

0.0512	0.0588	0.0664	0.0741	0.0818
0.0894	0.0971	0.1048	0.1125	0.1201
0.1278	0.1355	0.1431	0.1508	0.1585
0.1662	0.1738	0.1815	0.1892	0.1968
0.2045	0.2122	0.2198	0.2275	0.2352
0.2429	0.2555	0.2724	0.3744	0.4544
0.4910	0.4998	0.5086	0.5174	0.5262
0.5351	0.5437	0.5522	0.5608	0.5694
0.5779	0.5865	0.5951	0.6036	0.6122
0.6208	0.6293	0.6749	0.8522	1.0000

Transect 3

```

Area:
      0.0010    0.0036    0.0065    0.0097    0.0132
      0.0170    0.0212    0.0258    0.0307    0.0360
      0.0417    0.0477    0.0541    0.0608    0.0679
      0.0754    0.0832    0.0913    0.0998    0.1086
      0.1178    0.1273    0.1372    0.1474    0.1580
      0.1689    0.1802    0.1918    0.2039    0.2168
      0.2307    0.2475    0.2735    0.3040    0.3390
      0.3784    0.4212    0.4643    0.5075    0.5509
      0.5944    0.6381    0.6819    0.7259    0.7700
      0.8143    0.8587    0.9033    0.9499    1.0000

Hrad:
      0.0251    0.0652    0.1018    0.1342    0.1638
      0.1913    0.2165    0.2405    0.2639    0.2868
      0.3094    0.3316    0.3535    0.3757    0.3978
      0.4196    0.4413    0.4627    0.4840    0.5052
      0.5262    0.5471    0.5679    0.5887    0.6094
      0.6300    0.6505    0.6710    0.6771    0.6820
      0.6651    0.4774    0.4521    0.4396    0.4357
      0.4377    0.4721    0.5163    0.5600    0.6031
      0.6458    0.6880    0.7297    0.7709    0.8117
      0.8520    0.8919    0.9314    0.9679    1.0000

Width:
      0.0412    0.0523    0.0586    0.0649    0.0711
      0.0774    0.0843    0.0914    0.0984    0.1055
      0.1126    0.1196    0.1267    0.1335    0.1402
      0.1469    0.1536    0.1603    0.1670    0.1737
      0.1804    0.1871    0.1938    0.2005    0.2072
      0.2139    0.2206    0.2273    0.2411    0.2566
      0.2844    0.4576    0.5443    0.6309    0.7176
      0.8043    0.8289    0.8318    0.8347    0.8376
      0.8406    0.8435    0.8464    0.8493    0.8522
      0.8551    0.8581    0.8635    0.9317    1.0000

```

```

*****
Control Actions Taken
*****

```

```

*****
Runoff Quantity Continuity      Volume      Depth
                                hectare-m    mm
*****
Total Precipitation .....      0.088      72.383
Evaporation Loss .....          0.000          0.000
Infiltration Loss .....          0.021      17.351
Surface Runoff .....           0.066      54.022
Final Surface Storage ....          0.001       1.014
Continuity Error (%) .....      -0.006

```

```

*****
Flow Routing Continuity      Volume      Volume
                                hectare-m    10^6 ltr
*****
Dry Weather Inflow .....          0.000          0.000
Wet Weather Inflow .....          0.066          0.657
Groundwater Inflow .....          0.000          0.000
RDII Inflow .....            0.000          0.000
External Inflow .....        12.600      126.002
External Outflow .....       12.662      126.624
Internal Outflow .....          0.000          0.000
Evaporation Loss .....          0.000          0.000
Exfiltration Loss .....          0.000          0.000
Initial Stored Volume ....          0.001          0.006
Final Stored Volume .....          0.005          0.052
Continuity Error (%) .....      -0.010

```

```

*****
Highest Continuity Errors
*****
Node ES-06 (-2.25%)
Node B-12 (1.30%)

```

```

*****
Time-Step Critical Elements
*****
Link 34 (99.96%)

```

```

*****
Highest Flow Instability Indexes
*****
All links are stable.

```

```

*****
Routing Time Step Summary
*****
Minimum Time Step      :    0.50 sec
Average Time Step      :    1.05 sec
Maximum Time Step      :    1.23 sec
Percent in Steady State :    0.00
Average Iterations per Step :    2.07
Percent Not Converging  :    0.14

```

```

*****
Subcatchment Runoff Summary
*****

```

Subcatchment	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10^6 ltr	Peak Runoff LPS	Runoff Coeff
Subcatchment								

21	72.38	0.00	0.00	17.57	53.80	0.14	61.30	0.743
22	72.38	0.00	0.00	4.83	66.20	0.05	23.28	0.915
23	72.38	0.00	0.00	21.08	50.41	0.04	18.79	0.696
24	72.38	0.00	0.00	18.90	52.50	0.12	50.65	0.725
25	72.38	0.00	0.00	18.90	52.50	0.12	50.65	0.725
26	72.38	0.00	0.00	21.21	50.28	0.05	20.67	0.695
27	72.38	0.00	0.00	14.82	56.51	0.06	26.56	0.781
31	72.38	0.00	0.00	12.41	58.84	0.03	13.37	0.813
32	72.38	0.00	0.00	5.18	65.85	0.01	5.80	0.910
33	72.38	0.00	0.00	22.18	49.37	0.03	13.85	0.682

Node Depth Summary

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of Max Occurrence days hr:min
ES-01	JUNCTION	0.02	0.08	159.23	0 02:40
ES-02	JUNCTION	0.02	0.08	156.23	0 02:40
ES-03	JUNCTION	0.02	0.11	153.44	0 02:40
ES-05	JUNCTION	0.07	0.89	153.98	0 02:34
ES-06	JUNCTION	0.07	0.96	153.22	0 00:00
B-05	JUNCTION	0.09	0.68	148.76	0 02:40
B-07	JUNCTION	0.11	1.86	146.32	0 02:41
B-11	JUNCTION	0.29	1.33	145.05	0 02:41
B-13	JUNCTION	0.80	1.06	144.24	0 02:41
B-12	JUNCTION	0.57	1.13	144.55	0 02:41
B-10	JUNCTION	0.19	1.48	145.33	0 02:41
B-08	JUNCTION	0.12	1.66	145.78	0 02:41
B-06	JUNCTION	0.09	1.06	146.80	0 02:41
B-04	JUNCTION	0.05	0.27	151.20	0 00:00
28	JUNCTION	1.10	1.15	144.72	0 00:00
OUT	JUNCTION	1.21	1.23	144.02	0 02:41
ES-04	JUNCTION	0.04	0.26	153.35	0 02:40
B-02	JUNCTION	0.08	1.07	154.33	0 02:34
B-01	JUNCTION	0.07	1.20	154.51	0 02:34
B-03	JUNCTION	0.08	0.85	154.05	0 02:34
20	OUTFALL	1.20	1.23	143.39	0 02:41

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr	Total Inflow Volume 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent
ES-01	JUNCTION	23.28	23.28	0 02:40	0.053	0.053	-0.002
ES-02	JUNCTION	0.00	23.27	0 02:40	0	0.053	-0.007
ES-03	JUNCTION	18.79	18.79	0 02:40	0.0428	0.0428	0.002
ES-05	JUNCTION	0.00	111.76	0 02:40	0	0.255	-0.052
ES-06	JUNCTION	101.29	251.81	0 02:40	0.241	0.587	-2.204
B-05	JUNCTION	26.55	284.16	0 00:00	0.0565	0.657	-0.014
B-07	JUNCTION	0.00	262.89	0 02:38	0	0.655	-0.048
B-11	JUNCTION	0.00	264.04	0 02:41	0	0.669	0.670
B-13	JUNCTION	0.00	264.05	0 02:41	0	0.656	0.879
B-12	JUNCTION	0.00	264.05	0 02:41	0	0.665	1.315
B-10	JUNCTION	0.00	264.02	0 02:41	0	0.668	-0.015
B-08	JUNCTION	5.80	264.01	0 02:41	0.0132	0.669	0.036
B-06	JUNCTION	0.00	272.21	0 02:40	0	0.657	0.246
B-04	JUNCTION	0.00	396.35	0 00:00	0	0.6	-0.005
28	JUNCTION	5000.00	5000.00	0 00:00	126	126	0.006
OUT	JUNCTION	0.00	5324.49	0 00:00	0	127	0.015
ES-04	JUNCTION	20.67	39.30	0 02:40	0.0478	0.0906	0.016
B-02	JUNCTION	13.84	75.13	0 02:40	0.0296	0.172	-0.012
B-01	JUNCTION	61.29	61.29	0 02:40	0.143	0.143	-0.001
B-03	JUNCTION	13.37	111.76	0 02:40	0.0294	0.255	-0.003
20	OUTFALL	0.00	5264.05	0 02:41	0	127	0.000

Node Surge Summary

Surcharging occurs when water rises above the top of the highest conduit.

Node	Type	Hours Surcharged	Max. Height Above Crown Meters	Min. Depth Below Rim Meters
ES-05	JUNCTION	0.13	0.516	0.087
B-07	JUNCTION	0.07	0.387	1.380
B-11	JUNCTION	0.38	0.806	0.441
B-13	JUNCTION	6.89	0.593	0.242
B-12	JUNCTION	6.08	0.610	0.639
B-10	JUNCTION	0.33	0.955	0.367
B-08	JUNCTION	0.25	1.144	0.717
ES-04	JUNCTION	0.01	0.019	0.724
B-02	JUNCTION	0.24	0.771	1.339
B-01	JUNCTION	0.24	0.897	0.893
B-03	JUNCTION	0.14	0.476	0.347

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
20	100.00	5024.59	5264.05	126.624
System	100.00	5024.59	5264.05	126.624

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
1	CONDUIT	23.27	0 02:40	2.38	0.54	0.53
2	CONDUIT	23.26	0 02:40	1.09	0.34	0.70
4	CONDUIT	111.76	0 02:40	1.00	1.35	1.00
5	CONDUIT	18.64	0 02:40	0.55	0.47	0.74
14	CONDUIT	61.29	0 02:40	0.87	1.34	1.00
15	CONDUIT	75.13	0 02:40	1.06	1.67	1.00
19	CONDUIT	264.04	0 02:41	1.52	1.15	1.00
6	CONDUIT	111.76	0 02:40	1.63	1.48	0.93
7	CONDUIT	396.35	0 00:00	2.34	0.93	0.88
8	CONDUIT	284.16	0 00:00	3.27	0.46	0.52
9	CONDUIT	272.21	0 02:40	1.67	1.16	0.89
26	CONDUIT	262.89	0 02:38	1.57	1.07	1.00
27	CONDUIT	260.49	0 02:41	1.50	1.11	1.00
29	CONDUIT	264.05	0 02:41	1.52	1.13	1.00
30	CONDUIT	264.05	0 02:41	1.52	1.13	1.00
31	CONDUIT	264.02	0 02:41	1.52	1.13	1.00
33	CONDUIT	264.05	0 02:41	1.52	1.18	1.00
34	CHANNEL	5324.49	0 00:00	3.59	0.14	0.46
35	CHANNEL	5264.05	0 02:41	2.13	0.11	0.50
37	CONDUIT	39.21	0 02:40	0.98	0.97	0.84

 Flow Classification Summary

Conduit	Adjusted /Actual Length	Up Dry	Down Dry	Fraction Down Dry	Sub Crit	Sup Crit	Time Up Crit	Down Crit	Flow Norm Ltd	Inlet Ctrl
1	1.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.29	0.00
2	1.00	0.01	0.00	0.00	0.96	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00
4	1.00	0.00	0.01	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00
5	1.00	0.00	0.01	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.99	0.00
14	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.00
15	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00	0.04	0.07	0.00
6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
9	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
26	1.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00
27	1.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.94	0.00	0.00
29	1.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00
31	1.00	0.00	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.13	0.58	0.00
33	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

 Conduit Surcharge Summary

Conduit	Both Ends	Hours Full Upstream	Hours Full Dnstream	Hours Above Normal Flow	Hours Capacity Limited
4	0.13	0.13	0.13	0.14	0.13
14	0.24	0.24	0.24	0.15	0.22
15	0.22	0.22	0.22	0.21	0.22
19	0.37	0.37	0.37	0.11	0.34
6	0.01	0.01	0.01	0.16	0.01
9	0.01	0.01	0.01	0.10	0.01
26	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
27	0.22	0.22	0.22	0.09	0.17
29	6.16	6.16	6.16	0.10	0.10
30	0.45	0.45	0.45	0.10	0.18
31	0.28	0.28	0.28	0.11	0.19
33	6.89	6.89	6.89	0.12	0.60

Analysis begun on: Sat Jan 14 19:59:41 2017
 Analysis ended on: Sat Jan 14 19:59:42 2017
 Total elapsed time: 00:00:01

Migliori pratiche disponibili per la gestione sostenibile delle acque meteoriche in aree urbane

Le tipologie di interventi si distinguono a seconda che si intervenga in zone già urbanizzate o nuovi insediamenti, ed in relazione alla densità della popolazione nell'area di intervento. Per i nuovi insediamenti si possono prevedere controlli locali delle acque di pioggia all'interno delle proprietà private, inoltre si possono individuare dei corridoi aperti di drenaggio posizionati a parte nella principale area progettata.

Nelle aree già urbanizzate si dovrebbero incentivare inoltre sistemi di raccolta e interrimento delle acque provenienti dai tetti nelle proprietà, dovrebbero essere inoltre previsti sistemi aperti di deflusso delle acque di dilavamento delle superfici stradali in modo da poterne separare gli inquinanti poiché queste acque potrebbero contenere una fonte non trascurabile di metalli pesanti.

Per prevenire l'inquinamento da fonti diffuse sono considerati tra i più efficienti (Best Management Practice) strumenti pratici:

- **I tetti verdi:** Sono dei tetti che sono parzialmente o totalmente coperti da una vegetazione piantata su una membrana impermeabile. Questi giardini possono immagazzinare una significativa quantità di acqua che può evaporare dal suolo o essere traspirata dalle piante presenti. L'acqua che viene dispersa in questa maniera non viene recapitata alla rete di fognatura contribuendo, in questo modo, alla riduzione del rischio di straripamento della stessa. Questa soluzione inoltre offre il vantaggio di abbassare la temperatura della superficie interna del tetto, questo è utile soprattutto nei climi caldi per evitare un consumo elevato di energia elettrica per condizionare.
- **I bacini di Bioritenzione:** Possono essere costruiti in vari modi e in differenti misure, generalmente sono scavati alla fine di un pendio in modo da raccogliere le acque delle falde dei tetti, raggiungono le prestazioni ottimali quando al loro interno sono messe in dimora piante o erbe locali. L'obiettivo di questi bacini è quello di raccogliere le acque piovane in una specie di piscina per il periodo necessario al suo assorbimento evitando così che l'acqua venga a contatto con gli inquinanti superficiali diminuendone il cammino all'aperto. Il vantaggio di questa soluzione sta anche nel fatto che l'acqua che si infila potrebbe aumentare la ricarica delle falde in profondità.
- **Fossato d'infiltrazione:** Si tratta di una depressione del suolo, appositamente progettata e dimensionata sulla base del volume minimo necessario per contenere e fare filtrare lentamente l'acqua piovana prevista. Il fossato prevede la filtrazione dell'acqua sfruttando il passaggio del deflusso superficiale attraverso il rivestimento vegetale e la infiltrazione attraverso la matrice superiore del suolo, adeguatamente trattato e corretto, verso gli strati più profondi del suolo. Questo sistema ha un rendimento depurativo molto buono, ha una buona capacità d'accumulo e inoltre ha la caratteristica di inserirsi bene nei contesti urbani.
- **Aiuole d'infiltrazione:** Il funzionamento e le capacità depurative delle acque di dilavamento del manto stradale sono simili a quelle dei sovraesposti fossati ma hanno il vantaggio di essere più compatte e dunque applicabili in ambiente urbano. E' quella tipologia d'intervento che ha avuto maggiore successo negli Stati Uniti, ad esempio in una strada della città di Portland utilizzando queste aiuole si è ridotta del 70% la portata di picco su una pioggia con un tempo di ritorno di 25 anni. Anche in questo caso è estremamente consigliato l'utilizzo di piante autoctone ed è consentito l'utilizzo di ghiaietto di origine vulcanica.
- **Pavimentazioni drenanti:** Queste pavimentazioni in elementi di calcestruzzo permettono l'assorbimento e l'infiltrazione dell'acqua di pioggia direttamente dal manto stradale al terreno sottostante consentendo la ricarica delle falde sotterranee. I pavimenti permeabili assorbono meno calore rispetto ai convenzionali pavimenti, questo permette di ridurre l'energia necessaria a condizionare i locali intorno a queste strade e aumenta la vivibilità delle zone circostanti

diminuendo la sensazione di afa specialmente nel periodo estivo. Alcuni di questi tipi di rivestimento stradale permettono di ridurre il rumore dei veicoli poiché hanno una maggiore superficie porosa fonoassorbente.

- **Trincee d'infiltrazione:** Le trincee d'infiltrazione sono scavi riempiti con ghiaia, granulato di lava oppure con elementi prefabbricati in materiali plastici. L'acqua meteorica è immagazzinata nella trincea e s'infiltra lentamente nel sottosuolo. Questi sistemi vengono realizzati quando mancano le superfici per realizzare i fossi d'infiltrazione oppure quando il suolo non è sufficientemente permeabile. Inoltre, le trincee d'infiltrazione possono essere realizzate per l'immissione delle acque meteoriche in eccesso derivanti dai tetti verdi o dagli impianti per il recupero delle acque meteoriche.
- **Pozzi a perdere:** Sono un'alternativa alle trincee d'infiltrazione; in questo caso l'acqua meteorica s'infiltra nel sottosuolo in modo concentrato, mediante pozzo perdente. Questa tipologia è adatta per centri abitati con limitata superficie a disposizione, perché ha un minimo fabbisogno di superficie (inferiore al 1% della superficie allacciata). Come per le trincee d'infiltrazione, possono essere immesse solamente acque meteoriche scarsamente inquinate, nel caso di pozzi per l'acqua stradale sarebbe necessario un pretrattamento che deve comprendere almeno un'efficace sedimentazione.
- **Botti per lo stoccaggio domestico dell'acqua piovana:** L'acqua raccolta in questo modo può essere utilizzata per l'irrigazione degli orti o dei giardini oppure utilizzata negli sciacquoni, il metodo di raccolta più utilizzato è quello per mezzo di cisterne interrate o non. I vantaggi sono dovuti al fatto che l'acqua viene stoccata in un contenitore vicino alla proprietà ed è così utilizzabile appena dovesse venirne la necessità. Un ulteriore vantaggio deriva dal fatto che si può utilizzare questa risorsa gratuita per scopi diversi dall'uso potabile risparmiando sul consumo dell'acqua dell'acquedotto che dovrebbe essere di maggiore qualità e che comunque ha un costo legato al consumo della stessa.

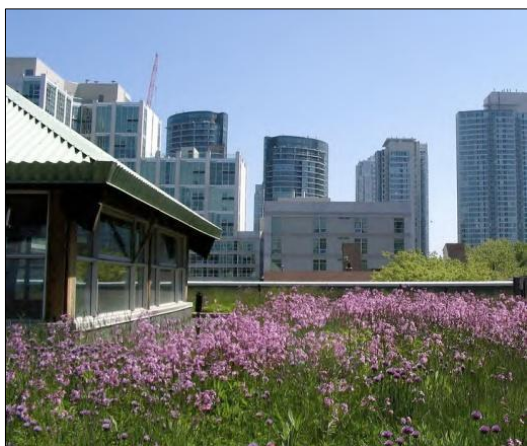


Figura 15: Un tetto verde (Fonte: EPA).



Figura 16: Un fossato d'infiltrazione (Fonte: EPA).



Figura 17: Un bacino di bioritenzione (Fonte: EPA).



Figura 18: Un'aiuola d'infiltrazione (Fonte: EPA).



Figura 19: Una pavimentazione drenante (Fonte: Masulli).



Figura 20: Una botte per lo stoccaggio domestico dell'acqua piovana (Fonte: EPA).



Figura 21: Una trincea d'infiltrazione (Fonte: EPA).



Figura 22: Un pozzo a perdere.

BACINI DI BIORITENZIONE

Sono strutture di trattamento ambientale ed idraulico dell'acqua di piena che nel nostro contesto risulterebbero fondamentali soprattutto per il controllo della qualità dell'acqua. Si tratterebbe di aree piantumate con individui autoctoni, installate in bacini poco profondi dove l'acqua di pioggia subisce trattamenti chimico-fisici-biologici prima di essere allontanata nel suolo profondo per infiltrazione. Questa applicazione può essere inserita sia nell'area urbana esistente che in quella di progetto per laminare le

acque di pioggia dei tetti. In un'ottica di riduzione dei costi si pongono come alternativa alle fognature infatti molto spesso per la loro realizzazione è sufficiente abbassare le aree a verde di 80 – 100 cm per ottenere risultati di tutto rispetto. Opportuni accorgimenti in fase di progettazione e di realizzazione delle opere possono garantire un elevato standard di condizioni igienico sanitario e di fruibilità di queste aree.

Vanno evitate geometrie tali da indurre ristagni di acqua troppo prolungati nel tempo, deve essere pertanto studiato un opportuno sistema di drenaggio (naturale o artificiale) che riduca i tempi di permanenza e che eviti il presentarsi di “acquittrini artificiali”; nella maggioranza dei casi è sufficiente conoscere il profilo stratigrafico del sito per decidere come e se intervenire.

La parzializzazione dell'area a volte può essere opportuna per garantire la migliore fruibilità del sito, in particolare se la superficie disponibile non è molto estesa ma lo sono i volumi richiesti; si possono prevedere quote diverse del fondo e/o arginelli o setti di contenimento.

FOSSATO D'INFILTRAZIONE

Una variante della tipologia di trattamento vista nel paragrafo precedente è la realizzazione di volumi di invaso in aree verdi ma, sagomate a forma di fossati a sezione trapezoidale. Questi contenitori possono essere costruiti a lato delle nuove carreggiate stradali, per immagazzinare l'acqua che ruscella su di esse.

Tale soluzione si sposa bene a compensare l'incremento della viabilità dovuto all'espansione della nuova area urbana, a fianco all'infrastruttura viaria può essere infatti realizzato un fossato e ad esso collegare le tubazioni dei pluviali e degli eventuali parcheggi vicini.

Durante gli eventi di pioggia le acque meteoriche, derivanti da superfici pavimentate, possono essere così immesse in questi fossi rinverditi artificialmente e poco profondi; si può raggiungere al massimo un livello d'acqua pari a 30 cm per evitare che quest'opera possa essere rischiosa per i bambini. Le acque meteoriche vengono accumulate per breve tempo e s'infiltrano nel sottosuolo; il fosso è generalmente asciutto e dopo la pioggia deve svuotarsi generalmente entro poche ore o al massimo entro due giorni.. Il fosso rinverdito deve essere realizzato con uno strato superficiale di terreno organico di spessore compreso fra 20 e 30 cm, la vegetazione deve essere quella autoctona dell'isola prediligendo quelle in pericolo di estinzione.

AIUOLE D'INFILTRAZIONE

Il funzionamento è del tutto simile all'impianto sopra descritto, anche in questo caso l'impiego principale è quello di smaltire per filtrazione le acque superficiali provenienti da strade rese impermeabili dal manto in conglomerato bituminoso. In questi contesti il rendimento depurativo delle acque risulta essere molto buono, grazie alla buona capacità di smaltimento del terreno, e inoltre possono essere particolarmente preziose come elementi di arredo urbano nel nuovo quartiere.

Data la dimensione più ristretta rispetto ai fossati di infiltrazione si consiglia di evitare il costipamento della superficie, lo sfalcio annuale deve avvenire con l'asportazione del materiale tagliato e nel caso di aiuole particolarmente lunghe costruite nei pressi delle superfici più scoscese si consiglia l'inserimento di dossi divisorii.

PAVIMENTAZIONI DRENANTI

E' possibile evitare o ridurre l'impermeabilizzazione del suolo impiegando pavimentazioni drenanti, queste sono soprattutto indicate per le strade meno trafficate del nuovo quartiere che non necessitano di rivestimenti molto resistenti. Sono disponibili ovunque dei modelli di questo tipo di pavimentazioni da applicare in molte tipologie di superfici, il principio fondamentale deve essere la verifica del sottofondo stradale che deve avere un'adeguata permeabilità.

L'impiego di questa tipologia non va limitato al nuovo quartiere in costruzione; in caso di risanamento e manutenzione delle strade dell'abitato esistente si può nuovamente favorire la ripermabilizzazione andando a sostituire i rivestimenti impermeabili (come ad esempio l'asfalto e i lastricati con giunti cementati) con pavimentazioni drenanti in modo da mitigare i problemi riscontrati con l'utilizzo del precedente rivestimento.

I pavimenti drenanti sono utilizzati anche per facilitare il reintegro delle falde acquifere e ridurre il carico sulle fognature esistenti; in un contesto come quello di Puerto Ayora si dimostra che si possono raggiungere facilmente i livelli di prestazione massimi per questa tecnologia ipotizzando che il coefficiente di permeabilità dei pavimenti drenanti posati possa raggiungere agevolmente valori del 70% nei punti pianeggianti, che sono i più critici per il ristagno dell'acqua, grazie alla presenza di un terreno abbastanza idoneo alla filtrazione.

Queste pavimentazioni non rappresentano la soluzione a tutte le problematiche sopra specificate ma sicuramente potrebbero essere una valida soluzione soprattutto se abbinate alle opere di drenaggio già esistenti. In seguito elenco alcuni dei maggiori vantaggi attribuibili ai pavimenti permeabili:

- Assorbono le acque meteoriche e le lasciano permeare nel substrato favorendone il deflusso e una loro parziale depurazione.
- Assorbono con semplicità le acque meteoriche e le distribuiscono nel substrato in modo naturale e su un'ampia superficie.
- Favoriscono il mantenimento delle falde acquifere in quanto aiutano ad alimentarle in modo più naturale, adeguato e costante.
- Eliminano i fenomeni di ruscellamento superficiale con benefici in termini di sicurezza stradale durante gli eventi meteorici.
- Creano un "microclima favorevole" in quanto non formano uno strato impermeabile e permettono alla terra di scambiare calore con l'esterno accumulando meno calore durante l'esposizione al sole e conseguentemente irraggiando meno calore al tramonto.
- Necessitano di poca manutenzione e hanno una durata molto maggiore dell'asfalto;
- Nel caso di manutenzioni al sub-strato o ai sottoservizi non si vengono a creare i tipici rattoppi superficiali che si creano nelle pavimentazioni in asfalto.
- Nel contesto in studio, l'utilizzo di queste pavimentazioni combinato con altri sistemi di smaltimento, potrebbe rendere possibile la realizzazione di un sistema privo di un sistema tradizionale di raccolta delle acque meteoriche con notevoli risparmi in termini economici immediati (il costo di un'eventuale rete di drenaggio) e nel lungo periodo (minori costi di manutenzione dovuti alla non presenza di una rete di drenaggio e del relativo sistema di trattamento).

Per raggiungere il massimo delle prestazioni consentite da questo tipo di tecnologia sarà necessario posare il manto stradale su uno strato permeabile ben compatto ma di granulometria non troppo fine per evitare rischi di intasamento degli spazi che dovrebbero permettere il drenaggio.

Dal punto di vista economico le pavimentazioni stradali in asfalto hanno un costo iniziale leggermente inferiore ma necessitano di maggiori costi di manutenzione nel corso degli anni e del loro totale rifacimento mediamente ogni 12 anni.

Si consiglia per le strade urbane l'uso esclusivo dei pavimenti drenanti in modo da sfruttare i vantaggi legati alla loro capacità di filtraggio, al fatto di garantire un buon abbattimento dello scorrimento dell'acqua sulla superficie pavimentata durante gli eventi piovosi e la possibilità di sfruttare il filtro naturale che offre il

terreno per depurare parzialmente le acque delle carreggiate prima che possano riversarsi a mare per infiltramento e scorrimento profondo.

STRADE NON ASFALTATE

Per le strade, non ancora asfaltate, al di fuori della zona maggiormente popolata si consiglia una manutenzione dei sistemi di drenaggio e una consolidazione del manto stradale tale da prevenire buche e avvallamenti. Si possono adottare delle pavimentazioni naturali per ridurre l'impatto dovuto ad eventuali asfaltature. Le pavimentazioni naturali sono delle strutture che mantengono l'aspetto esteriore non alterato e/o lavorato evitando l'utilizzo di materiali tipo i conglomerati bituminosi od altri che andrebbero a contrastare con l'ambiente ed il paesaggio circostante. L'utilizzo di prodotti stabilizzanti consente infatti di ottenere un manufatto che esteriormente assume l'aspetto della terra battuta, ma che presenta ottime caratteristiche di stabilità interna, portanza e resistenza agli agenti atmosferici. Con questa tecnologia è possibile realizzare piste ciclabili, strade a bassa o media densità di traffico, parcheggi, strade in parchi, ecc...

Nei terreni le pellicole organiche, che avvolgono i micro granuli di terra, ostacolano l'idratazione del cemento; i sali contenuti nel fissante svolgono la funzione di distruggere queste pellicole organiche presenti nel terreno che non consentono una buona bagnabilità di questo da parte del legante. Si favorisce così la dispersione del cemento nel materiale terroso, consentendo in tal modo che la colorazione del cemento non alteri quella originaria della terra.

TRINCEE D'INFILTRAZIONE

Nel caso in cui non si possano costruire dei bacini d'infiltrazione a causa del suolo non particolarmente permeabile possono essere utilizzate le trincee d'infiltrazione; tradizionalmente queste sono composte da scavi in grado di smaltire l'acqua piovana proveniente dai tetti o da altre superfici dove il rischio di contaminazione è basso. Questi scavi sono riempiti con materiali inerti naturali (ghiaia o spezzato di cava, possono essere utilizzati inerti macinati provenienti dalle demolizioni di edifici) ad elevata permeabilità. L'acqua è raccolta in un pozzetto e fatta transitare in una tubazione drenante collocata alla base della trincea in modo da facilitarne la dispersione, per evitare l'intasamento del corpo drenante questo viene completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

POZZI A PERDERE

Anche questa tipologia di manufatto permette alle acque di infiltrarsi direttamente anche nei terreni che presentano una bassa permeabilità, sono largamente utilizzati nei vecchio quartieri. Il pozzetto è generalmente costituito da elementi forati in calcestruzzo vibrato che permettono il deflusso diretto dell'acqua in uno strato permeabile di ghiaia avvolto da un telo di geotessuto per evitare la dispersione degli elementi più fini di sabbia e ghiaia

SERBATOI PER LO STOCCAGGIO DELL'ACQUA PIOVANA

Le acque di dilavamento dei tetti e delle superfici di copertura sono considerate le migliori a livello qualitativo perché interamente accumulabili e riutilizzabili per usi domestici secondari, per usi non potabili (per esempio nei WC) e per irrigazione. I serbatoi permettono l'accumulo e la decantazione, generalmente sono realizzati in calcestruzzo o in materiale plastico e possono essere collocati fuori terra, in cantina, sopra i tetti o interrati. A fronte di questa iniziativa deve esserci comunque un'esecuzione degli edifici che preveda delle coperture disegnate in modo tale da facilitare la raccolta delle acque piovane mentre la struttura dell'edificio deve essere calcolata pensando anche all'eventualità del sovraccarico causato dal serbatoio. In fase di edificazione si può pensare alla realizzazione di una cisterna di accumulo sovrelevata dal piano campagna in modo tale da non richiedere l'installazione di una pompa ma solo di un impianto di

separazione delle prime piogge. Un impianto del genere, del tutto passivo, costituirebbe la soluzione ideale da applicarsi a tutti gli edifici di nuova costruzione e specialmente a quelli da un piano di altezza.

Per quanto riguarda gli edifici esistenti l'utilizzo di questa tecnologia dipende dagli spazi disponibili, dai costi realizzativi e dalla possibilità di modificare una costruzione già in uso. Quando l'abitato esistente sarà servito dal nuovo acquedotto e dalla fognatura si potrà pensare di sfruttare le fosse settiche esistenti (pulite, disinfettate e ristrutturare) come piccoli serbatoi interrati per lo stoccaggio delle acque di pioggia. Un esempio di tecnologia facilmente applicabile su un pluviale già esistente consiste nel tagliare ad una certa altezza dal suolo il tubo che scarica a terra l'acqua, la pioggia che esce dal tubo viene successivamente filtrata da uno strato di ghiaietto posato sopra al tappo superiore di un contenitore, generalmente fabbricato in materiale plastico, formato da una rete a maglia fine. Lo scarico di troppopieno può essere sistemato in modo tale da disperdere l'acqua in eccesso in un pozzo a perdere o in un bacino di bioritenzione.

CARATTERIZZAZIONE DEL CONTESTO

Il contesto in cui lo studio si inserisce è abbastanza complesso, quindi sono necessarie alcune riflessioni iniziali basate sui documenti specifici presenti in letteratura scientifica e i sopralluoghi effettuati in loco:

- La piovosità media degli ultimi anni, a causa dei cambiamenti climatici, è aumentata creando delle problematiche che fino a poco tempo fa non esistevano.
- Le pavimentazioni in asfalto creano un "cappa di calore" in quanto il calore accumulato durante la giornata viene liberato dopo il calar del sole. Questo fenomeno contribuisce all'aumento dei consumi di energia elettrica per la climatizzazione dei locali.
- Dovendosi allacciare alla rete fognaria esistente è necessario riconoscere questo limite e, dunque, si rende necessario diminuire la superficie impermeabile della nuova urbanizzazione (dal 66% al 42%) in modo da evitare un eccessivo sovraccarico della rete di drenaggio.
- Gli eventi meteorici, soprattutto nel periodo che va da febbraio ad aprile, sono brevi e di forte intensità; ciò comporterebbe la posa di tubazioni di grande diametro, cosa che in questo caso non si può fare a causa degli esigui diametri della rete esistente.

PROPOSTE SUGGERITE

Fatta questa doverosa premessa si suggeriscono le seguenti opere per abbattere considerevolmente l'apporto d'acqua in fognatura:

- Bacini di bioritenzione nelle aiuole e negli spazi verdi su suolo pubblico;
- Aiuole d'infiltrazione e/o fossati ai margini dei parcheggi;
- Pavimentazione dei parcheggi con autobloccanti riempiti con granella in modo da aumentarne la permeabilità;
- Sistemi d'infiltrazione delle acque piovane, per ogni lotto, in modo da laminare le acque provenienti dai tetti;
- Sistemi di stoccaggio delle acque dei tetti in modo da poterla riutilizzare per innaffiare vasi e giardini.

Brochure del sistema “Cubodrain” della Pircher



CUBODRAIN BLOCCHI DISPERSORI MODULARI

PIRCHER
Soluzioni per l'ambiente dal 1969

CUBODRAIN

Sistema Pircher modulare per la dispersione delle acque meteoriche.

- E' l'alternativa ai pozzi perdenti in c.a.
- Riduce notevolmente i tempi di posa
- Ha un elevato indice di vuoti (>96%)
- E' dotato di grande leggerezza (25÷50 kg/m³)
- E' facilmente trasportabile (dimensioni pallettizzabili mt 1,20 x 1,20 x 1,20)
- E' modulare e flessibile (si possono collegare più moduli in serie o in parallelo, in funzione della piovosità e della superficie dell'area interessata all'intervento)
- E' dimensionato per sopportare i carichi veicolari standard; su richiesta del cliente, in particolari condizioni di traffico veicolare o di profondità di reinterro, viene effettuato un dimensionamento personalizzato

Domanda di brevetto depositata

CUBODRAIN							
MATERIALE	DIMENSIONI MT (Lung x Larg x H)	RESISTENZA A COMPRESSIONE	VUOTI INTERNI	SUPERFICIE DRENANTE	PESO (Kg/m ³)	TEMPERATURE DI ESERCIZIO	MQ DI SUPERFICIE IMPERMEABILE INDICATIVA
PVC	1,20 x 1,20 x 1,20	5 tipologie di prodotto per ogni classe di carico	> 96 %	> 5,76 M ²	25 ÷ 50	-5°C + 60°C	A seconda della piovosità della zona e della permeabilità del terreno.

VANTAGGI DEL SISTEMA MODULARE PIRCHER RISPETTO A QUELLI TRADIZIONALI:

- **LOGISTICI:** i sistemi di drenaggio in cls, la cui superficie disperdente è composta dal fondo e da fori laterali di dimensioni ridotte, richiedono volumetrie di scavo 3 volte maggiori: questo comporta maggiori quantità di terreno da movimentare e da trasportare in discarica, con incrementi dei costi di posa.
- **OPERATIVI:** i moduli Pircher, grazie alla loro leggerezza, possono essere posati e movimentati a mano, a favore di una riduzione sia dei costi sia dei tempi di posa in opera.
- **TEMPISTICI:** la posa del sistema risulta particolarmente rapida e di facile esecuzione e non necessita di ulteriori operazioni aggiuntive.
- **TECNICO-IDRAULICI:** grazie alle eccellenti caratteristiche idrauliche dei moduli, il sistema Pircher garantisce una regolare ed uniforme distribuzione dell'acqua in tutte le direzioni, garantendo un assorbimento delle portate di punta durante gli eventi di precipitazioni intense o straordinarie.
- **SOSTENIBILI:** a contribuire alla sostenibilità del sistema non è solamente la proprietà del riciclaggio del materiale, ma anche la riduzione dei costi relativi ai trasporti (e quindi di emissione di CO₂): da un lato i moduli polimerici, essendo modulari e pallettizzabili, ottimizzano il piano di carico, dall'altro la riduzione delle opere di movimentazione terre si traduce in riduzione dei relativi costi di trasporto e smaltimento.

VANTAGGI

- Leggerezza, poiché consente un'agevole movimentazione e trasporto;
- Auto estinguenza e resistenza al fuoco (ASTM E-84);
- Elevata resistenza meccanica, in particolare alla compressione;
- Resistenza alla gran parte delle sostanze chimiche e all'aggressione biologica.

CARATTERISTICHE DEL PVC

- Il PVC utilizzato per realizzare questo riempimento è conforme ai più restrittivi standard, quali le norme CTI 136 e ASTM E-84.

MODALITA' DI POSA IN OPERA

Nonostante i moduli drenanti siano dimensionati per resistere a qualsiasi tipo di carico, bisogna tenere presente che gli stessi **non sono direttamente carrabili**; pertanto il transito di mezzi al di sopra di essi è consentito solo dopo una ricopertura minima di almeno 30 cm; per l'attraversamento con mezzi pesanti fino a 50 Kn/ruota il transito è invece possibile solo dopo aver realizzato uno strato minimo di 60 cm di ricopertura, opportunamente compattati a strati di 30 cm.

I moduli standard sono dimensionati per una classe di carico LT12:

MODULI STANDARD CLASSE CARICO LT12

NR. MODULI SOVRAPPONIBILI	H POZZO MT	H MIN. RINTERRO MT	H MAX RINTERRO MT
1	1,20	0,50	2,50
2	2,40	0,50	2,50
3	3,60	0,50	1,50
4	4,80	0,50	0,50



CUBODRAIN MODULO A



Pari ad una superficie disperdente di 5,76 mq. Facilmente ispezionabile tramite apertura collocata sulla sua sommità.

CUBODRAIN MODULO B



Si collega facilmente al modulo A per aumentarne la superficie disperdente. Sovrapponibili fino a 4 moduli.

CUBODRAIN VISTA DI INSIEME A+B



Modulo A + Modulo B



MODALITÀ DI ASSEMBLAGGIO E FUNZIONAMENTO

BASTA UN SEMPLICE SCAVO DI FORMA PARALLELEPIPEDA PER POSIZIONARE IL BLOCCO DISPERSORE IN MODO VELOCE E SICURO SENZA L'AUSILIO DI MEZZI MECCANICI.

Il blocco disperdente va sempre rinfiancato con almeno 40/60 cm di ciottolato almeno sui 5 lati. E' comunque buona norma prevedere una griglia/filtro nella tubazione o pozzetto a monte.

Come funziona: l'acqua viene introdotta all'interno del sistema tramite la tubazione di ingresso, che la convoglia in un'anima centrale, la cui funzione è quella di distribuire uniformemente il flusso dapprima nella

struttura alveolare e in seguito nel terreno circostante. Essendo il sistema avvolto da un geotessile, qualsiasi eventuale sedimento o detrito in sospensione rimane contenuto al suo interno, il che lo rende l'unica parte suscettibile di ispezione e facilita le operazioni di pulizia.

DIMENSIONAMENTO STATICO

Pircher è in grado di fornire il dimensionamento statico delle vasche/impianti e lo spessore più adeguato dei propri prodotti (opportunamente testati attraverso prove di laboratorio), sia in funzione della destinazione d'uso dell'area, sia in funzione della tipologia del terreno e della profondità di reinterro.



Il valore del sovraccarico dinamico veicolare viene calcolato secondo gli standard e le classi di carico previsti dalla normativa DIN 1072/1985.



PEDONALE:
fino a 5
Kv/m² (no
traffico
veicolare)

VEICOLI LEGGERI
(LT12): fino a 20
Kv/m²

VEICOLI MEDI
(HT30): fino a 50
Kv/m²

VEICOLI PESANTI
(HT60): fino a 100
Kv/m²

DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

Pircher può eseguire il dimensionamento sulla base delle curve pluviometriche della zona e della capacità filtrante del terreno, fornita dal cliente.



COMPARAZIONE E VANTAGGI

CUBODRAIN SISTEMA MODULARE PIRCHER	POZZO PERDENTE SISTEMA TRADIZIONALE
PESO	
Il sistema è dotato di grande leggerezza: il suo peso specifico può arrivare al massimo a 50 kg/m ³	Il peso dell'equivalente pozzo perdente in calcestruzzo, con un diametro esterno di 2,20 m e un'altezza di 3,20 m, è pari a 4.350 kg
SUPERFICIE DISPERDENTE E CAPACITÀ FILTRANTE	
Superficie disperdente di un blocco di m 1,2 x 1,2 x 1,2 è pari a 5,76 m ² .	Per ottenere l'equivalente superficie disperdente, si deve realizzare un pozzo perdente costituito da 5 anelli forati con soletta di diametro 2,20 m, per un'altezza complessiva di 3,2 m.
VOLUMETRIA DI SCAVO (comprensiva di rinfilco con ciottolato)	
10,60 m ³ .	32,00 m ³ .
SICUREZZA DI POSA	
La posa non richiede manodopera specializzata e, data la leggerezza dei manufatti, non sono richiesti mezzi di sollevamento impegnativi.	La posa può essere eseguita solo da appropriati mezzi di sollevamento meccanici e deve avvenire secondo procedure di sicurezza e con personale qualificato.
VELOCITÀ DI POSA	
Essendo il sistema preassemblato, la posa è estremamente rapida e avviene in una fase unica: una volta adagiato a fondo scavo e collegato al collettore, il sistema è già reinterrabile e funzionante.	La posa è molto onerosa dal punto di vista della tempistica: il sistema è componibile soltanto in sito, utilizzando dei mezzi meccanici (posa degli anelli, della soletta di copertura e sigillatura degli elementi).
GARANZIA PRESTAZIONALE	
Il sistema è completamente avvolto da un geotessuto, che previene l'intasamento interno alveolare; anche l'anima centrale è avvolta da un geotessuto, pertanto eventuali sedimenti rimangono all'interno di essa. Il materiale è inoltre imputrescibile e non-biodegradabile.	Essendo la superficie disperdente molto limitata, i fori possono essere facilmente ostruiti da materiale lapideo; inoltre il ciottolato attorno al pozzo può incastrarsi nei fori disperdenti, ostruendoli così da compromettere la capacità di dispersione del sistema.
TRASPORTO, MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	
Il sistema, data la leggerezza e modularità, è facilmente pallettizzabile può essere trasportato con degli autocarri di dimensioni minime e la sua movimentazione può essere eseguita senza l'ausilio di mezzi meccanici.	Il peso elevato dei componenti influisce negativamente sia sui trasporti che sulla movimentazione degli stessi: trasportare un pozzo perdente in cemento potrebbe costare sino a 7 volte in più rispetto ad un modulo disperdente.
COSTI A LAVORO FINITO	
Anche se inizialmente il costo del prodotto potrebbe risultare maggiore o uguale, alla fine dell'opera (includendo i costi relativi al trasporto e alla manodopera di movimentazione e installazione) si può raggiungere un risparmio che può variare dal 10% al 20%.	Il costo del pozzo perdente in calcestruzzo, oltre al maggior costo del trasporto, sale esponenzialmente rispetto a Cubodrain se si considerano i volumi di scavo ed il trasporto degli inerti in pubblica discarica e il maggior utilizzo di tempo relativo alla manodopera necessaria per l'installazione.

PER ULTERIORI INFORMAZIONI DI ACQUISTO VISITA IL SITO WWW.PIRCHER-EDILIZIA.COM

PIRCHER
Soluzioni per l'ambiente dal 1969

SEDE CENTRALE
VIA PER MOMBELLO 19/21
I-21033 CITTIGLIO (VA)
TEL. 0332 626 210
FAX 0332 626 060

FILIALE
VIA 1° MAGGIO 2, LOCALITÀ POMARA
I-46010 GAZZUOLO (MN)
TEL. 0376 924 023
FAX 0376 924 054



Scansiona il QR code con il tuo smartphone ed entra nel mondo del sistema PIRCHER.

Verifiche statiche delle tubazioni in materiale plastico

La verifica di una tubazione rigida viene effettuata garantendo il funzionamento di essa sotto la soglia del carico di rottura definito come stato limite ultimo di rottura senza deformazione significativa della sezione. Per la verifica statica di tali tubazioni si seguono le indicazioni riportate nella normativa UNI 7517/76 e nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88. Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali utilizzati (fornite dai costruttori e normate da enti certificatori internazionali).

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni rigide sono le seguenti:

- valutazione dei carichi che gravano sulla condotta detti carichi ovalizzanti;

- a) carico dovuto al rinterro
- b) carico dovuto ai sovraccarichi mobili
- c) carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo
- d) carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

- verifica allo stato limite ultimo di resistenza;

- verifica a fessurazione.

Per poter effettuare queste verifiche, si scelgono i punti di maggior criticità lungo la condotta da verificare. In questo caso essendo per gran parte interrata sotto terreno libero si sceglie di verificare il tratto iniziale posto sotto il manto stradale dove oltre a gravare il carico dovuto al rinterro, pesano sulla tubazione anche i sovraccarichi mobili, dovuti al passaggio delle autovetture ponendoci per tutta la lunghezza della tubazione considerata a favore di sicurezza.

Calcolo del carico del rinterro

Le disposizioni per il carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi di Spangler. Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga.

Per indicare la trincea stretta occorre che almeno una delle due condizioni seguenti siano verificate:

$$\begin{array}{ll} B \leq 2D & e \quad H \geq 1,5B \\ 2D < B < 3D & e \quad H \geq 3,5B \end{array}$$

Dove B è la larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo, H è l'altezza del rinterro al di sopra di questa generatrice e D è il diametro esterno della tubatura.

TRINCEA STRETTA

Il carico del rinterro viene calcolato con la formula:

$$Q_{st} = C_t * \gamma_t * B^2$$

dove:

- Q_{st} = carico verticale sul tubo in N/m;
- γ_t = peso specifico del rinterro in N/m;
- B = larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo, in m;
- C_t = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta.

C_t viene calcolato in funzione di H/B , dell'angolo d'attrito interno del rinterro ρ e dell'angolo d'attrito ρ' tra il rinterro e il terreno naturale:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2k \left(\frac{H}{B}\right) \tan \rho'}}{2k \cdot \tan \rho'}$$

Dove:

$$k = \tan^2(45^\circ - \frac{\rho}{2})$$

Normalmente si pone $\rho = \rho'$ data l'estrema difficoltà di attribuire a ρ' un valore diverso giustificabile. Nella seguente tabella si specificano i valori di ρ tipici e di peso specifico dei terreni maggiormente utilizzati:

	Descrizione del terreno	ANGOLO D'ATTRITO INTERNO ρ [gradi]	PESO SPECIFICO γ_t	
			[kg/m ³]	[kN/m ³]
1	Argilla umida comune	12	2000	19.613
2	Terreno paludoso, torboso (terreno organico)	12	1700	16.671
3	Argilla, plastica, argilla sabbiosa	14	1800	17.652
4	Sabbia argillosa	15	1800	17.652
5	Loess, loess argilloso	18	2100	20.594
6	Argilla fangosa	20	2000	19.613
7	Marna, argilla povera	22	2100	20.594
8	Fango, polvere di roccia	25	1800	17.652
9	Sabbia non compressa (terreno sabbioso non stabilizzato)	31	1700	16.671
10	Misto di cava di sabbia e ghiaia	33	2000	19.613
11	Misto di cava di ghiaia e ciottoli	37	1900	18.633

Figura 23: Caratteristiche dei terreni per il calcolo dei carichi (dalla norma UNI 7517)

Nel caso in cui il valore di Q_{st} risultasse più basso del peso stesso del prisma sovrastante si utilizza il peso di quest'ultimo come carico gravante sulla condotta calcolato come $Q_{st} = H \cdot D \cdot \gamma_t$.

TRINCEA LARGA

Il carico totale dovuto al rinterro in trincea larga è definito come:

$$Q_{ewt} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

Dove:

- Q_{ewt} = carico verticale sul tubo in N/m;
- γ_t = peso specifico del rinterro in N/m;
- D = diametro esterno del tubo in m;
- C_e = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga

Il coefficiente C e è funzione del rapporto H/D , delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene calcolato con le formule:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \cdot \left(\frac{H}{D}\right) + 0,33 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad \text{per} \quad \left(\frac{H}{D}\right) \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 * \left(\frac{H}{D}\right) \quad \text{per } \left(\frac{H}{D}\right) > 2,66$$

Calcolo dei carichi dovuti a sovraccarichi mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo di circolazione ad altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$P_{vc} = P_v * D * \varphi$$

Dove:

P_{vc} = carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli tipo, in N/m;

P_v = pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati, in N/m²;

D = è il diametro esterno del tubo, in m;

φ = è il fattore dinamico.

Il fattore dinamico può essere calcolato come:

$$\varphi = 1 + \frac{0,3}{H} \quad \text{per strade e autostrade}$$

$$\varphi = 1 + \frac{0,6}{H} \quad \text{per ferrovie}$$

dove H è l'altezza del rinterro in m sulla generatrice del tubo.

Per la scelta della pressione P_v dovuta ai sovraccarichi mobili in questa sede si fa riferimento alla DIN 1072 utilizzando per la verifica la classe HT60 con carico per ruota pari a 100 KN.

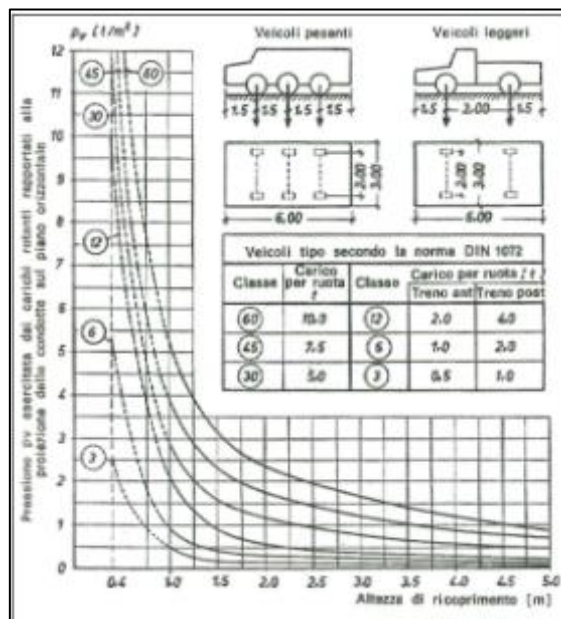


Figura 24: classi e carichi per i convogli tipo secondo norma DIN 1072.

La pressione dinamica P_v esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$P_v = 0,5281 * \frac{P}{H^{1,0461}} \quad \text{valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario}$$

$$P_v = 0,8743 * \frac{P}{H^{1,5194}} \quad \text{valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT)}$$

in cui:

- P_v = pressione dinamica [kN/m²];
- P = carico per ruota [kN];
- H = l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola in base alla norma UNI 7517, con la formula:

$$P_a = 5788 * d^2$$

Dove:

P_a = carico in N/m ;

d = diametro interno del tubo in m.

Verifica statica tubazioni flessibili

Per valutare il comportamento statico di una tubazione flessibile, non si può fare riferimento, come nel caso delle tubazioni rigide, al carico di rottura, semplicemente per il fatto che la deformazione del tubo risulta inaccettabile molto prima che si raggiunga il carico di rottura per schiacciamento.

Tubi PVC SN8 - SDR 34					
Ø esterno mm	Spessore mm	Ø interno mm	Ø est. bicchiere mm	Peso kg/m	Prezzo Euro/m
110	3,2	103,6	128,4	1,78	4,90
125	3,7	117,6	146,4	2,32	6,30
160	4,7	150,6	186,2	3,76	10,08
200	5,9	188,2	230,8	5,87	15,42
250	7,3	235,4	290,2	9,14	24,02
315	9,2	296,6	364,4	14,49	38,92
400	11,7	376,6	455,4	23,36	63,83
500	14,6	470,8	573,6	36,44	99,64
630	18,4	593,2	-	58,07	183,22

Figura 25: Caratteristiche tubazioni in PVC SN8 per fognature.

Pertanto, per la verifica statica delle tubazioni flessibili si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro

caratteristiche meccaniche. Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- valutazione e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine
- valutazione e verifica della massima sollecitazione a flessione della sezione trasversale
- valutazione e verifica del carico critico di collasso

Di seguito vengono elencate le procedure di calcolo, si rammenta che la metodologia di computo dei carichi che agiscono sulle tubazioni in materiale plastico sono identiche a quelle già esposte per le tubazioni rigide.

Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione diametrale massima nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta_y = \frac{(D_e * W_c + W_l) * K_x}{8 * RG + 0.061 * K_a * E_s} + \Delta_a$$

dove:

- D_e [adim.] = fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto dell'assestarsi nel tempo del terreno
- W_c [N/cm] = carico verticale del suolo per unità di lunghezza;
- W_l [N/cm] = carico mobile sul tubo per unità di lunghezza;
- K_x [adim.] = coefficiente di inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco d'appoggio del tubo;
- RG [N/cm²] = rigidità trasversale del tubo a lungo termine;
- E_s [N/cm²] = è il modulo elastico del terreno che avvolge la tubazione per cui si assume un valore K_a , Δ_a sono parametri che permettono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statica dell'inflessione).

Con riferimento alla rigidità trasversale del tubo si noti che questa risulta pari a

$$RG = \frac{E_t * I}{D_m^3}$$

Indicando con

E_t = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo

I = momento di inerzia di una lunghezza unitaria del tubo ($I = s^3/12$ con s spessore della parete del tubo)

D_m = diametro medio della tubazione ($D_m = D-s/2$)

Nel caso del PVC il modulo di elasticità a lungo termine è 1500 MPa mentre per il PEad è 225 MPa (la metà di quelli iniziali) e di conseguenza, sulla scorta della formula di cui sopra, lo stesso rapporto viene mantenuto relativamente alla rigidità trasversale. **Per tubazioni in PEAD ed in PVC l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.**

Tipo di materiale che avvolge la tubazione	Valori di E_s in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [MPa]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero <85% Proctor <40% Densità rel.	Costipamento moderato 85+95% Proctor 40+70% Dens. Rel.	Costipamento leggero >95% Proctor >70% Densità rel.
a) Terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	0,34	1,4	2,8	6,9
b) Terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	0,69	2,8	6,9	13,8
c) Terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	1,4	6,9	13,8	20,7
d) Roccia frantumata.	6,9	-	20,7	-

Figura 26: Modulo elastico del terreno E_s

TIPO DI RINTERRO E GRADO DI COSTIPAMENTO	De
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato	2.0
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero	1.5

Figura 27: Fattore di ritardo d'inflessione D_e

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUIVAL. DI LETTO [GRADI]	COEFF. K_x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor≥95%) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor≥70%)	180	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor≥85% e <95%) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso.	60	0.103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0.110

Figura 28: Coefficiente d'inflessione K_x

ALTEZZA H DEL RINTERRO [m]	Δa	K_a
$H < 4.9m$	0	0.75
$H > 4.9m$ e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0.02D	1.0
$H > 4.9m$ e materiale con moderato grado di costipamento	0.01D	1.0
$H > 4.9m$ e materiale con elevato grado di costipamento	0.005D	1.0

Figura 29: Valori dei parametri K_a e Δa

Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

La sollecitazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta tramite un fattore di sicurezza.

In particolare dovrà risultare:

$$\sigma = E_t * D_f * \frac{\Delta_y}{D} * \frac{s}{D} \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

dove:

- σ [N/cm²] = tensione dovuta alla deflessione diametrale;
- σ_{lim} [N/cm²] = la tensione limite ultima fornita dalla società produttrice della tubazione;
- D_f = fattore di forma i cui valori sono stati parametrizzati in funzione dell'indice di rigidezza.

$$RG = \frac{E_t * I}{D_m^3}$$

dove D_m rappresenta il diametro medio della condotta) della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro ricavabile dalla tabella riportata nel seguito.

μ = un coefficiente di sicurezza, pari a 1.5;

INDICE DI RIGIDEZZA DELLA TUBAZIONE RG [N/m ²]	TIPO DI MATERIALE DI SOTTOFONDO E RINFIANCO E GRADO DI COSTIPAMENTO			
	GHIAIOSO		SABBIOSO	
	Da naturale a leggero	Da moderato a elevato	Da naturale a leggero	Da moderato a elevato
1150	5.5	7.0	6.0	8.0
2300	4.5	5.5	5.0	6.5
4600	3.8	4.5	4.0	5.5
9200	3.3	3.8	3.5	4.5

Figura 30: Fattore di forma D_f

Verifica dell'instabilità dell'equilibrio elastico

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi all'aumentare delle forze, si inflette ovalizzazione (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.

Per quanto riguarda le tubazioni interrate, la sollecitazione che determina l'instabilità elastica è legata, oltre alle caratteristiche meccaniche della tubazione, anche al modulo elastico E_s del suolo che circonda la tubazione.

La norma ANSI-AWWA C950/88 propone la seguente espressione per la valutazione la pressione ammissibile (definita anche "pressione ammissibile di Buckling"):

$$q_a = \frac{1}{FS} * (32 * R_w * B' * E_{ws} \frac{E_t * I}{D^3})^{1/2}$$

dove:

- q_a [N/cm²] = la pressione ammissibile di buckling
- FS è il fattore di progettazione, pari a 2.5
- R_w è il fattore di spinta idrodinamica della falda eventualmente presente
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico

Nel caso in cui la verifica inerente all'inflessione diametrale $\Delta y/D$ fornisca valori prossimi al limite massimo accettabile si dovrà utilizzare un fattore di progettazione $FS=3$ in luogo di 2.5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile q_a con la risultante dei carichi esterni applicati.

In particolare dovrà risultare:

$$\gamma_w * H_w = R_w * \frac{W_c}{D} * \frac{W_l}{D} \leq q_a$$

L'inflessione diametrale, le sollecitazioni e la pressione massima ammissibile di buckling in una tubazione flessibile interrata dipendono in maniera determinante dal modulo di elasticità del suolo e quindi dal tipo di terreno utilizzato per letto di posa ed il rinfiacco della tubazione e dal grado di costipamento.

Φ 315 mm PVC - B_02 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	2.00	3.37	2.00	6.74	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	11.34	113.40	100	1.15	29.41	8.72	87.23	0.829	2.63%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.860	8.56	2.5	1	1	12.846	6.37	2.02

Φ 315 mm PVC - B_03 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	0.85	1.43	2.00	2.87	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	4.82	48.20	100	1.35	84.69	25.12	251.19	1.043	3.31%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	97.874	6.81	2.5	1	1	12.846	9.50	1.35

Φ 400 mm PVC - B_02 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
400	11.7	376.6	0.75	2.00	2.66	2.00	5.31	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.133	22500	39.415	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	14.40	144.00	100	1.15	29.41	11.08	110.76	1.053	2.63%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.969	8.55	2.5	1	1	12.875	6.37	2.02

Φ 400 mm PVC - ES_05 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
400	11.7	376.6	0.75	0.50	0.66	2.00	1.33	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.133	22500	39.415	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy %
18	3.60	36.00	100	1.60	174.48	65.71	657.09	5.73%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	169.675	3.93	2.5	1	1	12.875	17.33	0.74

Φ 200 mm PVC - N_01

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.50	3.99	2.00	7.97	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy %
18	5.40	54.00	100	1.20	41.47	7.80	78.04	2.56%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	76.521	8.71	2.5	1	1	13.040	6.60	1.98

Φ 200 mm PVC - N_02 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.92	5.10	2.00	10.20	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy %
18	6.91	69.12	100	1.16	30.86	5.81	58.08	2.61%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.831	8.57	2.5	1	1	13.040	6.36	2.05

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Φ 315 mm PVC - B_01

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	1.00	1.69	2.00	3.37	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	5.67	56.70	100	1.30	68.65	20.36	203.62	0.930	2.95%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	87.343	7.63	2.5	1	1	12.846	8.26	1.55

Φ 315 mm PVC - B_02 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	1.42	2.39	2.00	4.79	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	8.05	80.51	100	1.21	44.32	13.15	131.47	0.813	2.58%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	76.319	8.74	2.5	1	1	12.846	6.73	1.91

Φ 315 mm PVC - B_02 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	1.77	2.98	2.00	5.97	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	10.04	100.36	100	1.17	33.99	10.08	100.80	0.810	2.57%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	76.048	8.77	2.5	1	1	12.846	6.39	2.01

Φ 315 mm PVC - B_03 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
315	9.2	296.6	0.59	0.55	0.93	2.00	1.85	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.065	22500	31.04	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	3.12	31.19	100	1.55	152.54	45.24	452.43	1.609	5.11%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	151.042	4.41	2.5	1	1	12.846	15.35	0.84

Φ 160 mm PVC - B_03 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
160	4.7	150.6	0.30	0.70	2.32	2.00	4.65	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.009	22500	15.765	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	2.02	20.16	100	1.43	109.56	16.50	165.00	0.629	3.93%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	116.946	5.70	2.5	1	1	12.958	11.57	1.12

Φ 160 mm PVC - REC

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
160	4.7	150.6	0.30	0.45	1.49	2.00	2.99	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.009	22500	15.765	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	1.30	12.96	100	1.67	202.93	30.56	305.61	1.047	6.55%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	194.699	3.42	2.5	1	1	12.958	19.91	0.65

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Φ 200 mm PVC - N_02 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.93	5.13	2.00	10.26	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	6.95	69.48	100	1.16	30.67	5.77	57.72	0.522	2.61%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.920	8.56	2.5	1	1	13.040	6.36	2.05

Φ 200 mm PVC - N_03 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.80	2.13	2.00	4.25	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	2.88	28.80	100	1.38	91.71	17.26	172.59	0.695	3.48%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	103.827	6.42	2.5	1	1	13.040	10.07	1.30

Φ 200 mm PVC - N_03 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.82	2.18	2.00	4.36	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	2.95	29.52	100	1.37	88.77	16.71	167.07	0.681	3.40%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	101.691	6.56	2.5	1	1	13.040	9.83	1.33

Φ 200 mm PVC - REC

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.50	1.33	2.00	2.66	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	1.80	18.00	100	1.60	174.48	32.84	328.37	1.145	5.72%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	170.986	3.90	2.5	1	1	13.040	17.32	0.75

Φ 500 mm PVC - B_05 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
500	14.6	470.8	0.94	1.00	1.06	2.00	2.12	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.259	22500	49.27	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	9.00	90.00	100	1.30	68.65	32.32	323.22	1.477	2.95%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	87.325	7.63	2.5	1	1	12.842	8.26	1.55

Φ 500 mm PVC - B_06 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
500	14.6	470.8	0.94	2.70	2.87	2.00	5.73	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2	/	N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.259	22500	49.27	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	24.30	243.00	100	1.11	20.76	9.77	97.74	1.490	2.98%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	88.091	7.57	2.5	1	1	12.842	6.81	1.88

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Φ 200 mm PVC - N_01

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.50	3.99	2.00	7.97	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	5.40	54.00	100	1.20	41.47	7.80	78.04	0.512	2.56%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	76.521	8.71	2.5	1	1	13.040	6.60	1.98

Φ 200 mm PVC - N_02 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.92	5.10	2.00	10.20	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	6.91	69.12	100	1.16	30.86	5.81	58.08	0.521	2.61%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.831	8.57	2.5	1	1	13.040	6.36	2.05

Φ 200 mm PVC - N_02 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	1.93	5.13	2.00	10.26	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale									
γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	6.95	69.48	100	1.16	30.67	5.77	57.72	0.522	2.61%

Verifica sollecitazione max flessione				Verifica instabilità equilibrio elastico					
μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	77.920	8.56	2.5	1	1	13.040	6.36	2.05

Φ 200 mm PVC - N_03 - MINIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.80	2.13	2.00	4.25	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	2.88	28.80	100	1.38	91.71	17.26	172.59	0.695	3.48%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	103.827	6.42	2.5	1	1	13.040	10.07	1.30

Φ 200 mm PVC - N_03 - MASSIMO RICOPRIMENTO

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.82	2.18	2.00	4.36	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	2.95	29.52	100	1.37	88.77	16.71	167.07	0.681	3.40%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	101.691	6.56	2.5	1	1	13.040	9.83	1.33

Φ 200 mm PVC - REC

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
200	5.9	188.2	0.38	0.50	1.33	2.00	2.66	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.017	22500	19.705	0.050	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

γt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.	
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy	%
18	1.80	18.00	100	1.60	174.48	32.84	328.37	1.145	5.72%

Verifica sollecitazione max flessione

Verifica instabilità equilibrio elastico

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	170.986	3.90	2.5	1	1	13.040	17.32	0.75

Balettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm

Φ 500 mm PVC - B_13 & OUT- PASSAGGIO SOTTO VIA TOTI

De	Sp	Di	B	H	H/B	B/D	H/D	Trincea	σ amm
mm	mm	mm	m	m	/	/	/	/	N/cm2
500	14.6	470.8	0.94	0.60	0.64	2.00	1.27	STRETTA	1000

De	Kx	Δa	Ka	Es	I	Et	Dm	Rg	Df
/	/	/	/	N/cm2		N/cm2	cm		
1.5	0.103	0	0.75	690	0.259	22500	49.27	0.049	4.5

Verifica dell'inflessione diametrale

yt	Qterr	Wt	Carico Ruota	Φ	Qveicol	Qveicol	Wveic	Inflessione Diam.
kN/mc	kN/m	N/cm	kN	/	kN/m2	kN/m	N/cm	Δy %
18	5.40	54.00	100	0.75	67.59	31.82	318.19	2.57%

Verifica sollecitazione max flessione

μ	σ lim	σ	μ calcolato	FS	Rw	B'	Qa	Carichi est	FS calcolato
/	N/cm2	N/cm2	/	/	/	/	N/cm2	N/cm2	/
1.5	666.67	76.076	8.76	2.5	1	1	12.842	7.44	1.73

Verifica instabilità equilibrio elastico

Baulettatura in calcestruzzo leggermente armato di h=10 cm, per maggiore protezione da traffico veicolare

SCHEMA TIPO PER LA POSA DELLA SOLETTA IN C.A.

