



È vietata la riproduzione di questo documento senza la preventiva autorizzazione di MM Spa



COMUNE DI MILANO

MERCATO AGROALIMENTARE DELLA CITTÀ DI MILANO

PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

IL DIRETTORE TECNICO DOTT. ING. Francesco Venzani Ordine degli Ingegneri Milano n° 14647		IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE DOTT. ING. Andrea Pasquale Costa Ordine degli Ingegneri Milano n° A22465		IL PROGETTISTA RESPONSABILE DOTT. ING. Matteo Ghia Ordine degli Ingegneri Pavia n° 2100		
						
6	SET 2019	PROGETTO VALIDATO			F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA
3	LUG 2019	PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO				A. COSTA
0	28/05/2019	EMISSIONE	Scarpa	Ghia	F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA
Aggiorn.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Acquisito	Approvato

COLLABORAZIONE
ALLA PROGETTAZIONE:

CODIFICA
DOCUMENTO

Commessa

YB00

Lotto

1

Fase

D

Categoria

S

Opera

RE

Progressivo

0110

PAGINE TOTALI **106**



INDICE DEI CONTENUTI

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IDRAULICHE.....	5
2.1	PUNTI DI SCARICO DELLE RETI ACQUE NERE E METEORICHE IN FOGNATURA COMUNALE.....	6
2.2	LIMITE DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE	7
3	RIFERIMENTI NORMATIVI ADOTTATI	8
4	RETI DI SCARICO ACQUE NERE.....	9
4.1	PORTATA NERA DI PROGETTO	9
4.2	DIMENSIONAMENTO COLLETTORI DI SCARICO ACQUE NERE.....	10
5	RETI DI DRENAGGIO E LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE.....	11
5.1	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E DELLE OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA	11
5.2	CPP	12
5.3	CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO	14
5.4	PORTATA MASSIMA SCARICABILE AI FINI DELL'INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA	15
5.5	PERMEABILITÀ DEL SUOLO	15
5.6	OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA.....	16
5.6.1.	MODELLAZIONE MATEMATICA	19
5.6.2.	OPERA VD-2A.....	27
5.6.3.	OPERA CV-6A	31
5.6.4.	OPERE CV-1 VD-6 E AREE VERDI DISPERDENTI.....	38
5.6.5.	VERIFICA TRAMITE MODELLO MATEMATICO	51
5.7	MANUFATTI DI REGOLAZIONE.....	76
5.7.1.	MODELLO EFFLUSSO DA PARATOIA	77
5.7.2.	PARATOIA - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-CV1	77
5.7.3.	PARATOIA - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-CV 6A	78
5.7.4.	PARATOIE - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-VD 6 E VD 2A.....	79
5.7.5.	SOGLIE DI SFIORO - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA	79
5.8	SOGLIE DI SFIORO VERSO LE AREE VERDI	80
5.9	RETI DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE RELATIVE ALLE OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA.....	86
5.8.1.	MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI	86
5.8.2.	DIMENSIONAMENTO RETI DI DRENAGGIO T10.....	88
5.8.3.	VERIFICA RETI DI DRENAGGIO T10.....	89
5.10	PLUVIALI E GRONDE	91
5.9.1.	MODELLO COLLETTORI PLUVIALI E GRONDE.....	91
5.9.2.	PORTATE METEORICHE	91



5.9.3.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA CANALE DI GRONDA PLO	92
5.9.4.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BOCHE DI EFFLUSSO E PLUVIALI VERTICALI PLO	93
5.9.5.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BOCHE DI EFFLUSSO E PLUVIALI VERTICALI LOCALE TECNICO	94
5.11	CADITOIE	96
5.10.1.	MODELLO CADITOIE A GRIGLIA.....	97
5.10.2.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE A GRIGLIA	97
5.12	RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE DALLE VASCHE AL RICETTORE	99
5.11.1.	MODELLO RETE METEORICA DI SCARICO	99
5.11.2.	DIMENSIONAMENTO.....	100
5.11.3.	VERIFICA.....	100
6	MODALITÀ PER LA MANUTENZIONE E PULIZIA DELLE OPERE DI LAMINAZIONE	102



1 PREMESSA

Le indicazioni contenute nel presente documento costituiscono la RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA relativa alle opere idrauliche previste nell'ambito del progetto: "Piattaforma Logistica Ortofrutta – Progetto Definitivo per appalto integrato".

A supporto della presente relazione si rimanda ai seguenti elaborati grafici:

Progressivo	Opere idrauliche
0186	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA SOTTOSERVIZI STATO DI FATTO - PLANIMETRIA"
0187	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA SOTTOSERVIZI STATO DI PROGETTO – PLANIMETRIA"
0188	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA SOTTOSERVIZI STATO DI PROGETTO - PROFILI LONGITUDINALI"
0189	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA RETI ACQUE NERE STATO DI PROGETTO – PARTICOLARI"
0190	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA RETI ACQUE METEORICHE STATO DI PROGETTO – PARTICOLARI"
0227	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA SOTTOSERVIZI DEMOLIZIONI RETI ESISTENTI – PLANIMETRIA"
0230	"PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA SOTTOSERVIZI STATO DI PROGETTO – SEZIONI"



2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IDRAULICHE

Il progetto della Piattaforma Logistica Ortofrutta (PLO) prevede la realizzazione di un nuovo sistema di fognatura privata, in particolare si prevedono la demolizione dell'attuale rete di fognatura unitaria e la realizzazione di un nuovo sistema di fognatura separata (acque nere e acque meteoriche) associato ad un sistema di vasche volano e vasche disperdenti atte ad accumulare e laminare le portate di pioggia nel rispetto del RR n°7 2017 e delle modifiche successive previste dal RR n°8/2019 sull'invarianza idrologica e idraulica.

Si prevede la realizzazione delle seguenti opere idrauliche:

- Rete di fognatura per le sole acque nere prodotte dai padiglioni e locali tecnici.
- Reti di fognatura per le sole acque bianche: raccoglieranno le acque di pioggia mediante caditoie stradali e la rete dei pluviali degli edifici per convogliarle verso delle opere di invarianza idraulica e idrologica; solo la portata ammissibile da normativa (R.R. 7 /2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, art 8 comma 1) verrà scaricata verso la rete fognaria comunale attraverso una rete di recapito dedicata alle acque bianche.

Il controllo e la gestione delle acque pluviali sono effettuati mediante:

- reti di drenaggio acque meteoriche;
- vasche disperdenti per quanto riguarda le acque generate dalle coperture degli edifici (padiglione PLO e locale tecnico);
- vasche a tenuta realizzate mediante collettori di grande diametro per l'accumulo e laminazione delle acque di deflusso meteorico delle aree stradali;
- aree verdi disperdenti a supporto di alcune delle opere di accumulo ai due punti precedenti per la laminazione delle acque meteoriche di eventi di pioggia particolarmente gravosi;
- manufatti di regolazione della portata a valle di ciascuna opera di accumulo: saranno dotati di una soglia a stramazzo, con funzione di troppo pieno dell'invaso di laminazione, e da una luce sotto battente parzializzabile mediante paratoia regolabile, in modo da permettere la modulazione della portata in uscita;
- reti di scarico delle acque meteoriche dalle vasche al ricettore finale.

Si specifica che le acque nere e meteoriche verranno smaltite attraverso reti separate fino al confine del limite di intervento dove confluiranno nella rete mista esistente privata dell'area in via provvisoria, fino alla realizzazione del progetto generale per il quale invece si prevede il proseguimento della costruzione di reti fognarie separate fino al confine di proprietà dove verrà posto un manufatto ISB così come richiesto dal Servizio Idrico Integrato della città di Milano.

Si rimanda agli elaborati allegati per le planimetrie di stato di fatto (tavola 0186) e di progetto (tavole 0187÷190, 0227,230) delle opere idrauliche.

2.1 PUNTI DI SCARICO DELLE RETI ACQUE NERE E METEORICHE IN FOGNATURA COMUNALE

Essendo il progetto del Piattaforma Logistica Ortofrutta facente parte di una più ampia risistemazione dell'area ortofrutticola del comprensorio dei Mercati Generali di Milano, si prevede la creazione di una rete separata di acque nere e acque meteoriche fino all'indicato limite di intervento attuale (tavole 0186÷0190, 0227, 0230), che in via provvisoria si allaccerà alla rete mista esistente privata dell'area, fino alla realizzazione del progetto generale.

Nel progetto generale si prevede il proseguimento della costruzione di reti fognarie separate fino al confine di proprietà dove verrà posto un manufatto ISB così come richiesto dal Servizio Idrico Integrato della città di Milano.

Lo stato di fatto della rete fognaria privata interna dell'area ortofrutticola del comprensorio dei Mercati Generali di Milano è riportato in planimetria (tavola 0186).

Il lotto di intervento per il PLO così come il lotto di intervento generale è attualmente servito da una rete mista privata che scarica nella rete fognaria comunale attraverso diversi allacci posti lungo via Vismara a Ovest e in via Bonfadini sul lato sud.

Tali scarichi afferiscono ad un collettore fognario misto di grande diametro (4.6m x 3.2m) noto come "Ampliamento Est", Figura 1, che resta il ricettore di recapito finale anche nello stato di progetto.



Figura 1. "Recapito del lotto d'intervento attuale e generale in fognatura comunale: collettore esistente 4.6m x 3.2m (noto come "ampliamento est")".



2.2 LIMITE DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE

L'intervento del PLO si configura come “nuova costruzione” ed è soggetto ai requisiti di invarianza idraulica e idrologica ai sensi R.R. n°7 2017 e delle modifiche successive previste dal R.R. n°8/2019 sull'invarianza idrologica e idraulica.

L'invarianza idraulica si applica a tutte le superfici interne al lotto, pertanto oltre alle coperture degli edifici anche alle aree di sosta e ai parcheggi, nonché alle strade interne al lotto. Le aree verdi di passività ambientale restano invece escluse dall'adempimento del regolamento sopracitato (R.R. 7/2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, art. 3 comma 2bis), perché non modificate rispetto allo stato pre-urbanizzazione e non dotate di alcun tipo di soletta.

Il lotto di intervento occupa un'area estesa, pari a circa 4.3 ettari, e pertanto classificata come “area ad impermeabilizzazione potenziale alta” (tabella 1, R.R. n°8/2019).

Il lotto di intervento ricade nel Comune di Milano, il cui territorio è classificato ad alta criticità idraulica (“area A”, allegato C del R.R. n°8/2019).

Le portate meteoriche verranno laminate dalle vasche al fine di rispettare il limite massimo di scarico pari a $10\text{l/s/ha}_{\text{IMP}}$ (R.R. 7 /2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, art 8 comma 1), e verranno smaltite attraverso una rete bianca di fognatura fino all'allaccio alla rete mista esistente (in via temporanea) ed infine alla fognatura comunale (nel progetto generale).

Il dimensionamento delle opere di invarianza deve seguire una procedura di calcolo dettagliata e al contempo rispettare i requisiti minimi previsti all' art. 12 commi 2 e 3 (volume minimo $800\text{ m}^3/\text{ha}_{\text{IMP}}$ - R.R. 7/2017 e aggiornamento R.R. 8/2019).



3 RIFERIMENTI NORMATIVI ADOTTATI

R.R. n°7 2017

Criteri e metodi per il rispetto del principio di invarianza idrologica e idraulica

R.R. n°8 2019

Modifiche la regolamento regionale RR n°7/2017

R.R. n°2 2006

Uso delle acque superficiali e sotterranee, utilizzo delle acque a uso domestico, risparmio idrico e riutilizzo dell'acqua.

R.R. n° 3 2006

disciplina e regime autorizzatorio degli scarichi di acque reflue domestiche e di reti di fognarie

R.R. n° 4 2006

disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne.

Regolamento d'igiene del Comune di Milano

Regolamento del Servizio Idrico Integrato del Comune di Milano



4 RETI DI SCARICO ACQUE NERE

I nuovi padiglioni e locali tecnici previsti nel progetto vengono serviti da una rete di scarico delle acque nere, per maggior dettaglio si rimanda agli elaborati grafici allegati (tavola 0187).

Le portate delle connessioni di scarico vengono raccolte da 1 asta di collettori fognari:

- Linea nera 1: nuova logistica e locale tecnico.

In prossimità del limite di intervento tale linea si collega alla fognatura privata mista esistente. Ogni ramo di connessione alla linea principale è dotato di pozzetto di prelievo.

Si prevede in via provvisoria lo scarico alla rete mista esistente privata dell'area, fino alla realizzazione del progetto generale, in cui si prevede il proseguimento della costruzione di reti fognarie separate fino al confine di proprietà.

4.1 PORTATA NERA DI PROGETTO

La portata nera di progetto può essere stimata a partire dalla dotazione degli impianti idricosanitari, applicando un coefficiente di riduzione pari a 0.8 (valore comunemente utilizzato in letteratura tecnica).

La portata nera totale stimata per la piattaforma logistica si attesta pari a circa 11 l/s riferita l'ora di punta del giorno di massimo consumo.

A favore di sicurezza, le singole linee di scarico del padiglione sono state invece verificate con la portata di progetto dei singoli impianti:

- N°17 scarichi DN 110 pari a 2.4 l/s; mentre la dotazione acquedottistica è 0.4 l/s.
- N°1 scarico DN 160 pari a 7 l/s; mentre la dotazione acquedottistica è 0.8 l/s.

BAGNO PLO GRANDE	Utenze contemporanee di scarico					Utenze contemporanee				
	Vasi n.	Lavabi n.	Bidet n.	Docce n.	Pozzetto a terra n.	Vasi DU [l/s]	Lavabi DU [l/s]	Bidet DU [l/s]	Doccie DU [l/s]	Pozzetto a terra DU [l/s]
WC	20	12	0	0	10	24	10	0	0	15
DU totale	DU totale									49.0
K	K									1
coefficiente di frequenza	coefficiente di frequenza scuola									
Portata di scarico acque reflue	Q _{ww} portata di scarico acque reflue [l/s]									7.0

BAGNO PLO PICCOLO	Utenze contemporanee di scarico					Utenze contemporanee				
	Vasi n.	Lavabi n.	Bidet n.	Docce n.	Pozzetto a terra n.	Vasi DU [l/s]	Lavabi DU [l/s]	Bidet DU [l/s]	Doccie DU [l/s]	Pozzetto a terra DU [l/s]
WC	1	2	0	0	2	1.2	1.6	0	0	3
DU totale	DU totale									5.8
K	K									1
coefficiente di frequenza	coefficiente di frequenza scuola									
Portata di scarico acque reflue	Q _{ww} portata di scarico acque reflue [l/s]									2.4



4.2 DIMENSIONAMENTO COLLETTORI DI SCARICO ACQUE NERE

Si procede al dimensionamento delle linee di scarico esterne dei singoli edifici (padiglione logistica e locale tecnico) e dei collettori di recapito alla rete fognaria esistente (linea 1).

Tramite le equazioni del moto uniforme sono state dimensionate le condotte della rete nera affinché il grado di riempimento dei collettori non sia superiore a 0.8 e le velocità di scorrimento v siano superiori al valore di 0.4 m/s.

Attraverso l'equazione del moto uniforme, si è verificato grado di riempimento e velocità:

$$Q = A \cdot k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (Eq. 1)$$

Dove,

A = area geometrica della sezione del tubo;

k_s = coefficiente di scabrezza secondo Strickler per tubo usato;

R = raggio idraulico della sezione;

i = pendenza del tubo;

La velocità di moto uniforme risulta pari a,

$$v = k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (Eq. 2)$$

Da cui calcolando con la formula del moto uniforme di Chezy-Strickler si ottiene un'altezza di moto uniforme pari a h e quindi un rapporto di riempimento h/D .

Tabella 1. "Calcolo portate reflue per i collettori di scarico"

	Sez.	Bacino	L	i	De	Di	Vr	Qr	Qn	Qc/Qr	h/D	h	V/Vr	V
[nome]	[chiusura]	[sottobacini]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[l/s]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m/s]
Scarico singolo	N09-N26	bagno singolo	2.0	0.003	110.0	103.6	0.4	3.6	2.41	0.66	0.60	0.06	1.07	0.46
Scarico singolo	N27	bagno doppio	2.0	0.003	160.0	150.6	0.6	9.9	7.00	0.71	0.62	0.09	1.08	0.60
N09-N15	N15	N15	67.0	0.005	200.0	188.2	0.8	23	2.80	0.12	0.23	0.04	0.67	0.56
N15-N28	N28	N15	67.0	0.005	200.0	188.2	0.8	23	2.80	0.12	0.23	0.04	0.67	0.56
		N28	182.0	0.004	200.0	188.2	0.7	21	8.60					
		N15-N28 tot	249.0	0.004	200.0	188.2	0.7	21	11.40	0.55	0.53	0.10	1.02	0.76

La rete di fognatura interna al lotto di intervento è stata dimensionata con tubazioni in PVC SN8 di DN 200 e pendenza minima $i = 0.4\%$, $k_s = 90 \frac{m^{1/3}}{s}$: le condotte risultano verificate con una buona velocità di scorrimento e un grado di riempimento inferiore a 0.75. La scelta di mantenere un rapporto di riempimento basso tiene conto di eventuali occlusioni in esercizio.

Per quanto riguarda il locale tecnico, non sono previsti scarichi idrico-sanitari, ma solo gli scarichi dei pozzetti a terra. Nella prospettiva che vengano realizzati ulteriori edifici in fianco al locale tecnico, il collettore di scarico delle acque nere ad esso relativo è stato sovradimensionato e posto pari a DN 200 con pendenza $i=0.5\%$.



5 RETI DI DRENAGGIO E LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE

La rete di scarico delle acque bianche si compone riceve gli scarichi limitati da appositi manufatti di regolazione di una serie di opere di invarianza idraulica e idrologica atte ad attenuare le portate di piena a monte dello scarico nel ricettore.

Si compone di:

- Rete di drenaggio delle acque meteoriche verso le opere di invarianza idraulica
- Opere di invarianza idraulica con funzione di accumulo e laminazione e opere di accumulo e dispersione al suolo delle acque meteoriche
- Manufatti di regolazione delle portate in uscita dalle opere di invarianza idraulica
- Rete di scarico delle acque meteoriche dalle vasche al ricettore

La planimetria della rete meteorica e delle opere di invarianza idraulica e idrologica è riportata negli elaborati grafici allegati (tavole 0187÷0190, 0227, 0230).

5.1 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E DELLE OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

L'intervento in progetto si configura come "nuova costruzione" ed è pertanto soggetto ai requisiti di invarianza idraulica e idrologica ai sensi del R.R. 7/2017 e aggiornamento R.R. 8/2019.

Il lotto di intervento ha una superficie totale pari a 4.3 ettari e ricade nel Comune di Milano, il cui territorio è classificato come "area A", quindi alta criticità idraulica ed il limite di scarico è di 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento (circa 4.3 ha impermeabili, quindi $Q_{U_{max}} = 43 \text{ l/s}$).

Al fine di infiltrare parte delle acque meteoriche nel suolo, come suggerito dal RR 7/2017, si è deciso di separare le acque di prima pioggia raccolte delle aree stradali rispetto alle acque generate dalle coperture degli edifici.

Le acque raccolte dalle coperture degli edifici saranno convogliate verso vasche di accumulo ed infiltrazione al suolo.

Data la destinazione d'uso del lotto di intervento a mercato Ortofrutticolo e quindi la verosimile presenza di solidi biodegradabili nelle acque pluviali generate da dilavamento stradale, le acque generate dalle superfici stradali e dalle pertinenze e parcheggi degli edifici verranno invece raccolte ed inviate in grandi collettori volano ed infine inviate alla depurazione mediante scarico in fognatura comunale.

Inoltre, data l'estensione delle aree drenate e i volumi necessari alla laminazione delle acque, si prevedono anche delle aree verdi disperdenti: tali invasi si attiveranno solo in caso di eventi estremi, fornendo un ulteriore volume volano e capacità di dispersione al suolo ai collettori volano e alle vasche disperdenti interrate.

In sintesi, il controllo e la gestione delle acque pluviali sono effettuati mediante:

- Opere di accumulo e infiltrazione delle acque generate dalle coperture degli edifici: consistono in invasi interrati realizzati in elementi modulari plastici con un alto indice dei vuoti. La portata scaricata in fognatura di questi manufatti è pari a zero per eventi con tempo di ritorno pari a quello di progetto ($T=50$ anni); è presente uno sfioro di troppo pieno per gli eventi con tempo di ritorno superiore e per emergenza ($T>100$ anni).



- Opere di accumulo delle acque stradali avviate con portata attenuata in fognatura e quindi alla depurazione: consistono in invasi realizzati mediante la posa di collettori di grande diametro (3 m x 1.5 m) la cui portata scaricata in fognatura è opportunamente limitata entro i limiti previsti dal RR 7/2017 e RR 8/2019 per eventi con tempo di ritorno pari a quello di progetto (T=50 anni); è presente uno sfioro di troppo pieno per gli eventi con tempo di ritorno superiore e per emergenza (T>100 anni).
- Opere di accumulo e infiltrazione delle acque meteoriche generate da eventi meteorici con tempo di ritorno $T \geq 20$ anni collaborano idraulicamente con alcune delle opere di accumulo ai due punti precedenti: consistono in aree verdi disperdenti. La portata scaricata in fognatura di questi manufatti è pari a zero per eventi con tempo di ritorno pari a quello di progetto (T=50 anni); lo sfioro di troppo pieno per gli eventi con tempo di ritorno superiore e per emergenza coincide con quello previsto per le opere di accumulo con cui sono collaboranti (T>100 anni).
- Rete di scarico acque meteoriche: le portate meteoriche scaricate dalle opere di invarianza idraulica e idrologica vengono raccolte e coltate verso il limite di intervento dove confluiscono con la rete nera nella rete mista privata interna al comparto ortofrutticolo.

Si ricorda solo in via provvisoria gli scarichi delle acque nere e meteoriche del presente intervento si allacceranno alla rete mista esistente privata dell'area, fino alla realizzazione del progetto generale in cui si prevede il proseguimento della costruzione di reti fognarie separate fino al confine di proprietà dove verrà posto un manufatto ISB così come richiesto dal Servizio Idrico Integrato della città di Milano.

5.2 CPP

La valutazione delle portate di piena che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata effettuata con opportuni metodi di trasformazione afflussi-deflussi, che consentono di associare ad una determinata grandezza idrologica un'assegnata probabilità di accadimento a partire da eventi pluviometrici caratterizzati dalla medesima probabilità.

La normativa vigente (R.R. n°7 2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, art.11 b) indica la possibilità di usare come parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica (CPP) i valori riportata da ARPA Lombardia per tutte le località del territorio regionale.

Volendo determinare le portate che comportano la crisi del sistema di drenaggio occorre fare riferimento agli eventi pluviometrici di breve durata e forte intensità. Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi pluviometrici vengono utilizzate le curve di possibilità pluviometrica (CPP), elaborate a partire dalle registrazioni di altezza di pioggia effettuate nelle stazioni pluviometriche.

Si tratta di CPP a due parametri dai quali si ricava l'altezza di pioggia per diverse durate di evento meteorico θ e tempo di ritorno T .

Indicando con h l'altezza di precipitazione in mm, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità pluviometrica, una relazione monomia semplice o doppia:

$$h(\theta, T) = a(T) \cdot \theta^n \quad (\text{Eq. 3})$$

$$h(\theta, T) = a_1(T) \cdot \theta^{n_1} + a_2(T) \cdot \theta^{n_2} \quad (\text{Eq. 4})$$

Dove,

θ è la durata della pioggia in ore;



a, a_1, a_2, n, n_1 e n_2 sono i parametri delle CPP che esprimono la dipendenza dell'altezza d'acqua piovuta dal tempo di ritorno T , a sua volta definito come numero di anni in cui l'altezza di pioggia calcolata viene mediamente raggiunta o superata una sola volta.

Le relazioni sopra esposte vengono dedotte classificando in ordine decrescente le massime altezze di precipitazione registrate per le diverse durate e involupando superiormente i dati di pari ordine. La (Eq. 4) viene adottata quando si verifica una significativa differenza tra le distribuzioni delle altezze di pioggia con durate rispettivamente inferiori e superiori ad un certo valore.

Dalla formula precedente è possibile ricavare le curve di Intensità Durata pluviometrica:

$$i(\theta, T) = \frac{h(\theta, T)}{\theta} = a(T) \cdot \theta^{n-1} \quad (\text{Eq. 5})$$

Quando si progetta un sistema di drenaggio occorre fare riferimento ad un assegnato tempo di ritorno, che non deve essere confuso con il rischio di superamento della grandezza h in un determinato intervallo di tempo. Il rischio viene infatti definito come la probabilità P che il massimo annuale h venga superato almeno una volta in N anni ed è legato al tempo di ritorno T dall'espressione:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (\text{Eq. 6})$$

Quindi, per esempio, la probabilità o il rischio di superamento R in N anni di un evento con T di tempo di ritorno risulta:

Tabella 2. "Rischio di insufficienza idraulica in N anni per tempo di ritorno T "

R [%]		T [anni]		
rischio di superamento		10	50	100
N	1	10%	2%	1%
	2	19%	4%	2%
	5	41%	10%	5%
	10	65%	18%	10%
	20	88%	33%	18%
	30	96%	45%	26%
	50	99%	64%	39%

Tale probabilità può quindi presentarsi piuttosto elevata durante la vita utile di un'opera, anche se il tempo di ritorno scelto a base del progetto di dimensionamento è elevato.



5.3 CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO

Per quanto riguarda le opere di invarianza idraulica e idrologica richieste dalla normativa vigente (R.R. n°7 2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, art.11 a), nel caso di interventi di impermeabilizzazione potenziale alta in ambiti territoriali di criticità alta, **il tempo di ritorno indicato per il dimensionamento è T=50 anni**, mentre per la verifica dei franchi di sicurezza delle medesime opere si prescrive un tempo di ritorno T=100 anni.

Alcune delle opere di invarianza prevedono un funzionamento autonome per veneti di pioggia con tempo di ritorno fino a $T \leq 20$ anni, dopodiché lavorano insieme.

Per il dimensionamento della rete scarico delle acque meteoriche è stato usato un tempo di ritorno **T pari a 10 anni**.

Dal portale Idrologico geografico di ARPA Lombardia per l'area di intervento sono stati estratti i seguenti parametri per le CPP, di cui si sottolineano in azzurro le colonne corrispondenti ai tempi di ritorno usati per il dimensionamento idraulico delle opere.

Si tratta di CPP a due parametri valutate per due campi di durate di pioggia:

- $\theta_1 < 1$ ora
- $1 \text{ ora} < \theta_2 < 24$ ore.

Per durate inferiori ad 1 ora è la normativa stessa (R.R. n°7 2017 e aggiornamento R.R. 8/2019, allegato G) ad indicare di usare tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore $n = 0.5$.

Tabella 3. “Curve di possibilità pluviometrica ricavate da Arpa”

CPP	parametri	T 2 anni	T 5 anni	T 10 anni	T 20 anni	T 50 anni	T 100 anni	T 200 anni
θ_1	a [mm/ora ⁿ]	27.40	37.76	44.92	52.02	61.55	68.96	76.58
	n [-]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
θ_2	a [mm/ora ⁿ]	27.40	37.76	44.92	52.02	61.55	68.96	76.58
	n [-]	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Le precipitazioni di progetto sono state simulate mediante **ietogrammi di tipo rettangolare** (durata θ e intensità $i = a(T) \cdot \theta^{n-1}$) facendo variare la durata al fine di trovare quella critica per l'opera da dimensionare.

Allo stesso modo, nella procedura di dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica si è preferito utilizzare uno ietogramma di tipo costante determinando la durata critica di pioggia di ciascuna opera di invaso in maniera iterativa, come meglio spiegato nello specifico paragrafo dedicato al dimensionamento degli invasi di laminazione.

Non si è ritenuto invece opportuno l'utilizzo dello ietogramma Chicago poiché esso tende a non essere rappresentativo di problemi in cui il parametro principale da stimare sia il volume totale di pioggia. Infatti, tale ietogramma per durate via via crescenti porta alla determinazione di altezze complessive (e quindi volumi di pioggia) aventi tempi di ritorno crescenti; di conseguenza nel dimensionamento dei bacini di laminazione, dove è fondamentale il volume di pioggia in ingresso piuttosto che la portata, l'utilizzo di questo tipo di ietogramma può portare a pesanti sovradimensionamenti delle opere.



5.4 PORTATA MASSIMA SCARICABILE AI FINI DELL'INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

Gli scarichi nella rete fognaria sono limitati secondo la normativa vigente sull'invarianza idraulica e idrologica (R.R. n°8 2019, art.8).

L'intervento in progetto coinvolge un'area pari a circa 4.3 ha, si configura come un intervento di "nuova costruzione" e impermeabilizzazione potenziale alta ($\phi > 0.4$).

L'intervento prevede la realizzazione di un nuovo padiglione logistica, di un locale tecnico e di strade e aree di sosta pertinenziali con sistemazione superficiale di tipo impermeabile: la superficie impermeabile soggetta all'applicazione del RR n°8/2019 è pari a 4.3 ha_{IMP} (coefficiente di deflusso $\phi = 1$, RR 8/2019 art.11, comma 6d).

Il lotto di intervento ricade su un'area di pertinenza del Comune di Milano classificata come classe A (alta criticità idraulica) rispetto alla classificazione in tre fasce del livello di criticità idraulica in cui è suddiviso il territorio regionale.

Il valore massimo ammissibile di portata scaricabile in fognatura risulta pari a $10 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{IMP})$ (R.R. n°8 2019, art.8 a).

$$Q_{U_{\max}} = 10 \frac{l}{\text{s} \cdot \text{ha}_{IMP}} \cdot S_{IMP} \cong 43 \text{ l/s} \quad (\text{Eq. 7})$$

Tale portata è la massima complessivamente scaricabile dalla rete meteorica nel ricettore, che in questo caso consiste nella rete di fognatura comunale.

Per il rispetto di tale limite di scarico si rende necessario prevedere nel progetto opere di accumulo ed infiltrazione al suolo.

5.5 PERMEABILITÀ DEL SUOLO

Al fine di fornire un'iniziale indicazione generale sulla permeabilità dei terreni presenti in sito, è stata dapprima consultata la: "Carta della conducibilità del primo acquifero - Estratto da "Studio modellazione matematica acquifero milanese".

Analizzando tale documento si osserva che le zone prossime all'area d'intervento, sono caratterizzate da un valore di conducibilità idraulica buono pari tra $1.23 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} \div 1.64 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$. La soggiacenza di riferimento della falda si attesta tra -9m e -8m rispetto al piano campagna.

Ne risulta una permeabilità del suolo sufficiente a realizzare opere di infiltrazione al suolo, opere che saranno abbastanza superficiali per riuscire a disperdere nella falda (sopra la quota -3 m dal piano campagna).

Dal momento che le opere disperdenti saranno collocate nei primi strati del suolo, ai fini della progettazione idraulica si è deciso di considerare il valore di capacità di infiltrazione a lungo termine (saturazione) pari a:

$$e = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Tale valore di permeabilità verrà considerato per il dimensionamento delle opere idrauliche facenti parte dei sistemi di controllo e gestione delle acque meteoriche, che assolvono l'obiettivo di infiltrazione nel suolo (R.R. n°8 2019, art.5).

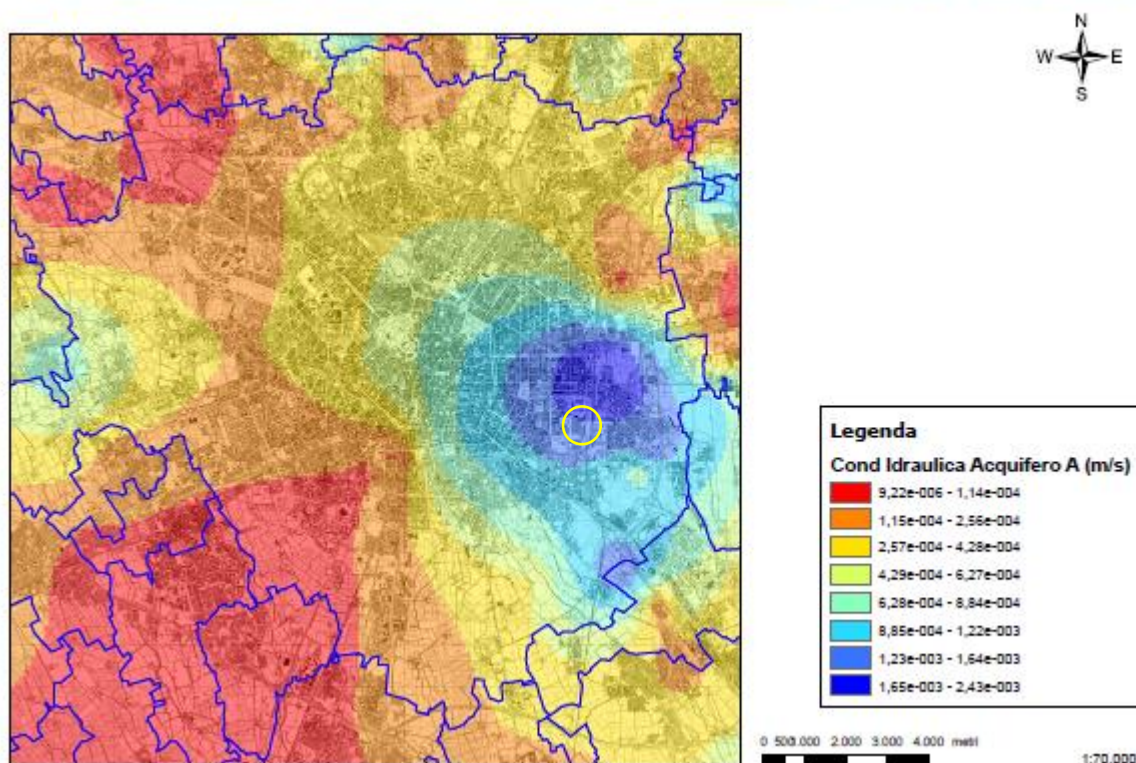


Figura 2. “Carta della conducibilità idraulica del primo acquifero, l’area d’intervento di trova all’interno del cerchio giallo”

5.6 OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

Il controllo e la gestione delle acque pluviali sono effettuati ove possibili mediante sistemi che garantiscono l’accumulo o l’infiltrazione al suolo (si vedano le tavole allegate 0187, 0189, 0190).

A tal fine, si prevedono nel lotto di intervento:

- n°2 **opere interrato di accumulo e dispersione delle acque meteoriche**: raccoglieranno ed infiltreranno le acque meteoriche generate dalle coperture degli edifici.
- n°2 **opere interrato di accumulo e laminazione delle acque meteoriche** realizzate con collettori di grande diametro: accumuleranno le acque meteoriche relative alle strade e parcheggi per inviarle in maniera attenuata alla rete fognaria comunale.
- n°1 **aree verdi depresse per accumulo e dispersione delle acque meteoriche**: raccoglieranno ed infiltreranno parte delle acque meteoriche per eventi con tempo di ritorno $T > 20$ anni a supporto di alcune delle opere di accumulo ai due punti precedenti.

I bacini di competenza di ciascuna opera sono le coperture degli edifici o le strade fra i padiglioni e sono stati suddivisi come riportato in Figura 3.

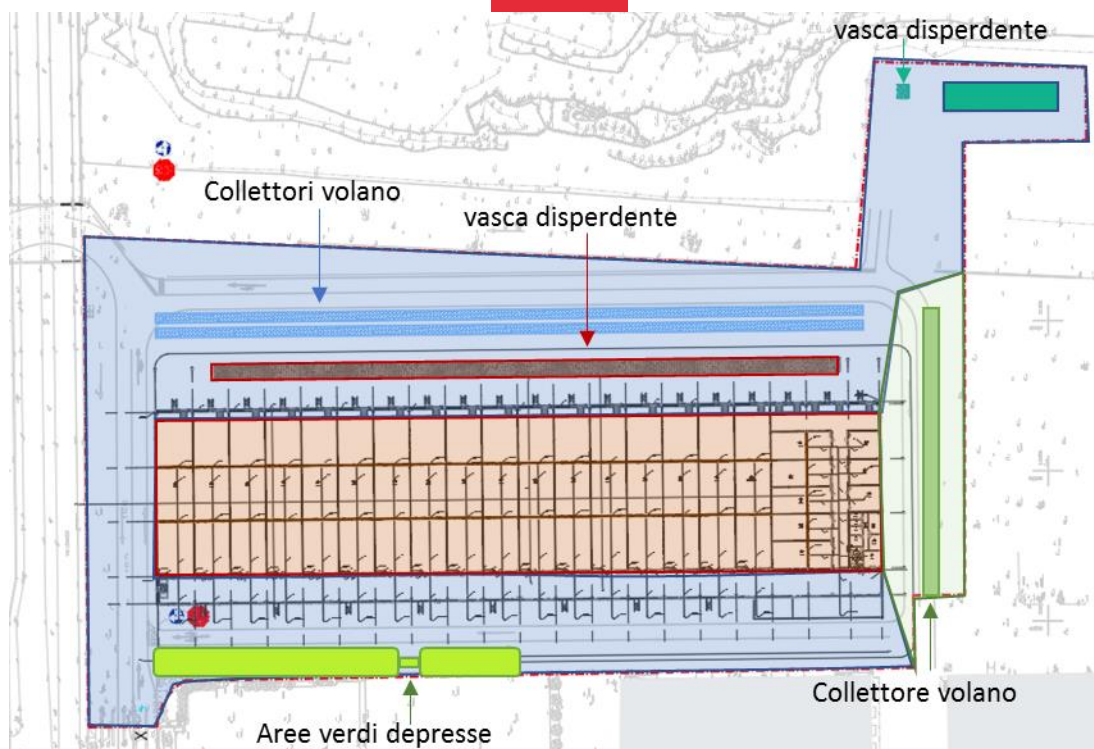


Figura 3. “Suddivisione delle aree scolanti di competenza delle opere di invarianza idraulica e idrologica”

Le aree di competenza di ciascuna opera di invarianza, le portate massime scaricabili e i volumi di invaso minimi richiesti sono riportate in Tabella 4.

Le vasche di accumulo e dispersione sono dimensionate per invasare e disperdere nel suolo il volume associato all’afflusso meteorico per gli eventi di progetto fino al tempo di ritorno $T=100$ anni, pertanto la portata meteorica di progetto da essi scaricata è nulla.

Al contrario, le opere di accumulo costituite da collettori di grande diametro sono dimensionate per laminare le portate meteoriche ed inviare in fognatura una portata adeguatamente ridotta. Dal momento che ai fini del RR 8/2019 l’invarianza idraulica deve essere realizzata considerando l’intero lotto, la portata meteorica scaricabile verso i ricettori da parte dei collettori di grande diametro può essere calcolata sulla superficie impermeabile dell’intero lotto di intervento e quindi risulta superiore a quella che gli competerebbe considerando il solo bacino proprio (si veda il confronto in tabella Tabella 4 tra Q_{lim} e Q_u della vasca CV-1). Questo in considerazione del fatto che le vasche di accumulo e dispersione non scaricano nessun contributo di portata verso il ricettore per eventi di pioggia con tempo di ritorno $T \leq 100$ anni.

La portata massima meteorica scaricata in progetto Q_u (per eventi meteorici con $T=100$ anni) risulta pari a 34 l/s, quindi inferiore alla portata massima consentita dal RR 8/2019 pari a circa 43 l/s grazie al contributo disperso al suolo da parte delle opere di accumulo e dispersione.

**Tabella 4.** “Aree scolanti afferenti alle opere di invarianza e requisiti per le opere di invarianza”

Nome area	Sottobacini	Superficie		ϕ	V_{min}	Opera di invarianza	$Q_{U lim}$	Q_U
[-]	[-]	[m ²]	[ha]	[m ³]	[800m ³ /ha _{imp}]	[-]	[l/s]	[l/s]
1								
Padiglione Logistica Ortomercato		15600	1.560	1	1248	VD-2a disperdente	15.60	0.00
Locale tecnico		270	0.027	1	22	VD-6 disperdente	0.27	0.00
1		24800	2.480	1	1984	CV-1 laminazione	24.80	32.00
6a (attuale ¹)		2160	0.216	1	173	CV-6a laminazione	2.16	2.20
Totale		42830	4.283	1	3426		42.83	34.20

Le opere disperdenti interrate sono la vasca VD-6 e la vasca VD-2a; le opere di laminazione interrate sono le vasche CV-1 e CV-6a.

Le opere disperdenti (vasche interrate e aree depresse) sono modellate attraverso il sistema di equazioni riportato nel paragrafo 5.6.1.1; parimenti nel paragrafo 5.6.1.2 si riportano le formule con cui è stato descritto il comportamento dei collettori volano.

In generale ogni opera di invarianza idraulica è stata progettata per eventi con tempo di ritorno T=50 anni e verificata (soglie di sfioro e rischio esondazioni a monte) per eventi con tempo di ritorno fino a T=100 anni.

Pare opportuno evidenziare che le opere VD-6 e CV-1, attraverso degli sfioratori posti lungo le reti di drenaggio che afferiscono alle vasche medesime, sfiorano parte delle acque raccolte nelle aree verdi con cui risultano pertanto collaboranti e costituiscono un sistema idraulicamente interconnesso.

In particolare, le opere VD-6 e CV-1 verranno dimensionate:

- autosufficienti ad invasare gli eventi di pioggia critici per un tempo di ritorno fino a T≤20 anni;
- integrate dalle aree verdi per eventi più gravosi in cui parte dei deflussi meteorici verrà sfiorata attraverso la rete di drenaggio verso delle aree verdi appositamente progettate a supporto.
Tali aree verdi forniranno il volume di accumulo necessario affinché il sistema di opere di invarianza idraulica (VD6 + aree verdi) sia in grado di garantire il rispetto della portata minima scaricata (Q_U **Tabella 4**) in fognatura per eventi con tempo di ritorno fino a T≤100 anni; dopodiché si prevede si possa attivare lo sfioro di troppo pieno previsto per emergenza (T>100 anni).

Nei paragrafi seguenti, si riportano i dimensionamenti e le verifiche delle opere di invarianza idraulica. Dal momento che l'area di intervento copre in totale una superficie impermeabile pari a circa 4.3 ha_{IMP} ricade nella classe “**impermeabilizzazione potenziale alta**” (R.R. n°7 2017, art.9 tabella 1).

Tali vasche verranno dimensionate con **procedura di calcolo dettagliata** ed il volume complessivo (Art.3 comma 6, RR. N°8 2019) dovrà essere superiore al volume minimo previsto dai requisiti minimi all' art.12, comma 2 e 3, del R.R. n°8 2019.

¹ L'area afferente alla vasca 6a è riferita al lotto di intervento attuale, in futuro quando l'intero complesso del mercato ortofrutticolo verrà completato tale vasca drenerà un bacino di area maggiore e pari a 4200 m².

5.6.1. MODELLAZIONE MATEMATICA

5.6.1.1. OPERE DISPERDENTI

Nel presente progetto le opere di accumulo e dispersione al suolo sono realizzate sia come vasche interrato dispendenti dal fondo e dalle pareti laterali, sia come are verdi depresse.

Ogni invaso dovrà garantire il volume necessario all'accumulo della massima differenza fra il volume dell'idrogramma di piena entrante, funzione della durata di pioggia, ed il volume uscente, funzione massima portata uscente per rispettare l'invarianza idraulica.

La portata uscente dalle opere dispendenti si può comporre di due contributi: la portata dispersa nel suolo in base alla permeabilità del fondo e delle pareti e una portata scaricata verso un ricettore che deve essere regolata attraverso un manufatto di regolazione in grado di mantenere la portata scaricata non superiore alla portata limite consentita. In questo progetto, tutte le opere dispendenti sono dimensionate per disperdere interamente al suolo le acque meteoriche che ricevono, ed è nulla quindi la portata scaricata verso un ricettore.

Le opere dispendenti possono essere realizzate quando la falda è sufficientemente più bassa del fondo della vasca (almeno 1 metro distante) e quando la permeabilità del suolo è sufficientemente buona ($>10^{-6}$), tale da garantire tempi di svuotamento sufficientemente rapidi al fine di rendere disponibile il volume della vasca per un successivo evento di precipitazione (<48 h).

La geometria della opera (A, 2P e H) è una variabile di progetto che deve essere assegnata in funzione dello spazio disponibile e comunque in modo tale da garantire l'invaso necessario all'accumulo della massima differenza fra il volume dell'idrogramma di piena entrante, funzione della durata di pioggia, ed il volume uscente, funzione della permeabilità del suolo e dalla superficie perdente della vasca. Deve essere ricercata la durata di pioggia che massimizza il volume necessario all'accumulo in vasca, tale durata di pioggia θ_{cr} viene detta "durata critica".

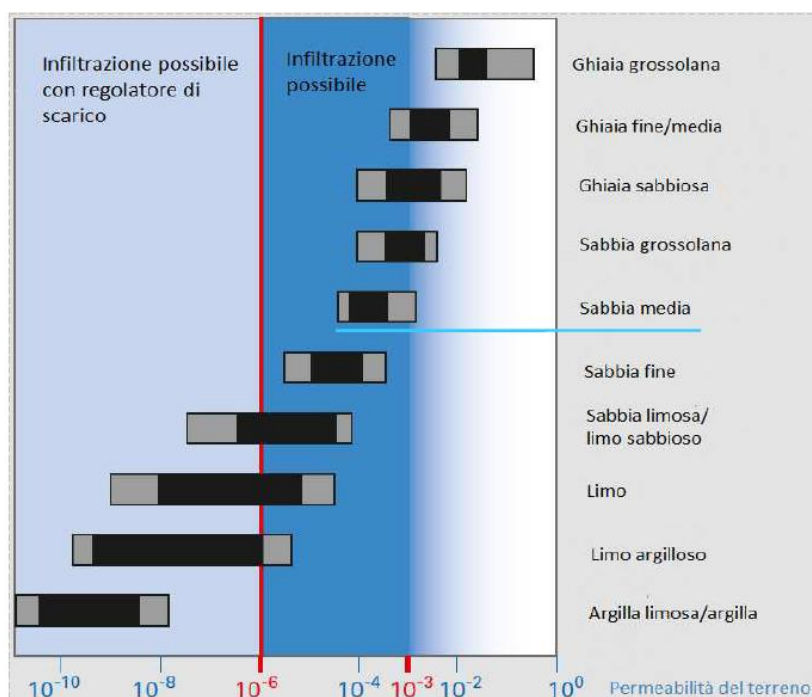


Figura 4. "Limite di permeabilità per infiltrare tutto il volume di pioggia nel terreno, secondo normativa ATV A 138"



Tale invaso dovrà contenere in ogni istante la differenza fra le portate entranti e le portate uscenti: (Eq. 8)

$$\begin{cases} Q_e(t, \theta, T) - Q_u(t, e) = \frac{dW(t)}{dt} & (a) \\ Q_e(t, \theta, T) = \varphi \cdot S \cdot q_s & (b) \\ Q_u = e \cdot (A + 2P \cdot h) & (c) \\ W(t) = \Psi \cdot A \cdot h & (d) \end{cases}$$

Dove,

1) $Q_e = \varphi \cdot q_s \cdot S$. Portata entrante in vasca [m³/s] - (Eq. 8)

- φ = coefficiente di deflusso
- S = superficie bacino afferente alla vasca [m²]
- q_s = portata meteorica specifica [mm/ora]

Il coefficiente di deflusso medio può essere calcolato come media pesata dei coefficienti di deflusso delle aree permeabili e delle aree impermeabili.

$$\varphi = \frac{\varphi_{PERM} \cdot S_{PERM} + \varphi_{IMP} \cdot S_{IMP}}{S} \quad (Eq. 9)$$

La portata meteorica specifica può essere calcolata tramite il “metodo della corrivazione”, cioè si considerano prevalenti i fenomeni di traslazione dell’acqua nel bacino afferente alle opere, essendo prevalentemente impermeabile.

Secondo il metodo della corrivazione, si ammette che il tempo di corrivazione T_c sia una costante del bacino sotteso dall’opera di accumulo, indipendente dunque dall’evento meteorico.

Occorre stabilire una “curva aree-tempo” $S(t)$, vale a dire una relazione fra la superficie compresa tra la sezione di chiusura e l’isocorriva relativa al generico tempo t di corrivazione. Tale curva per reti di drenaggio artificiale può essere ricavata dai tempi di percorrenza dei singoli rami della rete. Tuttavia, per le sezioni chiuse ed in corrispondenza dei livelli idrici maggiori (durante le piene) l’andamento è abbastanza piatto rispetto a V_r . In questo caso è stata stabilito di usare una “curva aree-tempo” con andamento lineare e tempo di corrivazione pari al tempo di corrivazione dell’asta principale della rete di drenaggio che compete a ciascuna vasca.

$$\begin{cases} \text{Se } \theta \leq T_c & \\ t \leq \theta & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{t}{T_c} \\ \theta < t \leq T_c & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{\theta}{T_c} \\ t > T_c & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{\theta}{T_c} \cdot \frac{\theta + T_c - t}{\theta} \end{cases} \quad (Eq. 10)$$

$$\begin{cases} \text{Se } \theta > T_c & \\ t \leq T_c & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{t}{T_c} \\ T_c < t \leq \theta & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{\theta}{T_c} \\ t > \theta & q_s = a \cdot T_c^{n-1} \cdot \frac{\theta}{T_c} \cdot \frac{\theta_p + T_c - t}{T_c} \end{cases} \quad (Eq. 11)$$

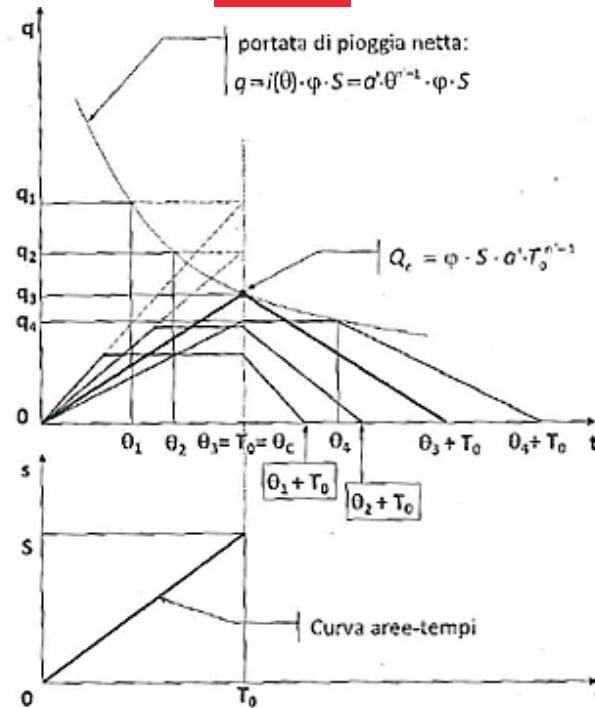


Figura 5. “Ricostruzione idrogrammi di piena con metodo corrvazione per diverse durate di pioggia”

[Becciu G., Paoletti A., “Fondamenti di costruzioni idrauliche”, 2010, pag. 324]

- 2) $Q_u = e \cdot (A + 2P \cdot h)$. Portata uscente dalla vasca [m³/s] - (Eq. 8);
- e = permeabilità del suolo [m/s]
 - A = area in pianta della vasca [m²]
 - $2P$ = perimetro della vasca [m]
 - h = altezza tirante idrico in vasca [m]

Pertanto, il volume della vasca può essere espresso come,

$$\begin{cases} W(t) = W_0 + \int_0^t [Q_e(\tau, \theta, T) - Q_u(\tau)] d\tau \\ W(t) = \Psi \cdot A \cdot h \end{cases} \quad (\text{Eq. 12})$$

L'evento di pioggia critico è tale che,

$$W(\theta_{cr}) = \max(W) \quad (\text{Eq. 13})$$

Quindi a parità di area e perimetro della vasca l'evento critico è quello per cui si verifica il massimo tirante idraulico h in vasca.

Ricordando che il volume dell'invaso non è interamente disponibile ma è caratterizzato da una percentuale di vuoti Ψ a seconda che sia realizzata in con materiale di riempimento in ghiaia ($\Psi \cong 0.3$) o con cassette in materiale plastico ($\Psi \leq 0.95$).



5.6.1.2. OPERE DI LAMINAZIONE

Nel presente progetto le opere di accumulo e laminazione sono realizzare mediante collettori di grande diametro di sezione rettangolare con larghezza e altezza assegnata, e lunghezza variabile per garantire l'invaso necessario all'accumulo della massima differenza fra il volume dell'idrogramma di piena entrante, funzione della durata di pioggia, ed il volume uscente, funzione massima portata uscente per rispettare l'invarianza idraulica.

La portata uscente viene regolata attraverso un manufatto di regolazione in grado di mantenere la portata uscente non superiore alla portata limite consentita. A seconda dell'estensione delle aree drenate, i collettori possono essere collegati e fatti funzionare in parallelo attraverso un unico manufatto di regolazione.

Al fine di dimensionare ogni collettore, deve essere ricercata la durata di pioggia che massimizza il volume necessario all'accumulo in vasca, tale durata di pioggia θ_{cr} viene detta "durata critica".

Tale invaso dovrà contenere in ogni istante la differenza fra le portate entranti e le portate uscenti: (Eq. 14)

$$\begin{cases} Q_e(t, \theta, T) - Q_u(t, e) = \frac{dW(t)}{dt} & (a) \\ Q_e(t, \theta, T) = \varphi \cdot S \cdot q_s & (b) \\ Q_u = Q_{u \text{ limite}} & (c) \\ W(t) = \Psi \cdot A \cdot h & (d) \end{cases}$$

Dove,

- 1) Q_e = portata entrante in vasca [m³/s];
 - φ = coefficiente di deflusso
 - S = superficie bacino afferente alla vasca [m²]
 - q_s = portata meteorica specifica [mm/ora]

Il coefficiente di deflusso medio può essere calcolato come media pesata dei coefficienti di deflusso delle aree permeabili e delle aree impermeabili, (Eq. 10).

La portata meteorica specifica può essere calcolata tramite il "metodo della corrivazione" (si veda paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) cioè si considerano prevalentemente i fenomeni di traslazione dell'acqua nel bacino afferente alle opere, essendo prevalentemente impermeabile.

Anche in questo caso è stata stabilito di usare una "curva aree-tempi" con andamento lineare e tempo di corrivazione pari al tempo di corrivazione dell'asta principale della rete di drenaggio che compete a ciascun collettore di grande diametro.

- 2) $Q_u = Q_{u \text{ limite}} = 10 \frac{l}{s \cdot ha_{IMP}} \cdot \varphi \cdot S$ portata uscente in vasca [m³/s];
- 3) $W(t)$ = volume d'acqua al tempo t

Dove,

- A = area in pianta della vasca [m²]
- h = altezza tirante idrico in vasca [m]
- Ψ = indice dei vuoti.

Pertanto, il volume della vasca può essere espresso come,



$$\begin{cases} W(t) = W_0 + \int_0^t [Q_e(\tau, \theta, T) - Q_u(\tau)] d\tau \\ W(t) = \Psi \cdot A \cdot h \end{cases} \quad (\text{Eq. 15})$$

L'evento di pioggia critico è tale che,

$$W(\theta_{cr}) = \max(W) \quad (\text{Eq. 16})$$

Quindi a parità di area e perimetro della vasca l'evento critico è quello per cui si verifica il massimo tirante idraulico h in vasca.

Ricordando che il volume dell'invaso nel caso dei collettori circolari è interamente disponibile, pertanto la percentuale di vuoti $\Psi = 1$.

5.6.1.3. OPERE DI INVARIANZA COLLABORANTI

Le opere VD-6 e CV-1 sono dimensionate attraverso i metodi dettagliati riportati nei due paragrafi precedenti per funzionare in maniera autonoma a fronte di eventi di pioggia critici con tempo di ritorno fino a $T \leq 20$ anni.

Per eventi con tempo di ritorno superiore ($20 < T \leq 100$ anni), il loro funzionamento deve essere studiato come sistema di opere collaboranti.

Pertanto, le opere tra loro collaboranti sono state in prima battuta modellate insieme attraverso il metodo delle sole piogge per quantificare il volume da assegnare alle aree verdi in modo che fosse non solo sufficiente ad invasare l'evento critico di pioggia T50 ma anche a rispettare il franco idraulico nello scenario di verifica T100 (soglia di sfioro dei manufatti di regolazione a valle delle vasche VD-6 e CV-1).

Dal momento che le opere VD-6 e CV-1 sono dimensionate e ottimizzate ad invasare l'evento critico T20, il volume da assegnare alle aree verdi sarà trovato per differenza rispetto al volume complessivo del sistema calcolato attraverso il metodo delle sole piogge ($W_{\text{sole piogge}} - W_{VD-6} - W_{CV-1}$).

Dopodiché, il bacino di invaso costituito dalle aree verdi è stato analizzato attraverso il metodo dettagliato descritto nel paragrafo 5.6.1.1 e sono stati ricostruiti gli idrogrammi entranti e uscenti, l'andamento temporale del livello di invaso e il tempo di svuotamento.

Infine, il funzionamento complessivo del sistema di invasi collaboranti è stato ulteriormente verificato per gli scenari critici di pioggia individuati attraverso un modello matematico realizzato con l'ausilio del software di modellazione Infoworks ICM.

Tale modellazione matematica, sfruttando le equazioni del moto vario, ha permesso di simulare il funzionamento dei reticoli fognari e delle opere idrauliche quali vasche e sfioratori di piena presenti nel progetto.



METODO DELLE SOLE PIOGGE

La capacità di invaso W complessiva delle opere di laminazione tra loro collaboranti deve essere in grado di garantire il massimo accumulo necessario in funzione della portata di piena entrante per l'evento meteorico di assegnato tempo di ritorno e della portata uscente complessiva (sia verso il ricettore sia infiltrata nel suolo).

Il metodo di dimensionamento delle "sole piogge" permette di valutare il volume d'invaso da assegnare sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata uscente.

In pratica con questo metodo viene trascurata, ad eccezione delle sole perdite idrologiche, la trasformazione afflussi-deflussi che si realizza nel bacino considerato. Con questa ipotesi il volume entrante complessivamente nel sistema costituito dagli invasi collaboranti, per effetto di una pioggia di durata θ , risulta:

$$W_e(\theta, T) = S \cdot \varphi \cdot h(\theta, T) = S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot \theta^n \quad (\text{Eq. 17})$$

dove φ è il coefficiente deflusso costante del bacino drenato dal sistema di laminazione.

Nello stesso tempo di pioggia θ , il volume uscito complessivamente dal sistema costituito dagli invasi collaboranti sarà:

$$W_u(\theta) = \sum_i Q_{u,i} \cdot \theta = Q_{uTOT} \cdot \theta \quad (\text{Eq. 18})$$

Il volume invasato nel sistema sarà dunque:

$$W(\theta, T) = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot \theta^n - Q_{uTOT} \cdot \theta \quad (\text{Eq. 19})$$

Il volume da assegnare al sistema di invasi collaboranti sarà il valore massimo di questo volume, ($W_{cr} = \max(W)$), che si ottiene per una precipitazione di durata θ_{cr} critica per il sistema stesso.

La determinazione di θ_w e W_m può essere condotta molto efficacemente sul grafico della curva di possibilità pluviometrica netta, depurata cioè dalle perdite idrologiche, riportandovi anche, con dimensioni omogenee ($h_u = W_u/S$), la retta dei volumi progressivamente allontanati dalla vasca con portata costante Q_u .

La durata critica θ_w è localizzata ove è massima la distanza verticale tra le due curve. Esprimendo matematicamente tale condizioni di massimo si trova:

$$\theta_{cr} = \left(\frac{Q_{uTOT}}{S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (\text{Eq. 20})$$

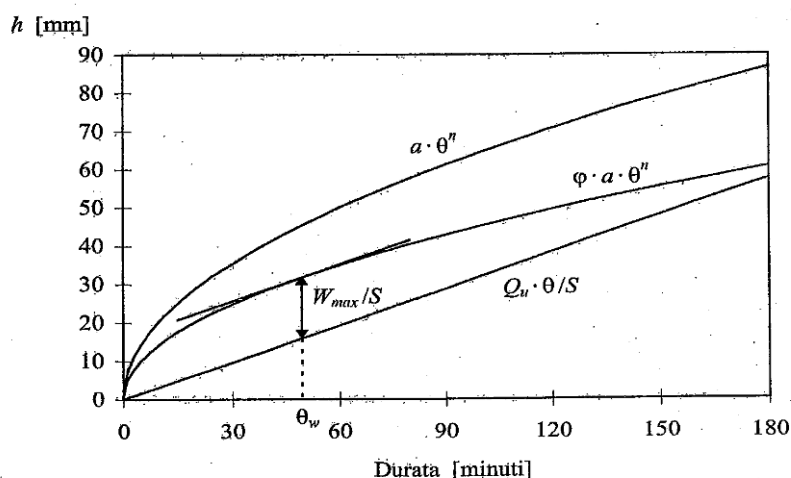


Figura 6. "Stima del volume di laminazione della vasca tramite metodo delle sole piogge"



Pertanto,

$$W_{cr} = \max(W) = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{u_{TOT}}}{S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} - Q_{u_{TOT}} \cdot \left(\frac{Q_{u_{TOT}}}{S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (Eq. 21)$$

Il fatto che in questo metodo venga trascurato il processo di trasformazione afflussi-deflussi che avviene nel bacino scolante comporta che le portate di piena in ingresso vengano sopravvalutate così come, di conseguenza, anche i volumi di laminazione; questo aspetto consente di garantire un adeguato margine cautelativo.

MODELLO MATEMATICO IN INFOWORKS

Al fine di stimare il funzionamento complessivo del sistema di invasi collaboranti è stato realizzato un modello matematico della rete di drenaggio e delle opere di invarianza idraulica in progetto con l'ausilio del software di modellazione Infoworks ICM.

Gli elementi inseriti nel modello ricalcano la geometria riportata nella presente relazione e nelle tavole allegate e riguardano:

- Reti di drenaggio acque meteoriche relative alle opere di invarianza idraulica
- Vasche di accumulo e laminazione
- Vasche di accumulo e dispersione
- Soglie di sfioro
- Manufatti di regolazione della portata scaricata verso il ricettore
- Rete di scarico acque meteoriche nel ricettore

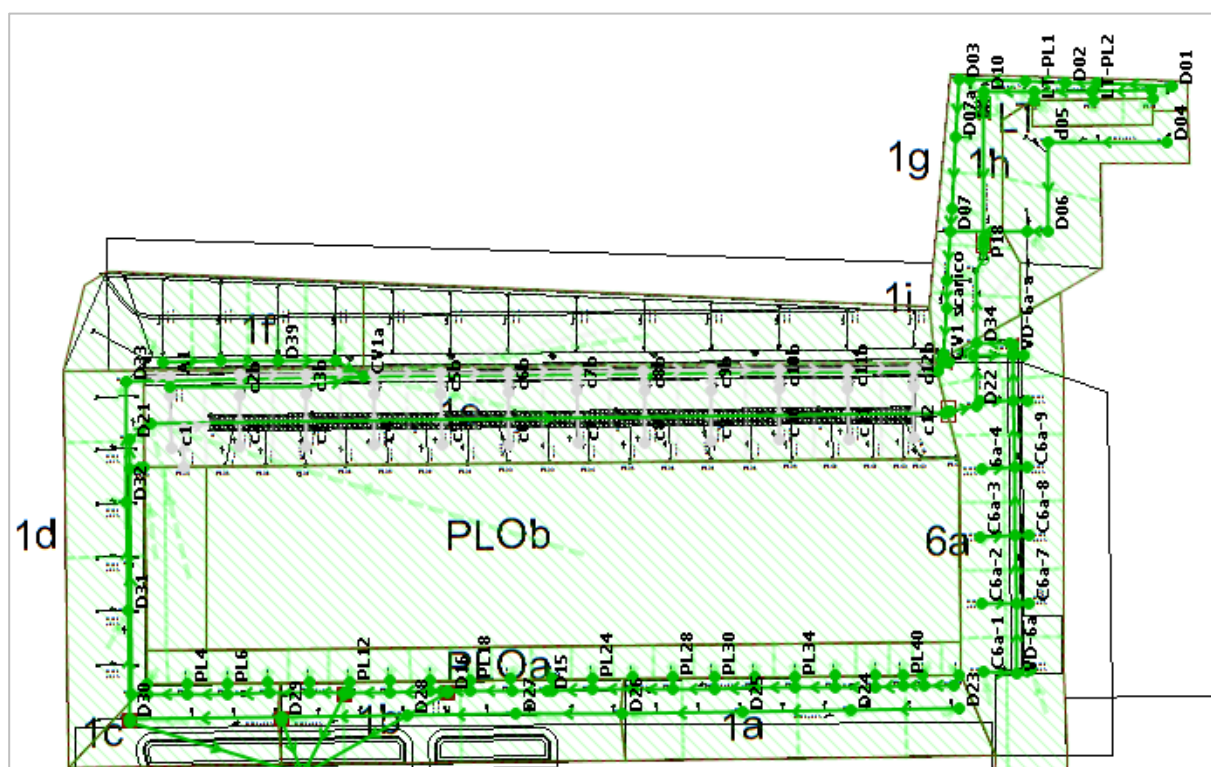


Figura 7. "Estensione del modello matematico approntato"

Il modello della rete è completo dal punto di vista topologico (Figura 7).

L'unità di calcolo idrologico, per la quale vengono calcolati afflussi e deflussi, è data dal sottobacino.



Ogni sottobacino è a sua volta composto da superfici, ossia presenta al suo interno zone permeabili e zone impermeabili. Il deflusso complessivo si genera dunque dalla somma dei contributi di ogni categoria di superficie presente all'interno del sottobacino.

Si è deciso di categorizzare le superfici in due tipologie:

- impermeabile (strade, marciapiedi, tetti, edifici, etc.);
- permeabile (verde).

Una volta importate dalla cartografia le superfici come poligoni, se ne è calcolata la distribuzione nei diversi sottobacini attraverso una routine automatica che interseca i poligoni delle superfici con i sottobacini.

Per il calcolo della portata meteorica, gli eventi di pioggia sono tipicamente definiti sotto forma di ietogrammi (intensità nel tempo in mm/ora). Onde simulare eventi di pioggia opportuni per il caso di studio in esame, sono stati costruiti degli ietogrammi rettangolari di progetto con tempo di ritorno $T=20, 50$ e 100 anni e diversa durata, attraverso le CPP ARPA riportate nel paragrafo 5.2, in particolare sono state analizzate le durate di pioggia critiche individuate per le opere di accumulo in progetto.

La trasformazione afflussi deflussi è stata effettuata tramite il metodo della corrivazione, usando un idrogramma unitario di tipo triangolare.



5.6.2. OPERA VD-2A

5.6.2.1. DIMENSIONAMENTO T50

Seguendo la procedura di modellazione di una opera disperdente descritta nel paragrafo precedente, si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche ed idrauliche dell'opera di accumulo disperdente in progetto VD-2a (si vedano tavole allegate 0187, 0189, 0190).

Si riportano in tabella: area totale S , area impermeabile S_{IMP} e area permeabile S_{PERM} , ciascuna con assegnato il coefficiente di deflusso ϕ previsto dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.6 d, allegato F) ed il coefficiente di deflusso medio (Eq. 9). La permeabilità del terreno è stata definita nel par.5.5. Inoltre, si attribuisce al bacino della vasca disperdente VD-2a un tempo di corrivazione T_c pari a 8 minuti, in base al tempo di percorrenza maggiore che impiegano le acque meteoriche lungo il ramo di drenaggio che afferisce alla vasca (par. 5.8).

Tabella 5. "Bacino scolante afferente all'opera disperdente VD-2a"

Vasca n°	Copertura drenata	S	S_{IMP}	S_{PERM}	ϕ_{IMP}	ϕ_{PERM}	ϕ	T_c
[-]	[-]	[ha]	[ha]	[ha]	[-]	[-]	[-]	[min]
Vasca 2a	Loc. tec. 1+2	0.0270	0.0270	0	1	0.3	1	8

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 13) attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 8): al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria (area e perimetro), si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di progetto ($T=50$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta "durata di pioggia critica" e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).

Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che ciascun invaso sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°7 2017, art.6f, comma 2).

Tabella 6. "Verifica opera disperdente VD-2a per l'evento critico con tempo di ritorno T50"

Vasca	Area	Perimetro	Profondità	Ψ	θ_{cr} (T50)	h_{max} (T50)	f (T50)	t_{sv} (T50)	verifica
[n°]	[m²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Vasca 2a	19.2	17.6	1.32	0.95	3.5	0.93	0.39	8.8	vero

Per la vasca disperdente vasca VD 2a si riportano nelle seguenti figure:

Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica per tempo di ritorno $T=50$ anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corrivazione descritto al paragrafo 5.6.1.1. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (Eq. 11).

- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l'evento critico (T50).
In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l'area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ (Eq. 8.2). L'idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l'(Eq. 8.1). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all'istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.
- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l'evento critico (T50).

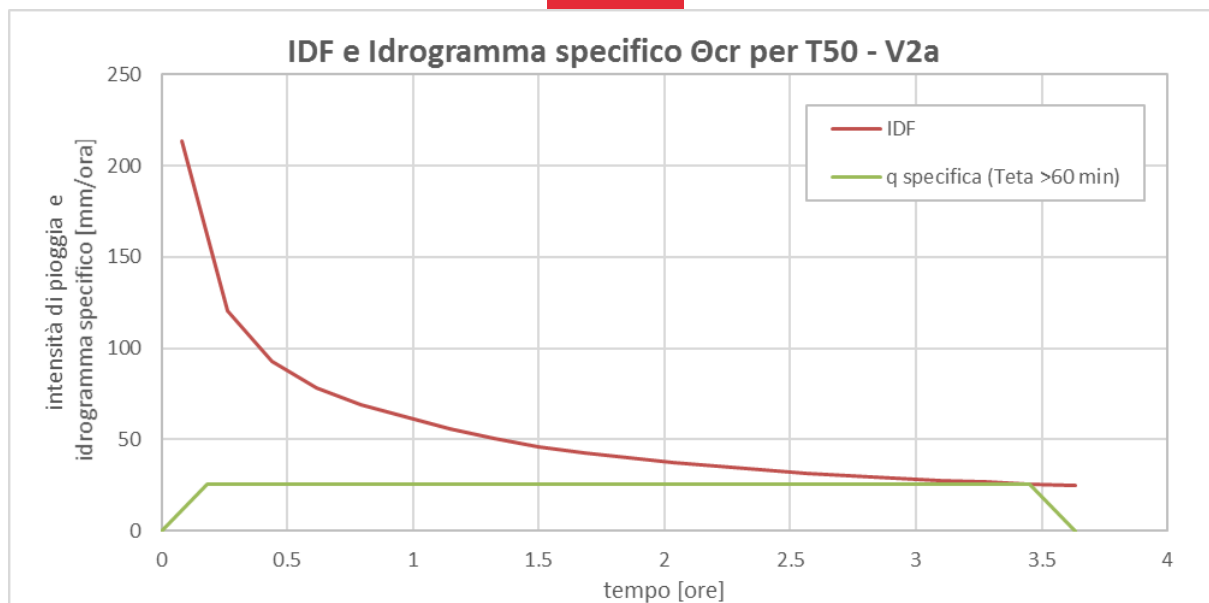


Figura 8. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata di pioggia critica T50 – V2a”

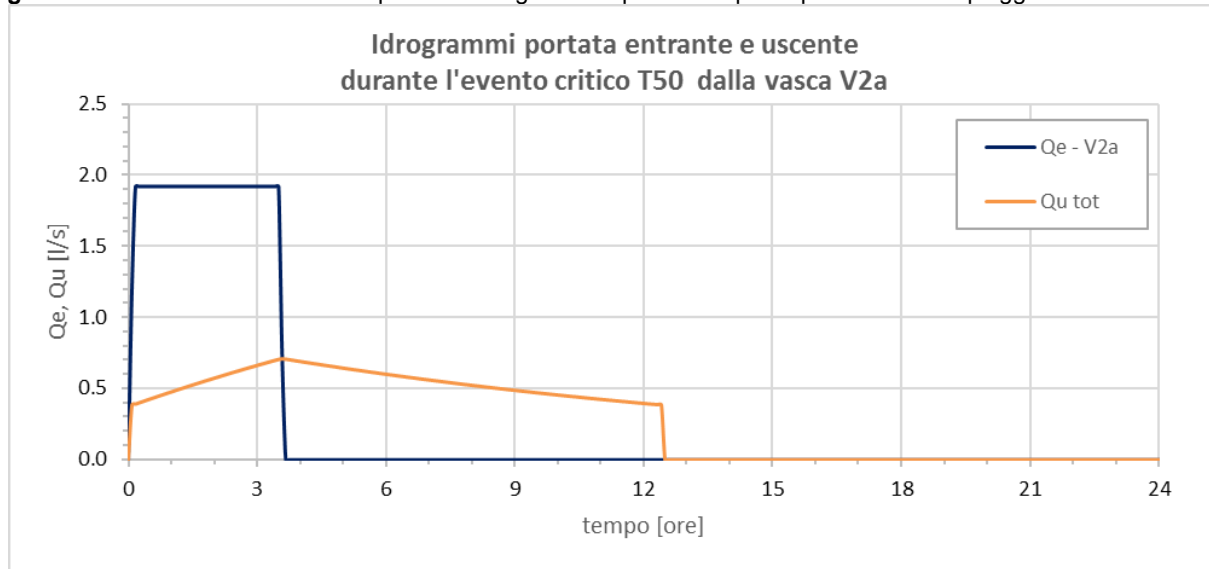


Figura 9. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – V2a”

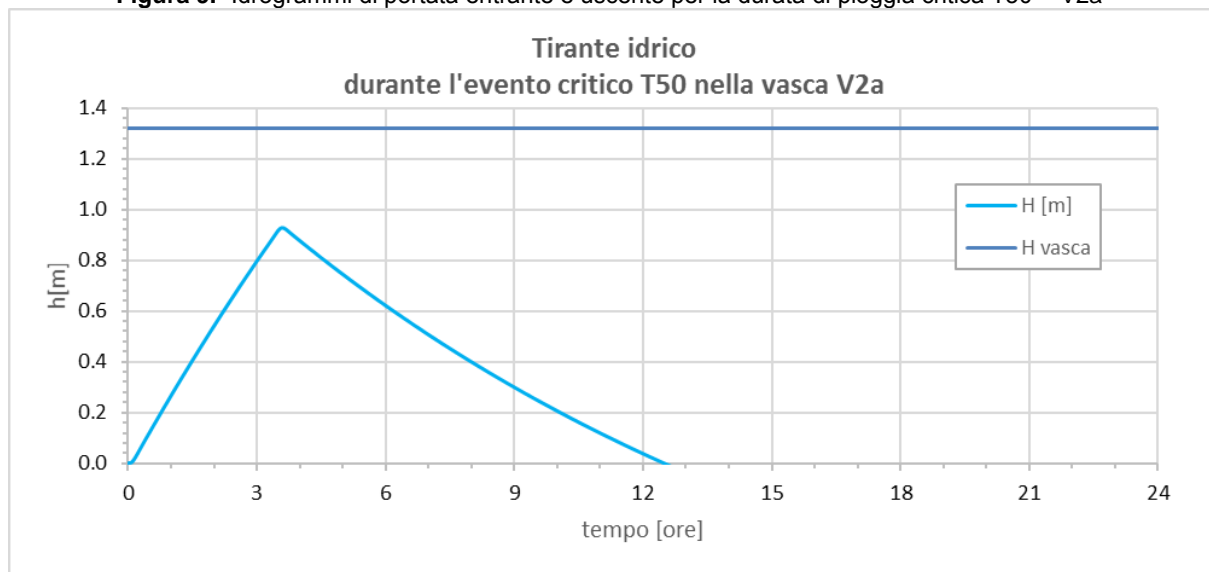


Figura 10. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 - V2a”



5.6.2.2. VERIFICA T100

Al fine della verifica delle soglie di sfioro delle opere disperdenti, la normativa richiede di considerare l'evento di pioggia critico con tempo di ritorno $T=100$ anni (R.R. n°8 2019, art.11, comma 2).

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 13) attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 8): al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria (area e perimetro), si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di verifica ($T=100$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta "durata di pioggia critica" e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).

Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che l'opera di accumulo dispersione sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.6f, comma 2).

Tabella 7. "Verifica opera disperdente VD-2a per l'evento critico con tempo di ritorno T100"

Vasca	Area	Perimetro	Profondità	Ψ	θ_{cr} (T100)	h_{max} (T100)	f (T100)	t_{sv} (T100)	verifica
[n°]	[m²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Vasca 2a	19.2	17.6	1.32	0.95	3.5	1.07	0.25	9.8	vero

Per la vasca disperdente VD-2a si riportano nelle seguenti figure:

- **Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica** per tempo di ritorno $T=100$ anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corrivazione descritto al paragrafo 5.6.1.1 (Eq. 11).
- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l'evento critico (T100). In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l'area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ (Eq. 8.2). L'idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l'(Eq. 8.1). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all'istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.
- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l'evento critico (100).

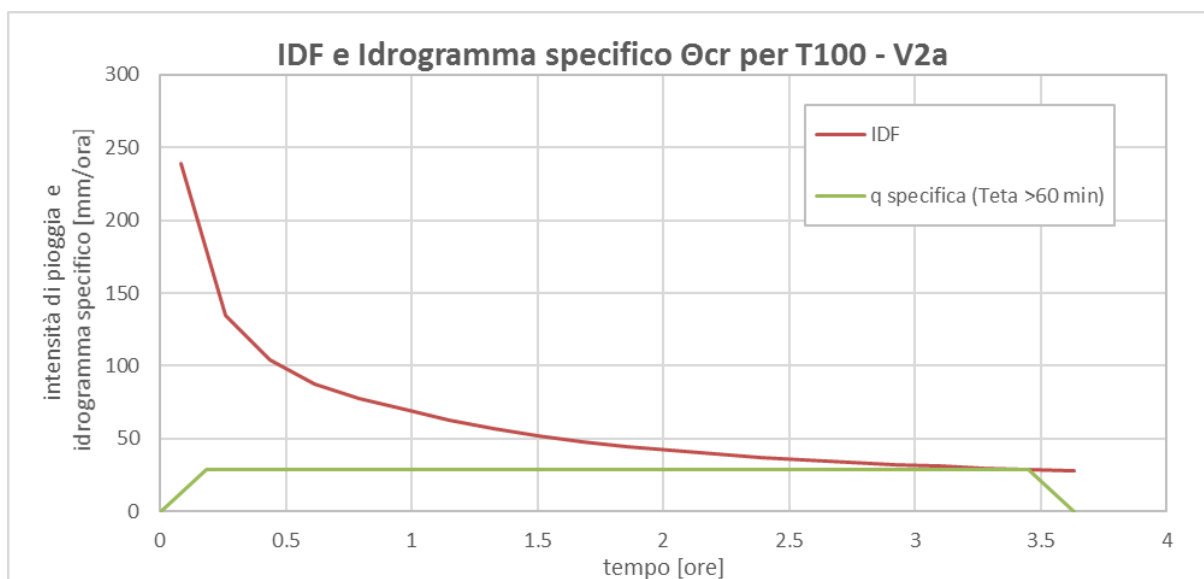


Figura 11. "Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico per la durata di pioggia critica T100 – V2a"

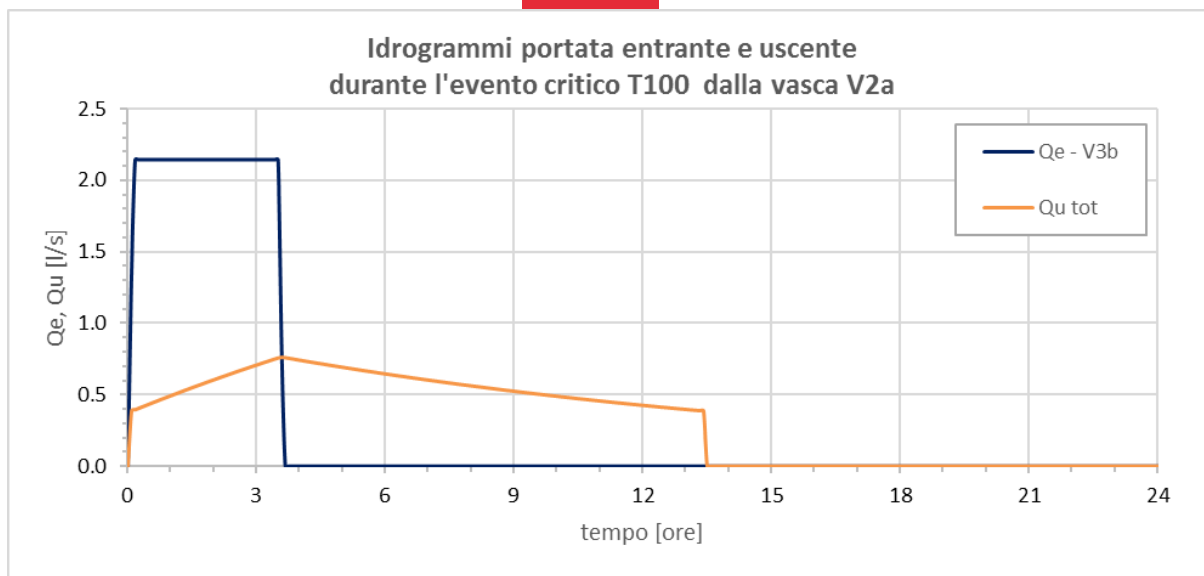


Figura 12. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – V2a”

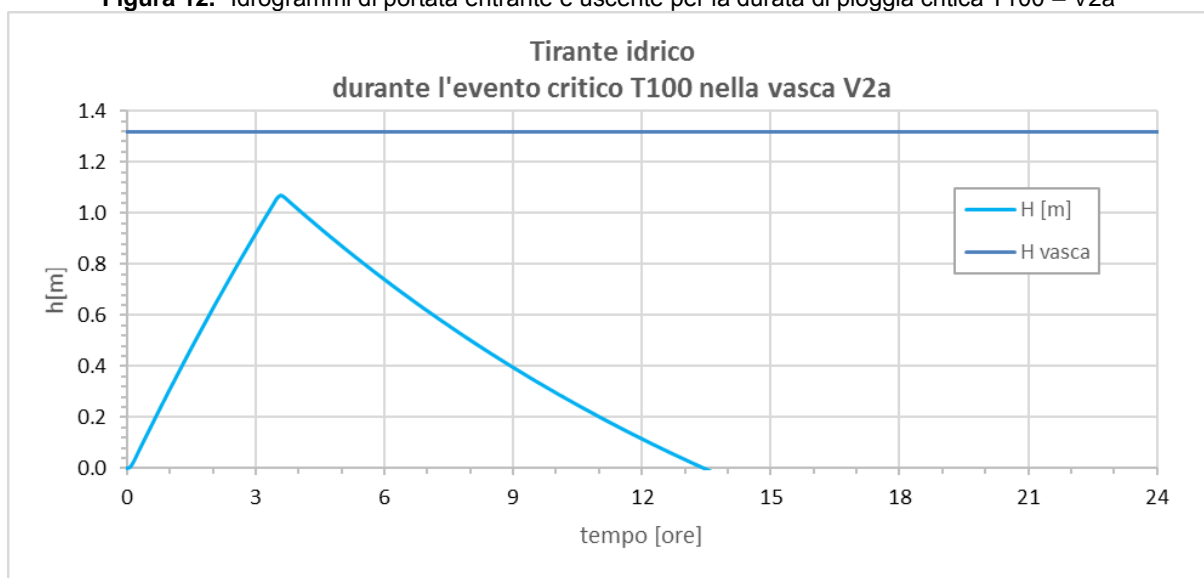


Figura 13. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 - V2a”

L'opera di accumulo e dispersione VD-2a risulta verificata anche per eventi con tempo di ritorno $T=100$ anni.

vasca 2a:

- Dimensioni 4m x 4.8m x 1.32m. La percentuale di vuoti $\Psi = 0.95$.
- un volume utile dato dagli elementi modulari a pari a circa 24 m³.
- la vasca avrà un ricoprimento di circa 0.8 metri (minimo per la carrabilità 80 cm) rispetto al piano campagna.

Calcolando il volume utile in Tabella 8, risulta per ogni opera maggiore del requisito minimo richiesto dalla RR. 8/2019 all'art. 12.

Inoltre, si prevede uno strato di ghiaia di spessore 30 cm sul fondo delle vasche e sulle pareti laterali, che seppure non sia stato considerato nei calcoli aumenta la capacità di invaso di ciascuna opera. Infine, ogni opera disperdente sarà avvolta da tessuto non tessuto permeabile e avrà un ricoprimento minimo di 80 cm rispetto al piano campagna.



Tabella 8. “Verifica volumi minimi RR 8/2019 art 12, comma 2”

Vasca n°	copertura drenata	S	ϕ	Volume minimo	Volume assegnato
[-]	[-]	[ha]	[-]	800 m ³ /ha _{IMP} [m ³]	[m ³]
Vasca 2a	Loc tec 1+2	0.0270	1	22	24

5.6.3. OPERA CV-6A

5.6.3.1. DIMENSIONAMENTO T50

Seguendo la procedura di modellazione di una opera di accumulo descritta nel paragrafo precedente, si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche ed idrauliche dell'opera di laminazione CV-6a realizzata mediante un collettore di grande diametro (si vedano tavole allegate 0187, 0189, 0190).

Il collettore CV-6a ha sezione rettangolare costante, di larghezza $W=3$ metri e altezza $H=1.5$ metri, lunghezza pari a 95 metri.

Si riportano in tabella: area drenata totale S , di cui area impermeabile S_{IMP} e area permeabile S_{PERM} , ciascuna con assegnato il coefficiente di deflusso ϕ previsto dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.11 d, allegato G); si riporta quindi il coefficiente di deflusso medio (Eq. 9).

Si evidenzia che il collettore volano 6a che nel presente lotto di intervento dovrà laminare le acque meteoriche di un bacino grande circa 2200 m² ma che è dimensionato per drenare un'area aggiuntiva di circa 2000 m² quando l'intero progetto del complesso del mercato ortofrutticolo sarà completato. Il collettore volano 6a è pertanto dimensionato sul bacino futuro di estensione pari a 4200 m².

La permeabilità del terreno è stata definita nel par.5.5; inoltre, si attribuisce al bacino della vasca CV-6a un tempo di corrivazione T_c pari a 7 minuti (par. 5.8).

Tabella 9. “Bacino scolante afferente all'invaso CV-6a realizzato mediante un collettore volano”

Strada drenata	S	S_{IMP}	S_{PERM}	ϕ_{IMP}	ϕ_{PERM}	ϕ	T_c	$Q_{u\ max}$
[ID]	[ha]	[ha]	[ha]	[-]	[-]	[-]	[min]	[l/s]
Area 6a (attuale)	0.2160	0.2160	0	1.0	0.3	1.0	7	2.2
Area 6a (futura)	0.4200	0.4200	0	1	0.3	1.0	7	4.2

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 16) attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 14): al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria, si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di progetto ($T=50$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta “durata di pioggia critica” e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).



Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che l'opera di laminazione sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.11 f, comma 2).

Tabella 10. “Dimensionamento collettore volano CV-6a per l'evento critico con tempo di ritorno T50”

Strada drenata	n° collettori	A_t	L	Sezione	Ψ	Θ_{cr} (T50)	h_{max} (T50)	f (T50)	t_{sv} (T50)	verifica
[ID]	[-]	[m ²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Area 6a (attuale)	1	4.5	95	3.00 x 1.50	1	12	0.67	0.77	27	vero
Area 6a (futura)	1	4.5	95	3.00 x 1.50	1	10	1.26	0.24	23.8	vero

Per la vasca di accumulo e laminazione CV-6a si riportano nelle seguenti figure:

Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica per tempo di ritorno T=50 anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corvazione descritto al paragrafo 5.6.1.2 (Eq. 11).

- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l'evento critico (T50).
In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l'area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ l'(Eq. 14.1). L'idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l'(Eq. 14.2). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all'istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.
- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l'evento critico (T50).

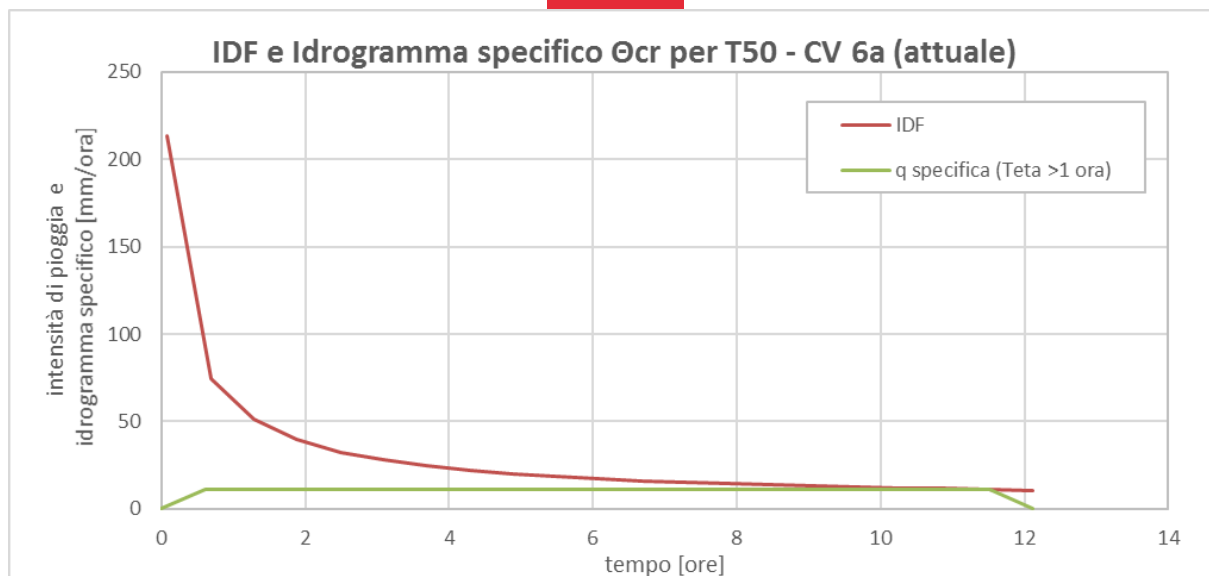


Figura 14. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata di pioggia critica T50 –6a (attuale)”

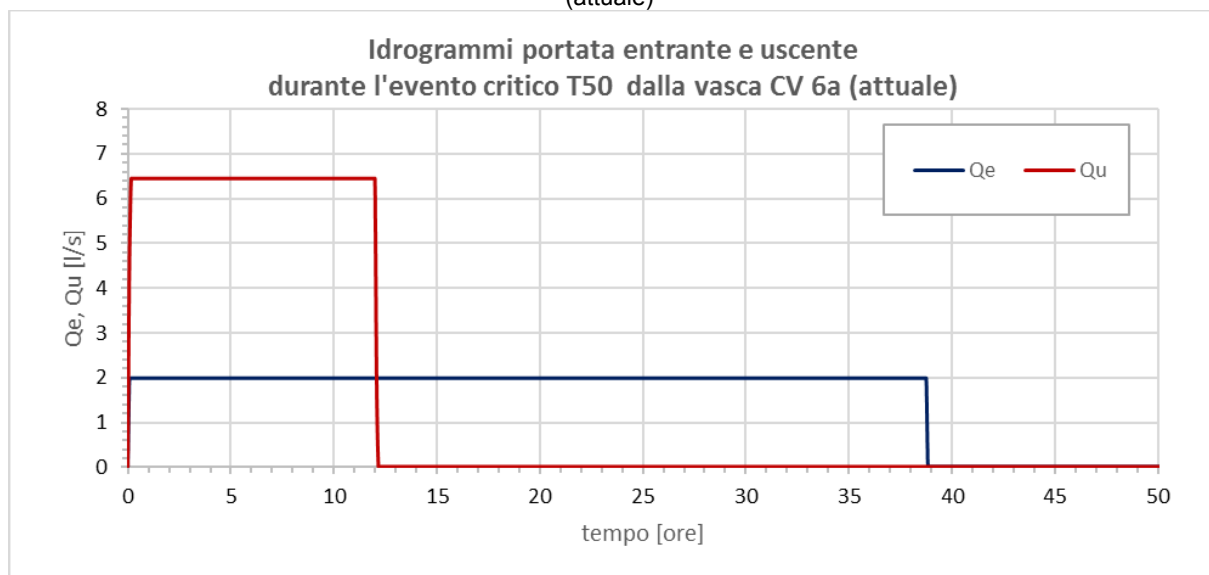


Figura 15. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – CV 6a (attuale)”



Figura 16. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 – CV 6a (attuale)”

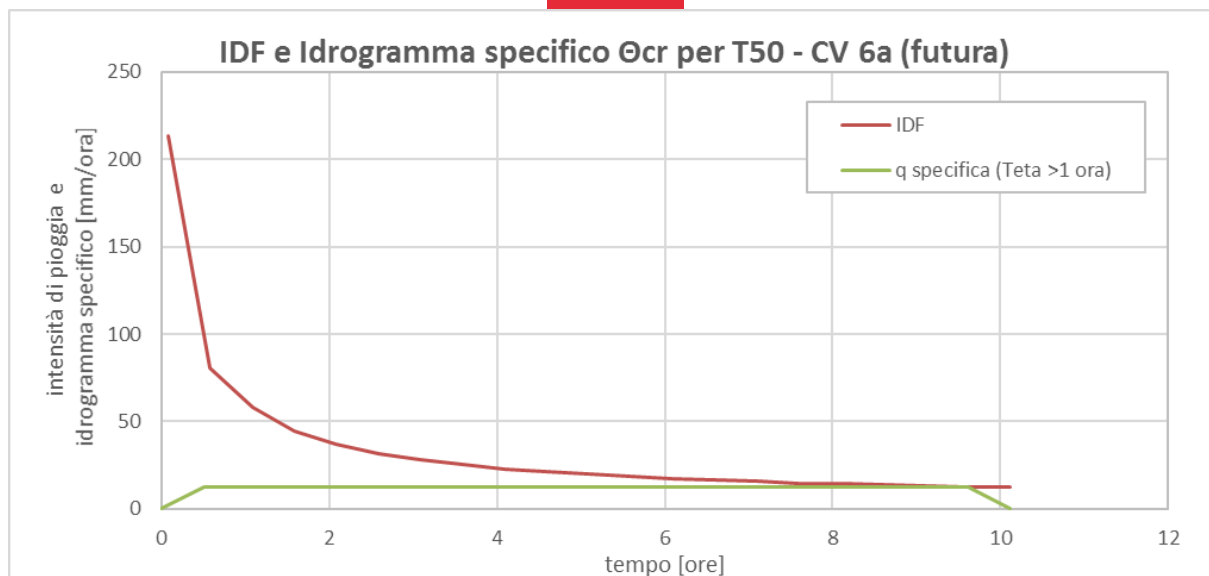


Figura 17. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata di pioggia critica T50 –6a (futura)”

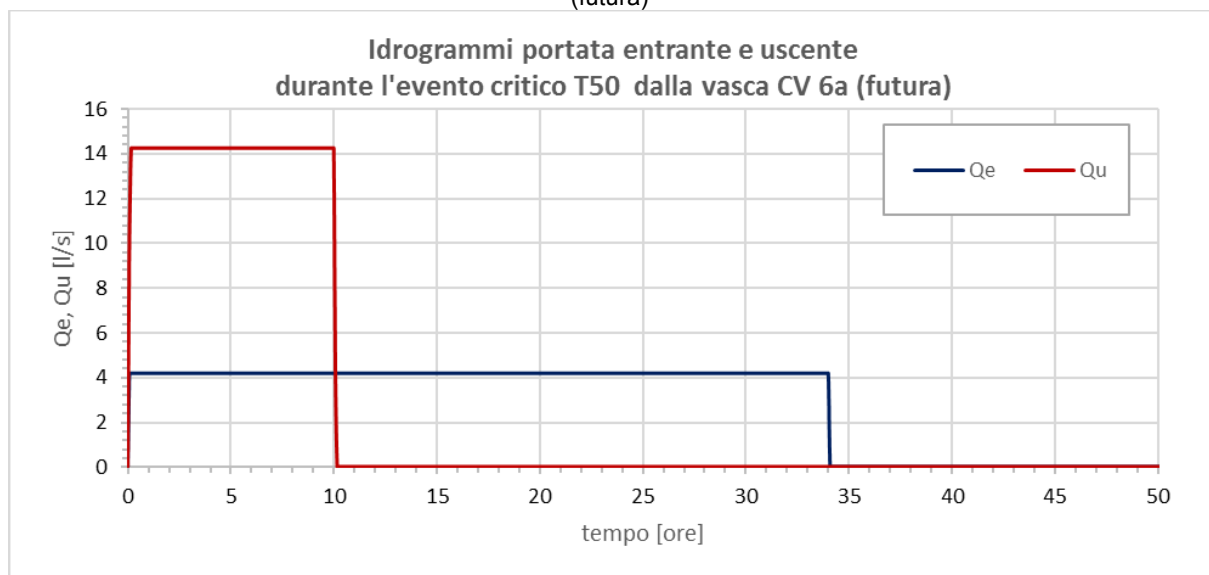


Figura 18. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – CV 6a (futura)”

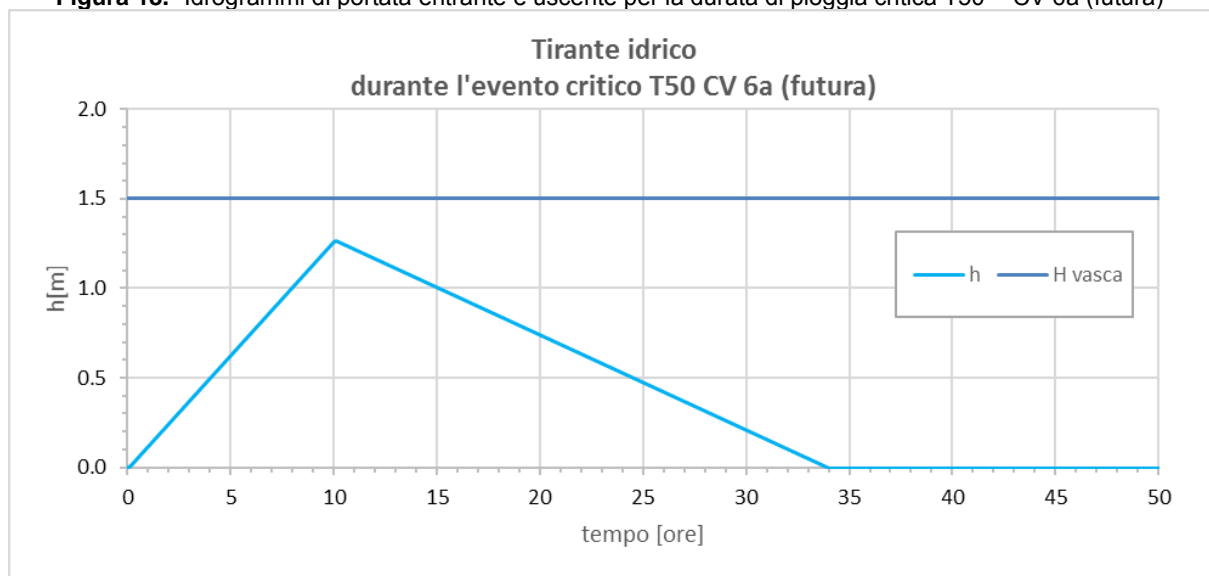


Figura 19. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 – CV 6a (futura)”



5.6.3.2. VERIFICA T100

Al fine della verifica delle soglie di sfioro delle opere disperdenti, la normativa richiede di considerare l'evento di pioggia critico con tempo di ritorno $T=100$ anni (R.R. n°8 2019, art.11, comma 2).

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 16 attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 14: al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di verifica ($T=100$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta "durata di pioggia critica" e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).

Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che l'opera di laminazione sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°9 2019, art. 11 f, comma 2).

Tabella 11. "Dimensionamento collettore volano VC-6a per l'evento critico con tempo di ritorno T100"

Strada drenata	n° collettori	A_t	L	Sezione	Ψ	θ_{cr} (T100)	h_{max} (T100)	f (T100)	t_{sv} (T100)	verifica
[ID]	[-]	[m ²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Area 6a (attuale)	1	4.5	95	3.00 x 1.50	1	12	0.79	0.71	31.3	vero
Area 6a (futura)	1	4.5	95	3.00 x 1.50	1	12	1.49	0.01	28	vero

Per la vasca di accumulo e laminazione CV-6a si riportano nelle seguenti figure:

- **Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica** per tempo di ritorno $T=100$ anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corrivazione descritto al paragrafo 5.6.1.2 (Eq. 11).
- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l'evento critico (T100). In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l'area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ l'(Eq. 14.1). L'idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l'(Eq. 14.2). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all'istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.
- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l'evento critico (T100).

Infine, calcolando il volume utile in Tabella 12, si è verificato che il volume di invaso CV-6a così dimensionato risulta superiore al requisito minimo richiesto dalla RR. 9/2019 all'art. 12.

Tabella 12. "Verifica volumi minimi RR 8/2019 art 12, comma 2"

Vasca n°	bacino drenato	S	ϕ	Volume minimo 800 m ³ /ha _{IMP} [m ³]	Volume assegnato
[-]	[-]	[ha]	[-]		[m ³]
CV-6a	6a (attuale)	0.2160	1	173	428
	6a (futura)	0.4200	1	336	428

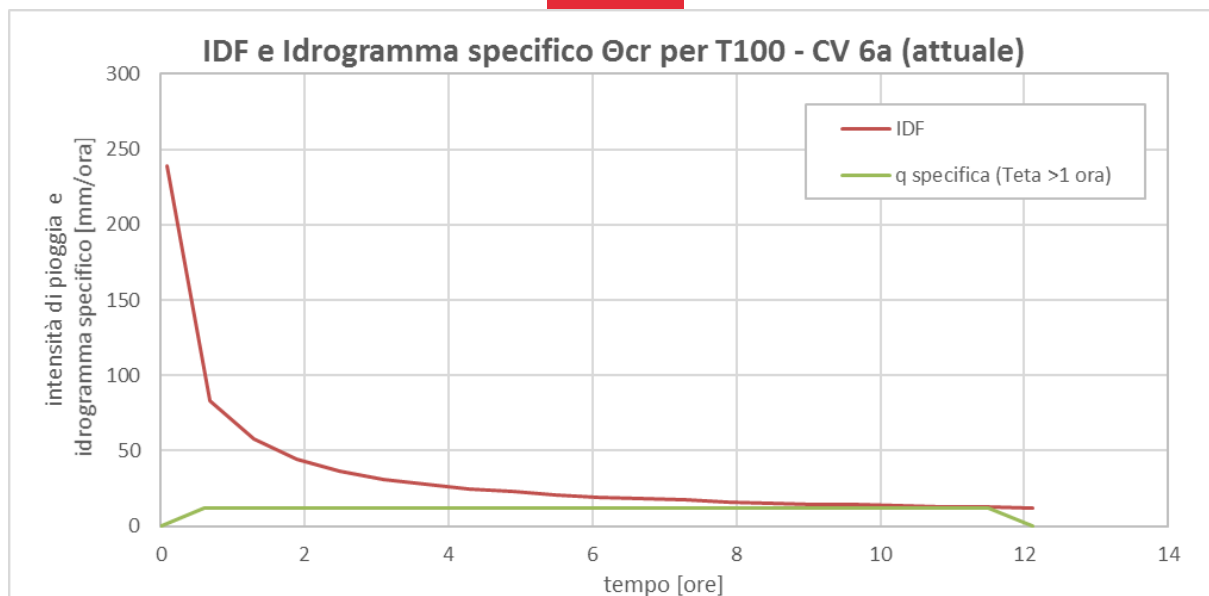


Figura 20. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la pioggia critica T100 –6a (attuale)”

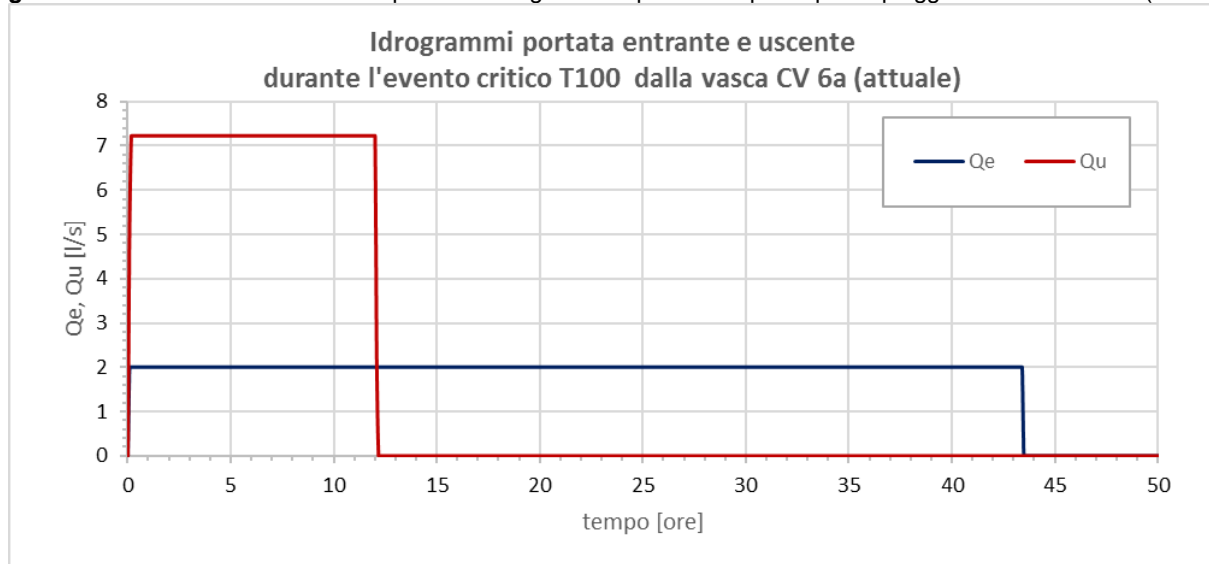


Figura 21. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – CV 6a (attuale)”

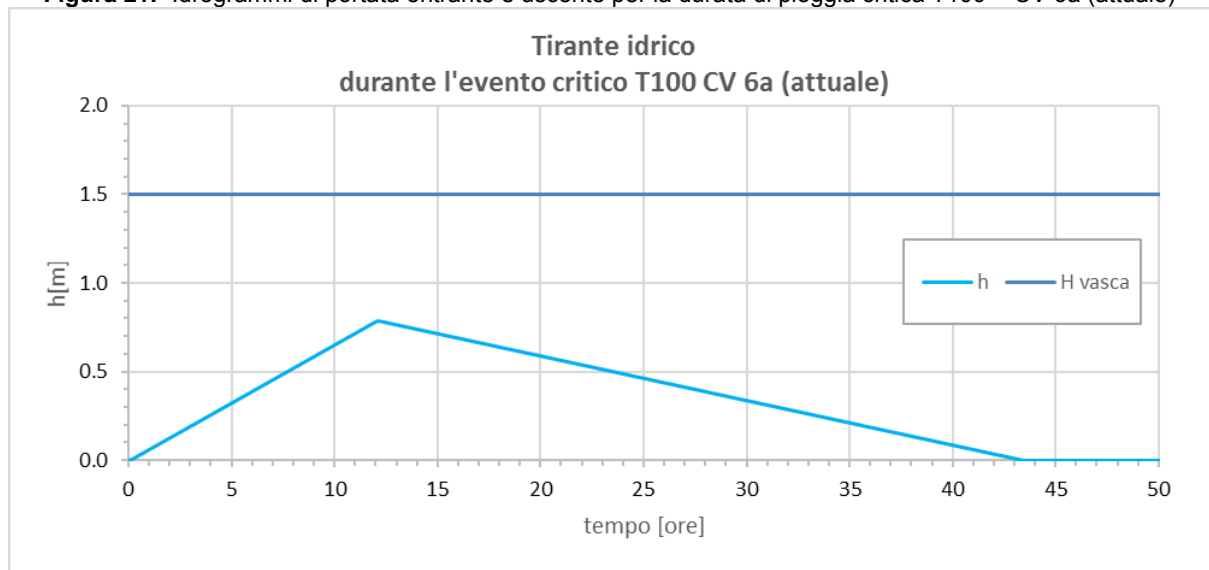


Figura 22. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 – CV 6a (attuale)”

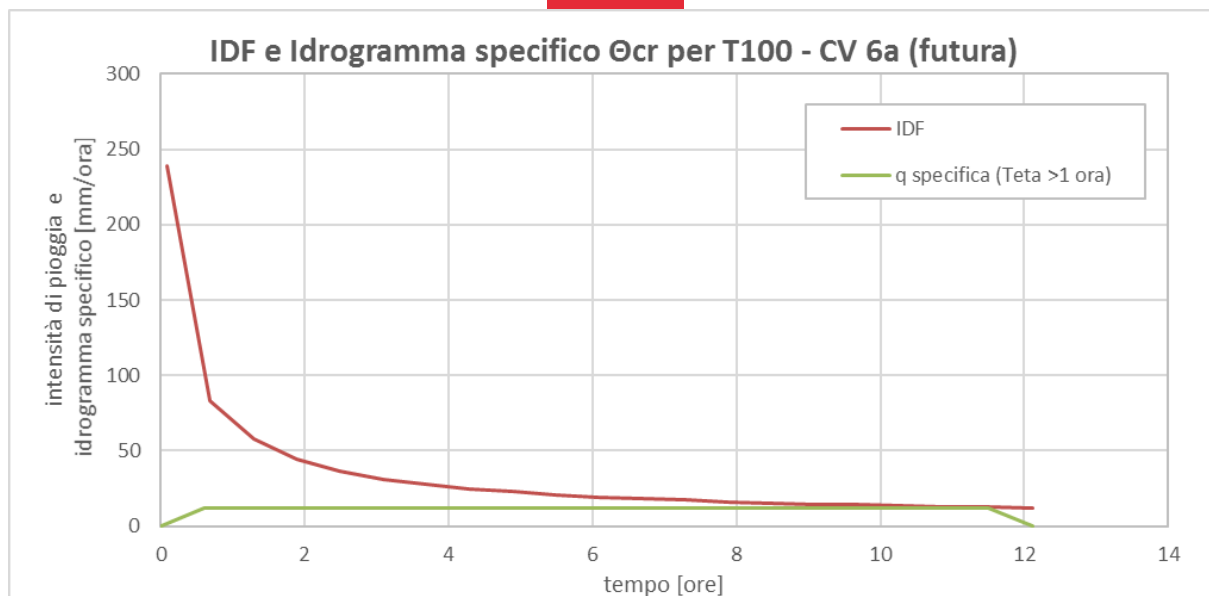


Figura 23. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la pioggia critica T100 –6a (futura)”

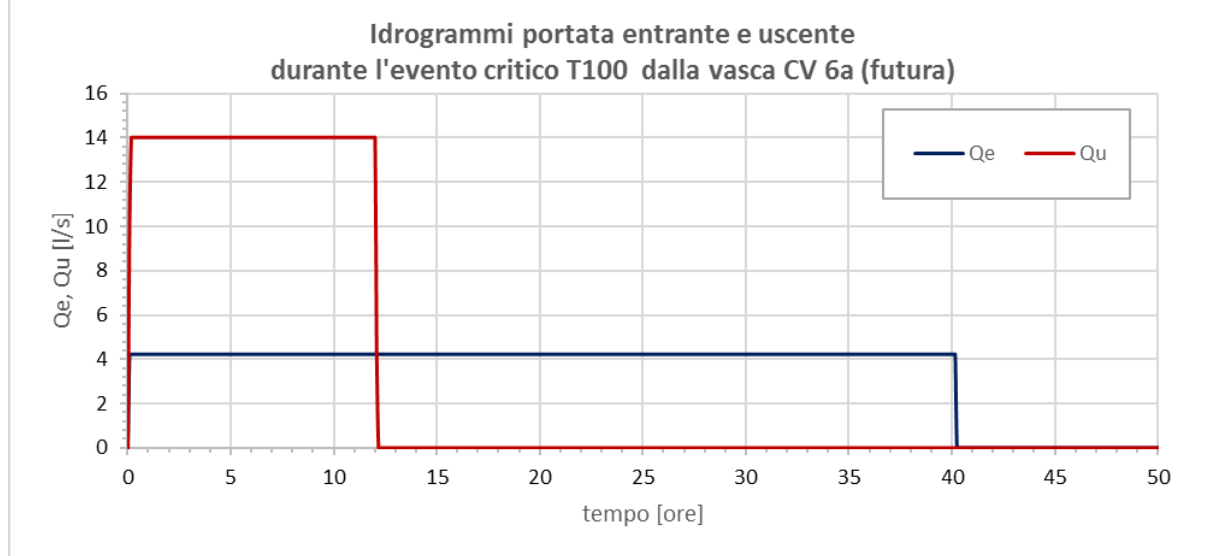


Figura 24. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – CV 6a (futura)”

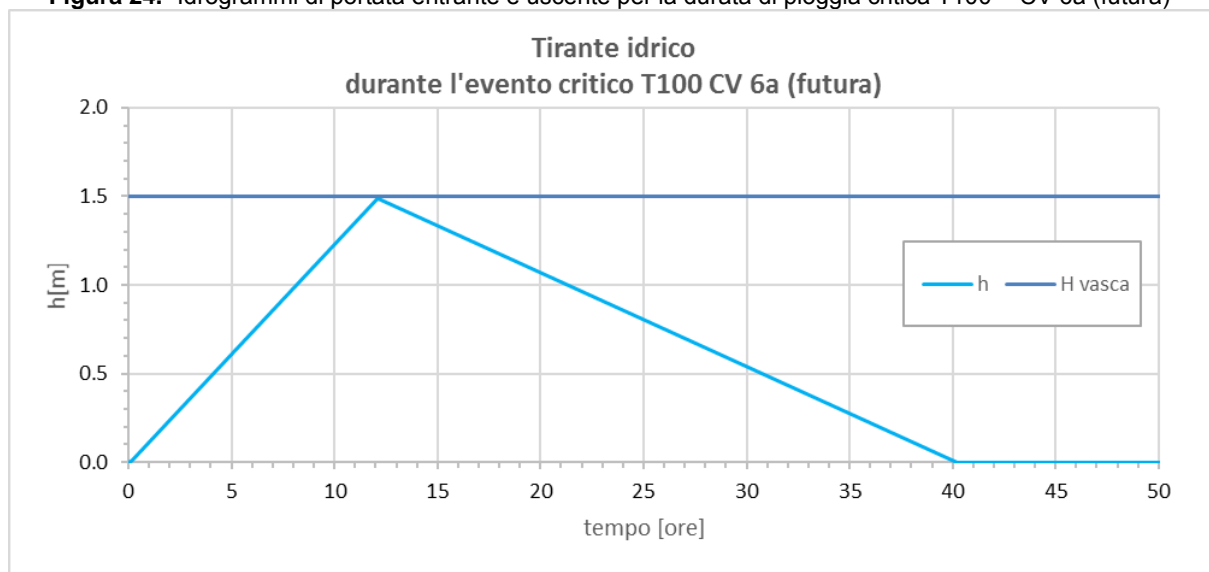


Figura 25. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 – CV 6a (futura)”



5.6.4. OPERE CV-1 VD-6 E AREE VERDI DISPERDENTI

5.6.4.1. DIMENSIONAMENTO VASCHE AUTONOME T20

Sia la vasca disperdente VD-6 sia la vasca volano VD-1 sono state dimensionate per essere autosufficienti (senza attivazione delle aree verdi disperdenti) per eventi di pioggia con tempo di ritorno fino a $T \leq 20$ anni.

Si riportano pertanto, in analogia ai paragrafi precedenti, i dimensionamenti delle due opere.

OPERA DI LAMINAZIONE CV-1

Seguendo la procedura di modellazione di una opera di accumulo descritta nel paragrafo precedente, si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche ed idrauliche dell'opera di laminazione CV-1 realizzata mediante due collettori di grande diametro tra loro comunicanti (si vedano tavole allegate 0187- 0190, 0227, 0230).

I due collettore volano da cui è costituita l'opera CV-1 hanno sezione rettangolare costante, di larghezza $W=3$ metri e altezza $H=1.5$ metri, lunghezza pari a 170 metri.

Si riportano in tabella: area drenata totale S , di cui area impermeabile S_{IMP} e area permeabile S_{PERM} , ciascuna con assegnato il coefficiente di deflusso ϕ previsto dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.11 d, allegato G); si riporta quindi il coefficiente di deflusso medio (Eq. 9).

La permeabilità del terreno è stata definita nel par.5.5; inoltre, si attribuisce al bacino della vasca CV-1 un tempo di corrvazione T_c pari a 11 minuti (par. 5.8).

Tabella 13. “Bacino scolante afferente all'invaso CV-1 realizzato mediante doppio collettore volano”

Strada drenata [ID]	S [ha]	S_{IMP} [ha]	S_{PERM} [ha]	ϕ_{IMP} [-]	ϕ_{PERM} [-]	ϕ [-]	T_c [min]	$Q_{u\ max}$ [l/s]
Area 1	2.4800	2.4800	0	1.0	0.3	1.0	11	32

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 16) attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 14): al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria, si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di progetto ($T=20$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta “durata di pioggia critica” e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).

Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che l'opera di laminazione sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.11 f, comma 2).



Tabella 14. “Dimensionamento doppio collettore volano CV-1 per l’evento critico con tempo di ritorno T20”

Strada drenata	n° collettori	A_t	L	Sezione	Ψ	Θ_{cr} (T20)	h_{max} (T20)	f (T20)	t_{sv} (T20)	verifica
[ID]	[-]	[m ²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Area 1	2	9.0	170	3.00 x 1.50	1	5	1.46	0.04	13	vero

Per la vasca di accumulo e laminazione CV-1 si riportano nelle seguenti figure:

- **Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica** per tempo di ritorno $T=20$ anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corrivazione descritto al paragrafo 5.6.1.2 (Eq. 11).
- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l’evento critico (T20).
In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l’area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ l’ (Eq. 14.1). L’idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l’ (Eq. 14.2). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all’istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.
- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l’evento critico (T20).

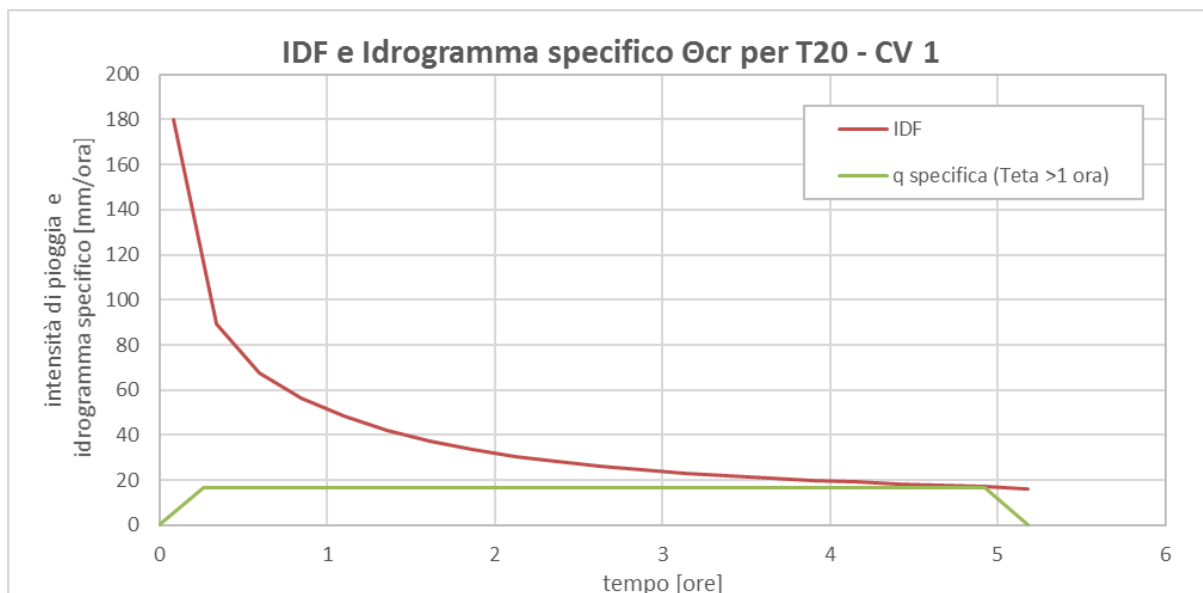


Figura 26. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico per la durata di pioggia critica T20 – CV 1”

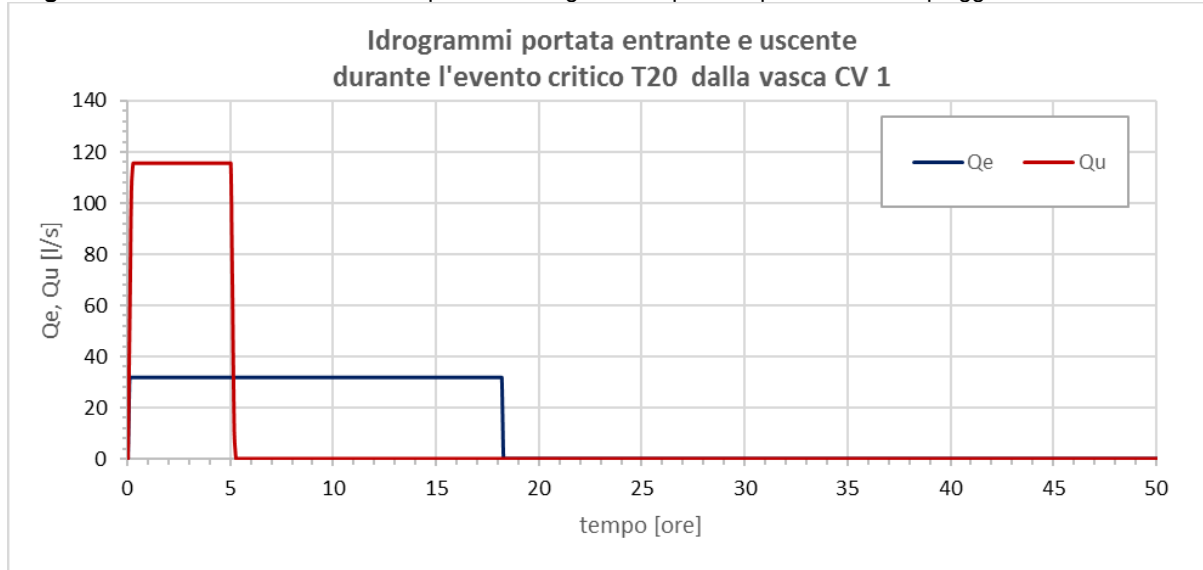


Figura 27. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T20 – CV 1”

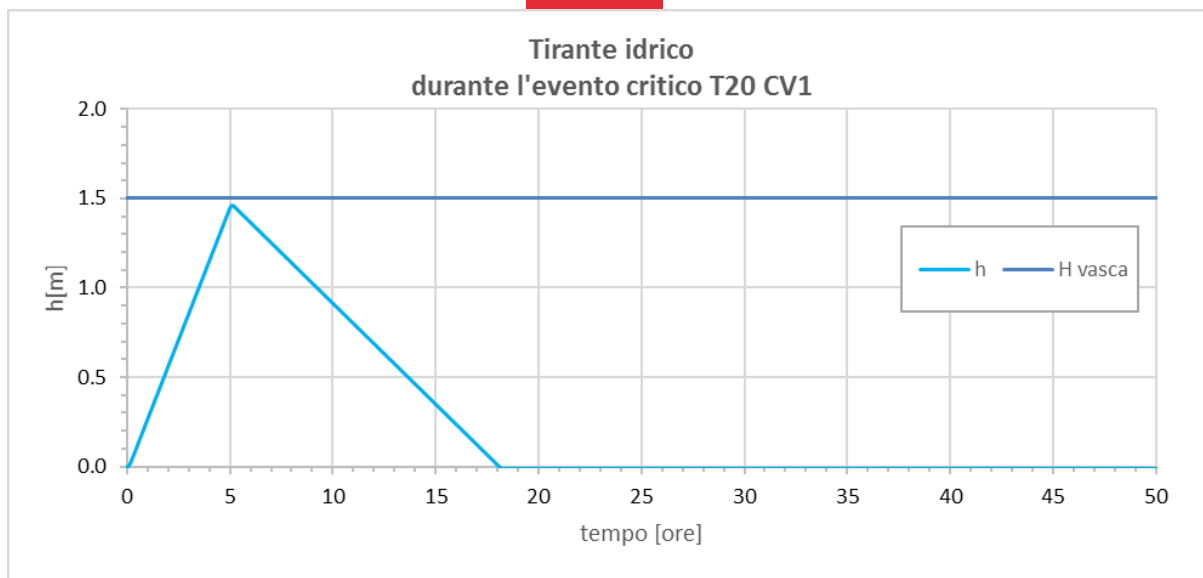


Figura 28. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T20 – CV 1”

OPERA DISPERDENTE VD-6

Seguendo la procedura di modellazione di una opera di accumulo descritta nel paragrafo 5.6.1.1, si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche ed idrauliche dell'opera disperdente VD-6 (si vedano tavole allegate 0187-0190, 227, 230).

Si riportano in tabella: area totale S , area impermeabile S_{IMP} e area permeabile S_{PERM} , ciascuna con assegnato il coefficiente di deflusso ϕ previsto dalla normativa (R.R. n°8 2019, art.6 d, allegato F) ed il coefficiente di deflusso medio (Eq. 9). La permeabilità del terreno è stata definita nel par.5.5. Inoltre, si attribuisce al bacino della vasca disperdente VD-6 un tempo di corrivazione T_c pari a 12 minuti, in base al tempo di percorrenza maggiore che impiegano le acque meteoriche lungo il ramo di drenaggio che afferisce alla vasca (par. 5.8).

Tabella 15. “Bacino scolante afferente all'opera disperdente VD-6”

Vasca n°	Copertura drenata	S	S_{IMP}	S_{PERM}	ϕ_{IMP}	ϕ_{PERM}	ϕ	T_c
[-]	[-]	[ha]	[ha]	[ha]	[-]	[-]	[-]	[min]
Vasca 6	Nuova Logistica	1.5600	1.5600	0	1	0.3	1	12

Si è dunque risolto il problema descritto dall'(Eq. 13) attraverso il sistema di 4 equazioni riportate all' (Eq. 8): al variare della durata di pioggia cambia l'altezza massima invasata dalla vasca, fissata la sua geometria (area e perimetro), si ottiene quindi la pioggia che massimizza il volume di accumulo in vasca per il tempo di ritorno di progetto ($T=20$ anni). Tale durata di pioggia θ_{cr} è detta “durata di pioggia critica” e ne viene riportato il valore e la corrispondente altezza massima di invaso in tabella.

Per l'evento critico, data la geometria assegnata all'invaso si verifica un tirante massimo h_{max} , in corrispondenza del quale resta un franco libero in vasca ($f = H - h_{max}$).

Terminato l'evento critico di pioggia, è stato verificato che ciascun invaso sia in grado di svuotarsi in un tempo t_{sv} inferiore alle 48 ore, affinché la capacità di invaso risulti ripristinata nei tempi previsti dalla normativa (R.R. n°7 2017, art.6f, comma 2).



Tabella 16. “Verifica opera disperdente VD-6 per l’evento critico con tempo di ritorno T20”

Vasca	Area	Perimetro	Profondità	Ψ	$\Theta_{cr}(T20)$	$h_{max}(T20)$	$f(T20)$	$t_{sv}(T20)$	verifica
[n°]	[m ²]	[m]	[m]	[-]	[ore]	[m]	[m]	[ore]	[$t_{sv} \leq 48$ ore]
Vasca 6	752.6	476.8	1.32	0.95	5.0	1.28	0.04	12	vero

Per la vasca disperdente vasca VD 6 si riportano nelle seguenti figure:

Curva di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) e la portata di piena specifica per tempo di ritorno $T=20$ anni e durata critica. In particolare, la portata di piena specifica è stata valutata attraverso il metodo di corivazione descritto al paragrafo 5.6.1.2 (Eq. 11).

- **Idrogrammi di portata entrante e uscente** dalla vasca per l’evento critico (T20).

In particolare, la portata di piena entrante Q_e nella vasca è il prodotto della portata specifica per l’area del bacino scolante S al netto del coefficiente di deflusso ϕ (Eq. 8.2). L’idrogramma uscente Q_u è invece valutato tramite l’ (Eq. 8.1). Si osserva il massimo invaso nella vasca si verifica all’istante per cui $Q_e(t)=Q_u(t)$, poiché in tale circostanza si ha che la derivata del volume è pari a zero.

- **Andamento del tirante idrico** in vasca durante l’evento critico (T20).

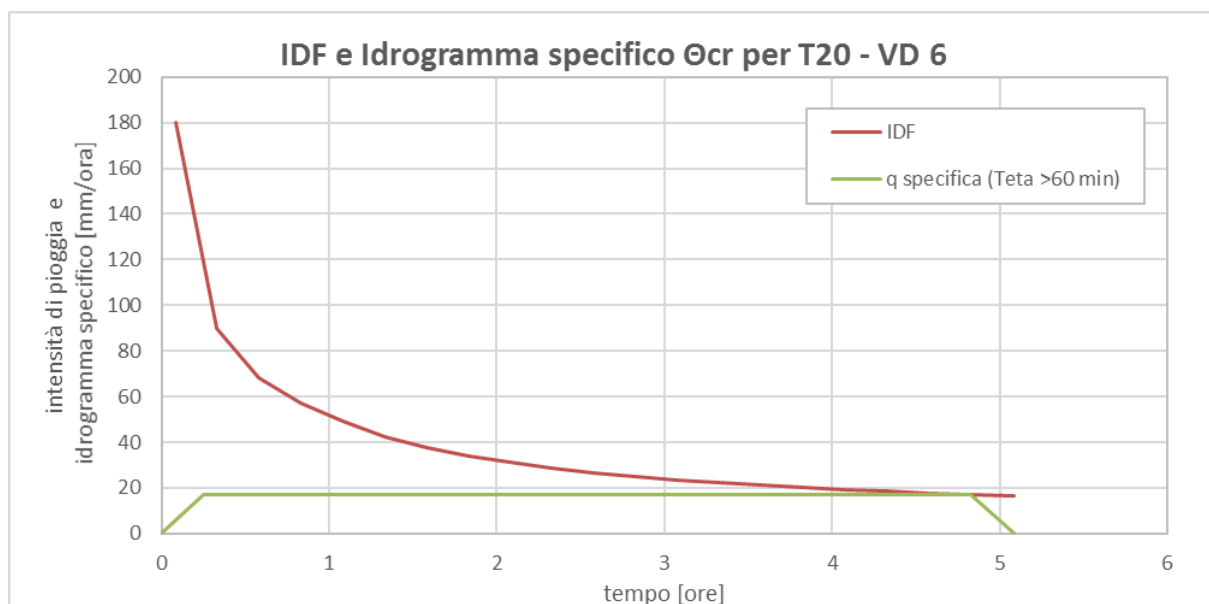


Figura 29. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata di pioggia critica T20 - V6”

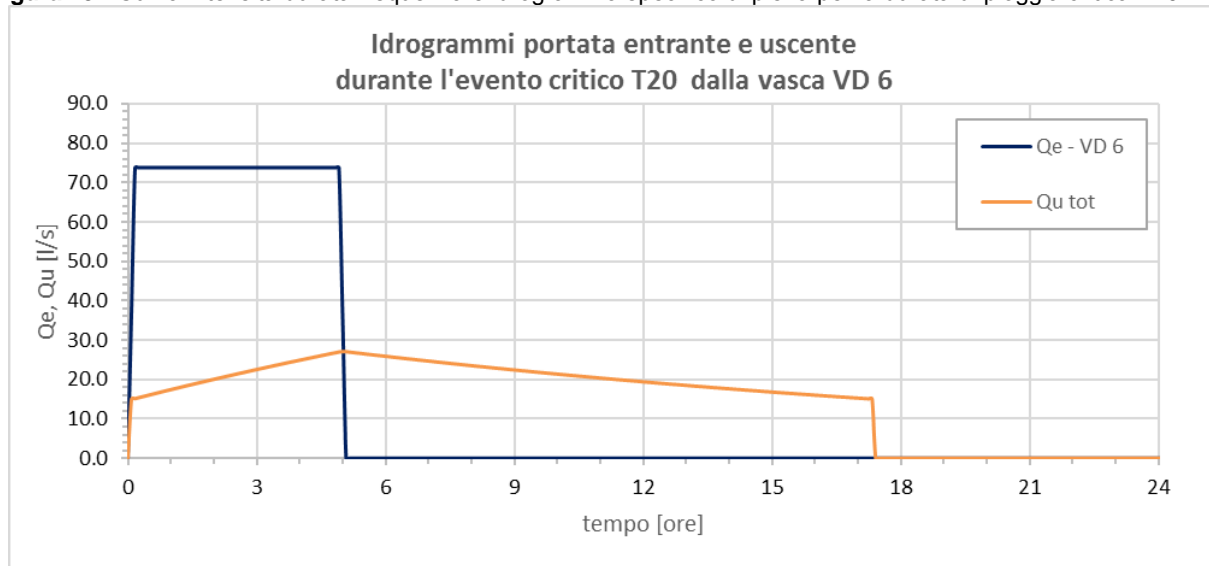


Figura 30. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T20 – V6”



Figura 31. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T20 - V6”

5.6.4.2. DIMENSIONAMENTO CON AREE VERDI DISPERDENTI T50

Ripetendo quanto svolto nel paragrafo precedente, le opere CV-1 e VD-6 si è sollecitato le opere con un evento di pioggia critica con tempo di ritorno $T=50$ anni.

Si ricorda che in questo scenario intervengono anche le aree verdi disperdenti a fornire il volume di invaso mancante alle opere interrato, pertanto in questo scenario le aree verdi vengono dimensionate ricorrendo dapprima al **metodo delle sole piogge** per stabilire quale è il volume minimo che devono avere e quantificare il contributo in termini di area drenata che devono dare (par. 5.6.1.3).

Le aree verdi disperdenti sono collocate a nord ovest della piattaforma e sono costituite da due aree depresse tra loro comunicanti. Esse ricevono la portata scolmata dalla rete di drenaggio afferente alle vasche VD6 e CV1 attraverso 4 connessioni idrauliche che si attivano al superamento del livello di una soglia fissata a quota 108.90 m slm.

Il volume complessivo di accumulo è previsto pari a 773 m³: l'area totale della zona depressa è pari a 773 m² e l'altezza massima di invaso pari a 1 metro, calcolata tra la quota di fondo delle aree depresse pari a 108.10 e la soglia di sfioro delle vasche (MR-VD6 e MR-CV1) posta pari a 109.10. Dall'analisi risulta che la pioggia critica risulta avere durata pari a 5 ore e 30 minuti per $T=50$ anni. Si riportano in tabella e nel grafico i risultati del metodo delle sole piogge.

Tabella 17. “Dimensionamento aree verdi con metodo sole piogge, T50”

Invasi [ID]	$W_{progetto}$ [m ³]	Q_u (T50) [l/s]	$W(T50)$ [m ³]	W_{min} (RR 7/2017) [m ³]
Vasca VD-6	944	15 (suolo)	944	1248
Vasca CV-1	1530	32 (ricettore)	1530	1984
Aree depresse	773	14 (suolo)	441	-
TOTALE	3246	61	2915	3232

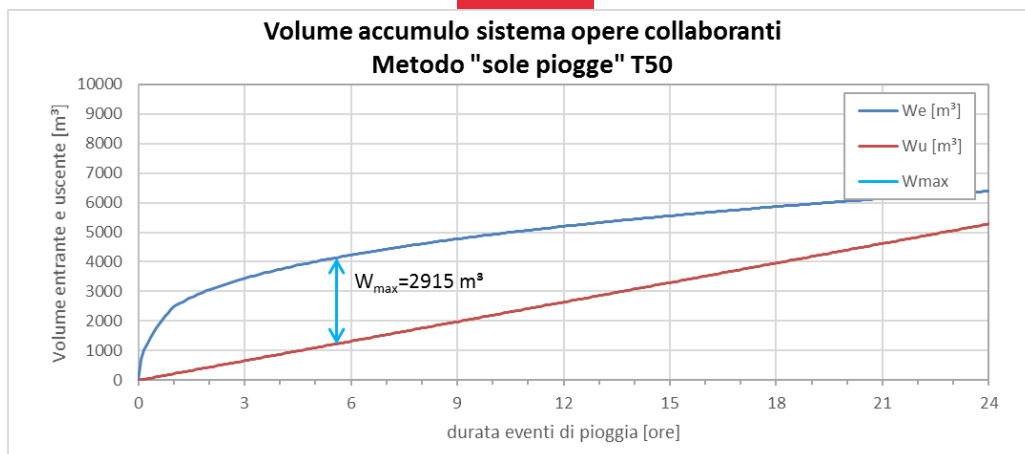


Figura 32. “Stima del volume di laminazione del sistema di vasche tramite metodo delle sole piogge – T50, $\Theta=5.5$ ore”

Si riportano nel seguito i funzionamenti di tutte e tre le opere, sia in forma di tabella sia di grafico, ottenuti applicando il metodo dettagliato nello scenario critico di pioggia: durata di pioggia critica pari a 5 ore e 30 minuti, T=50 anni.

Tabella 18. “Dimensionamento metodo dettagliato CV-1, VD-6 e aree verdi per l'evento critico T50”

Opera [ID]	Θ_{cr} (T50) [ore]	h_{max} (T50) [m]	f (T50) [m]	t_{sv} (T50) [ore]	verifica [$t_{sv} \leq 48$ ore]
CV-1	5.5	1.5	0.10	13.3	vero
VD-6	5.5	1.32	0.10	12.7	vero
Aree verdi	5.5	0.40	0.60	5.2	vero

**Il franco in questo scenario è calcolato non dal cielo delle singole vasche ma rispetto alle soglie di sfioro verso il ricettore, poste a quota 109.10 m slm.*



OPERA DI LAMINAZIONE CV-1

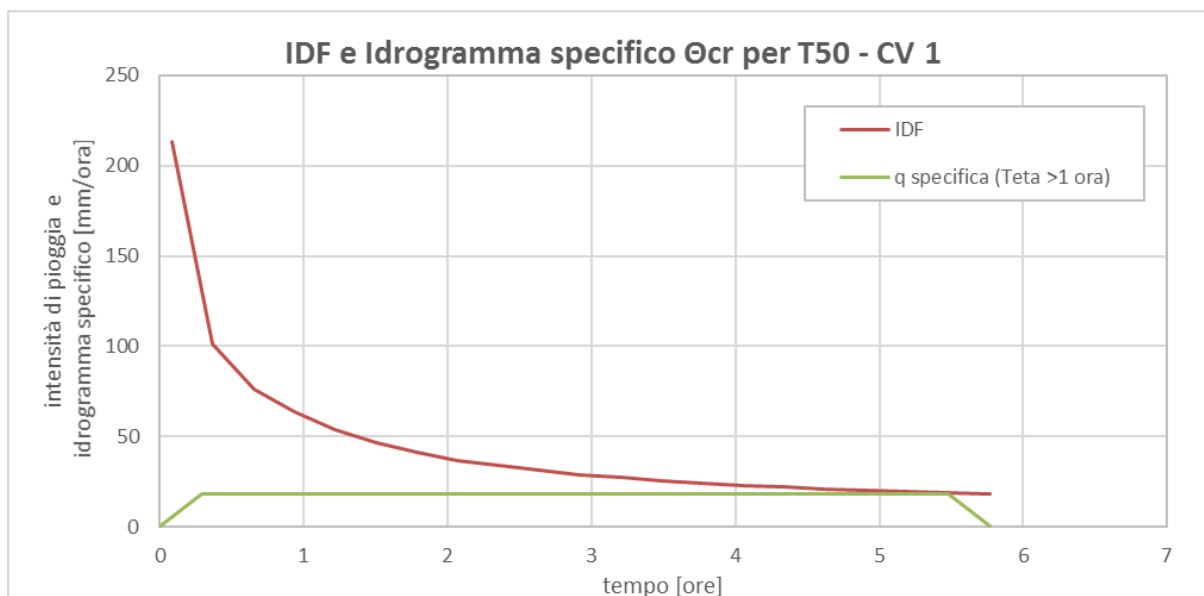


Figura 33. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la pioggia critica T50, $\Theta = 5.5$ ore”

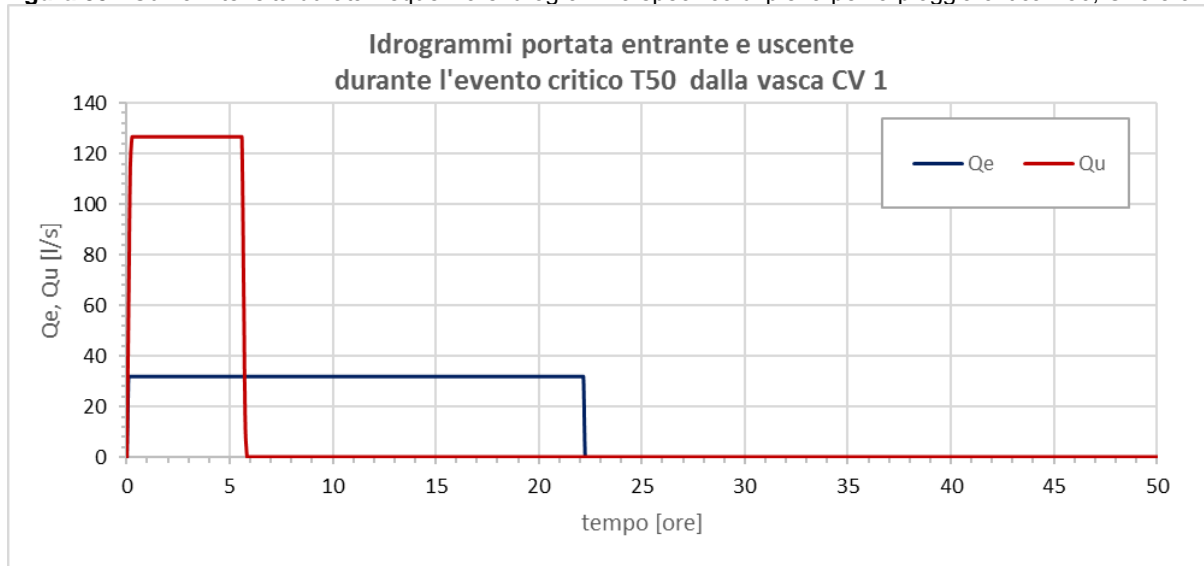


Figura 34. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – CV 1”

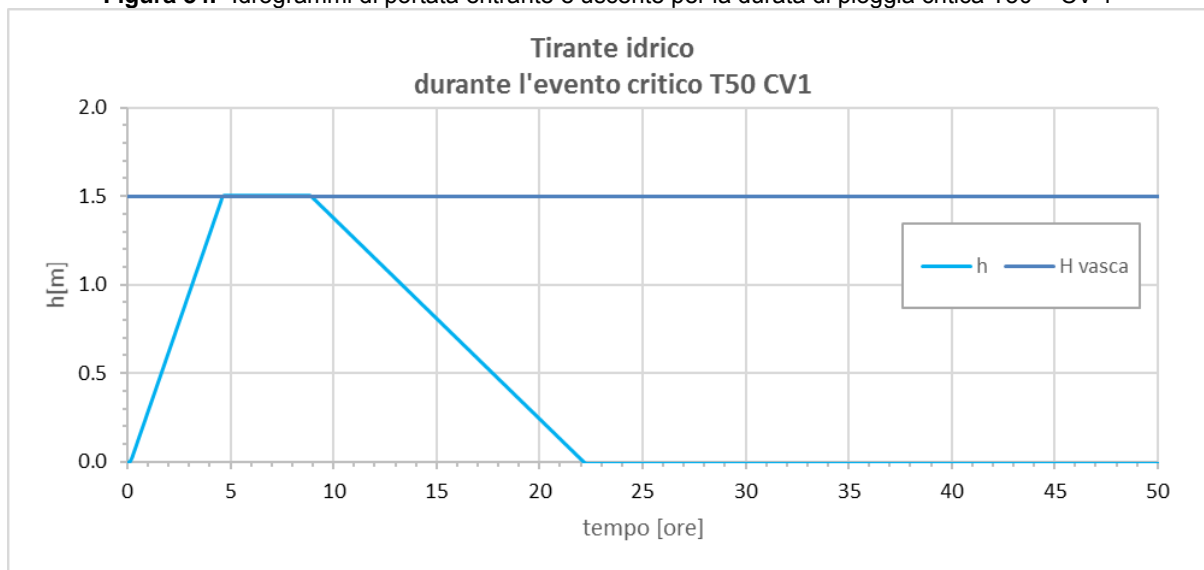


Figura 35. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 – CV 1”

OPERA DISPERDENTE VD-6

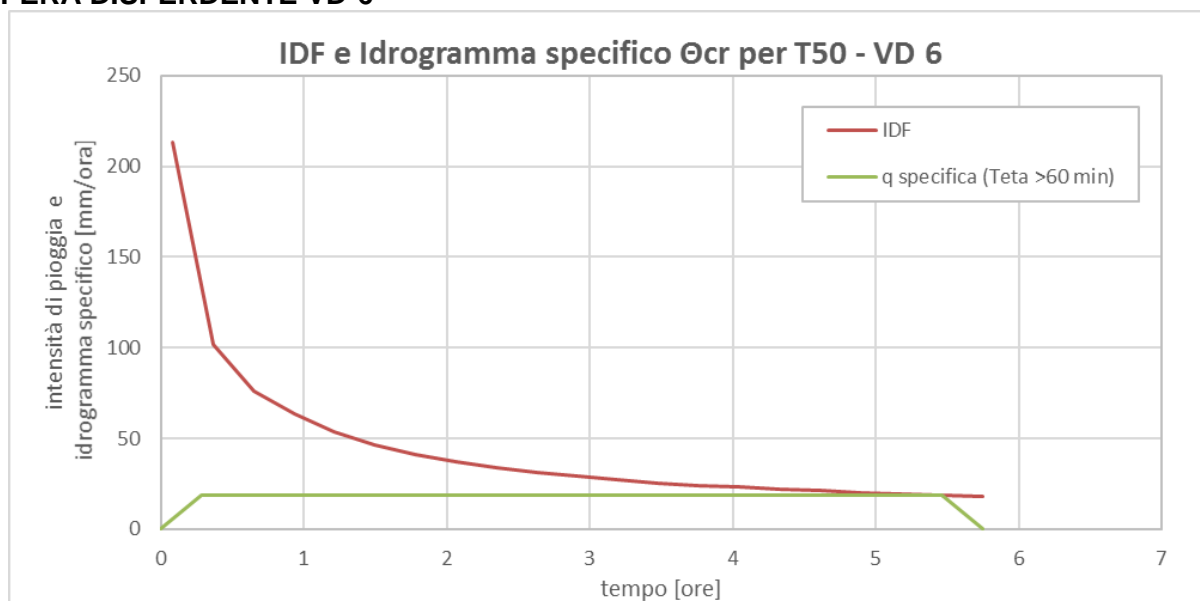


Figura 36. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la pioggia critica T50, $\Theta=5.5$ ore”

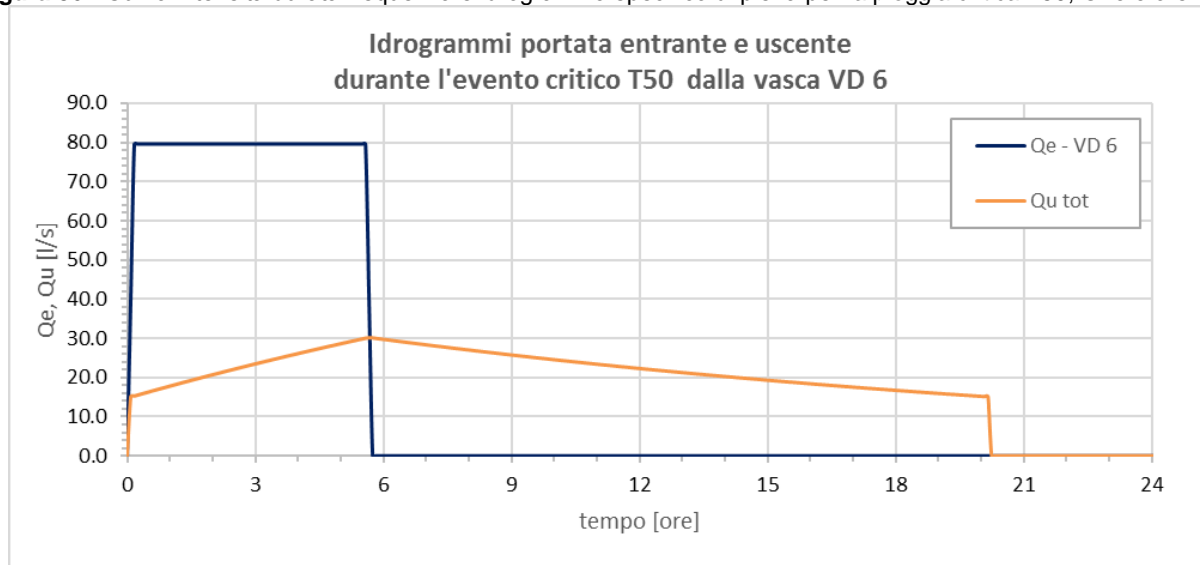


Figura 37. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – VD6”

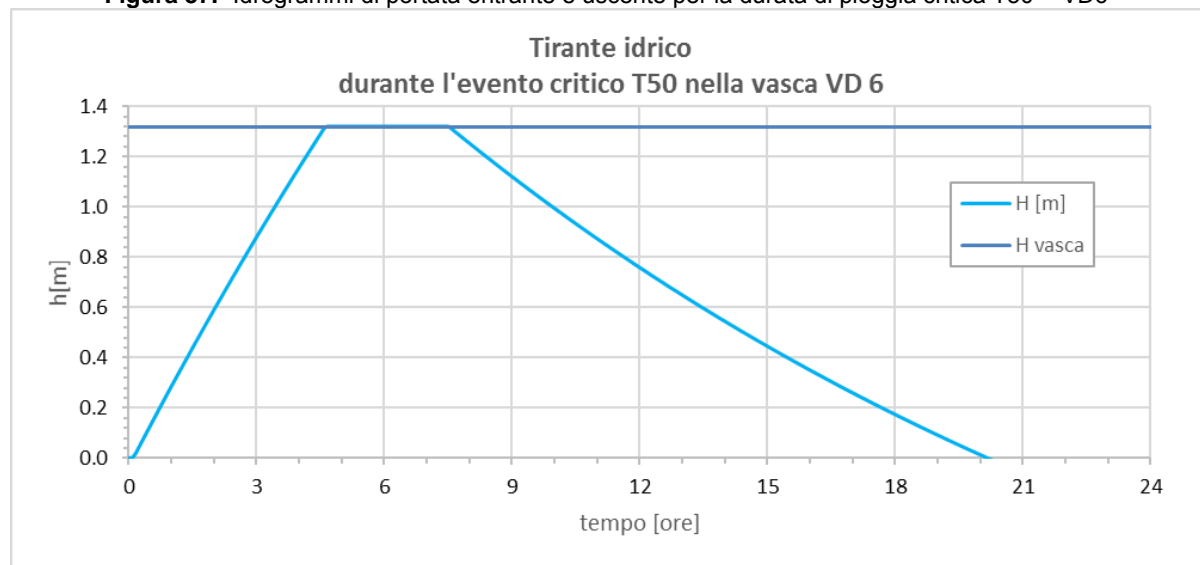


Figura 38. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 - VD6”



AREE VERDI

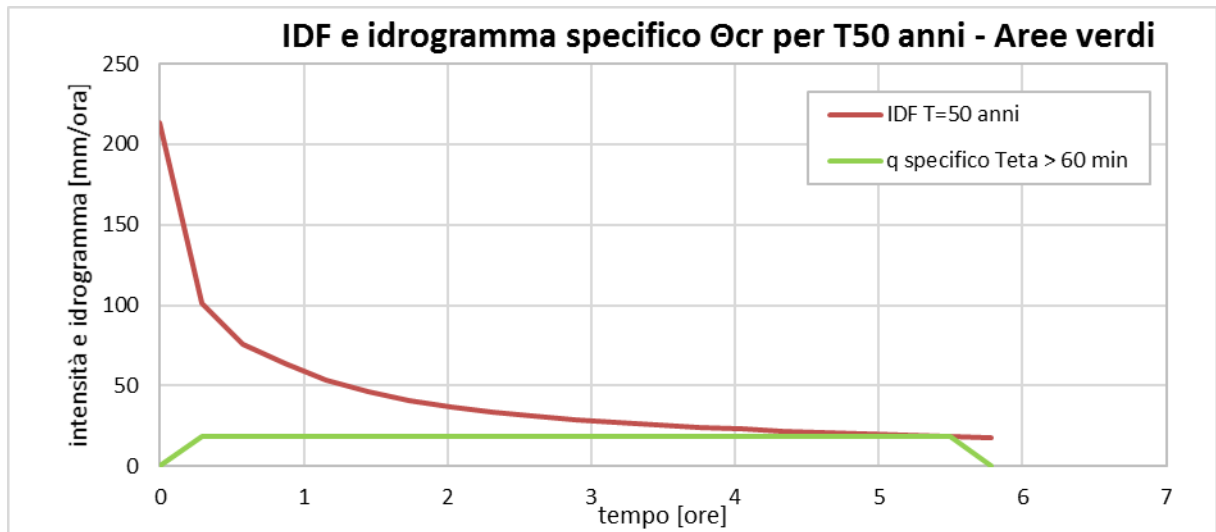


Figura 39. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata critica T50, $\Theta=5.5$ ore”

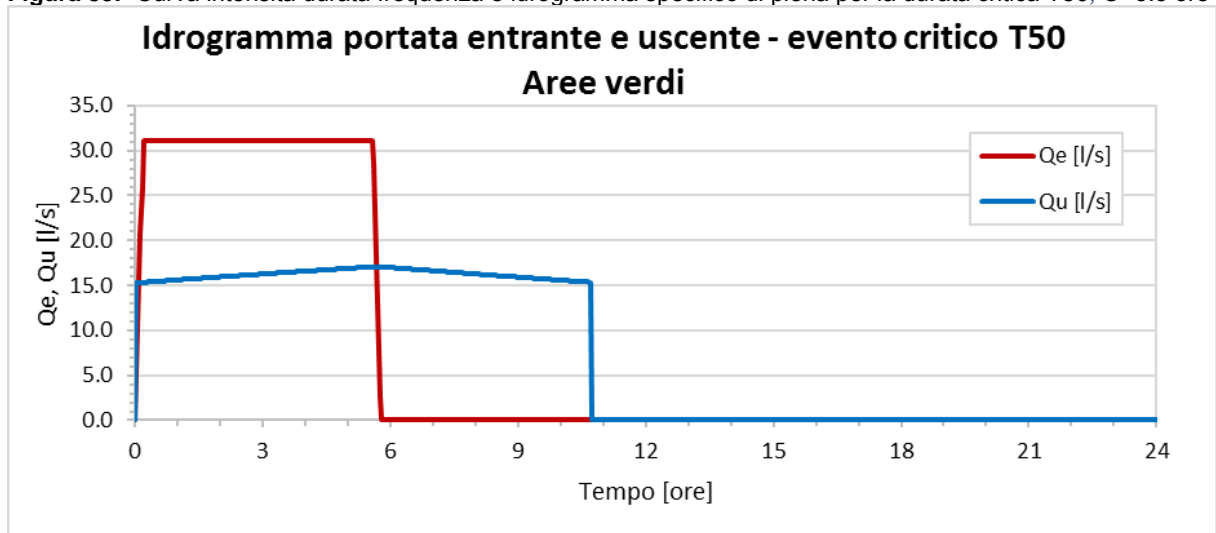


Figura 40. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T50 – Aree verdi”

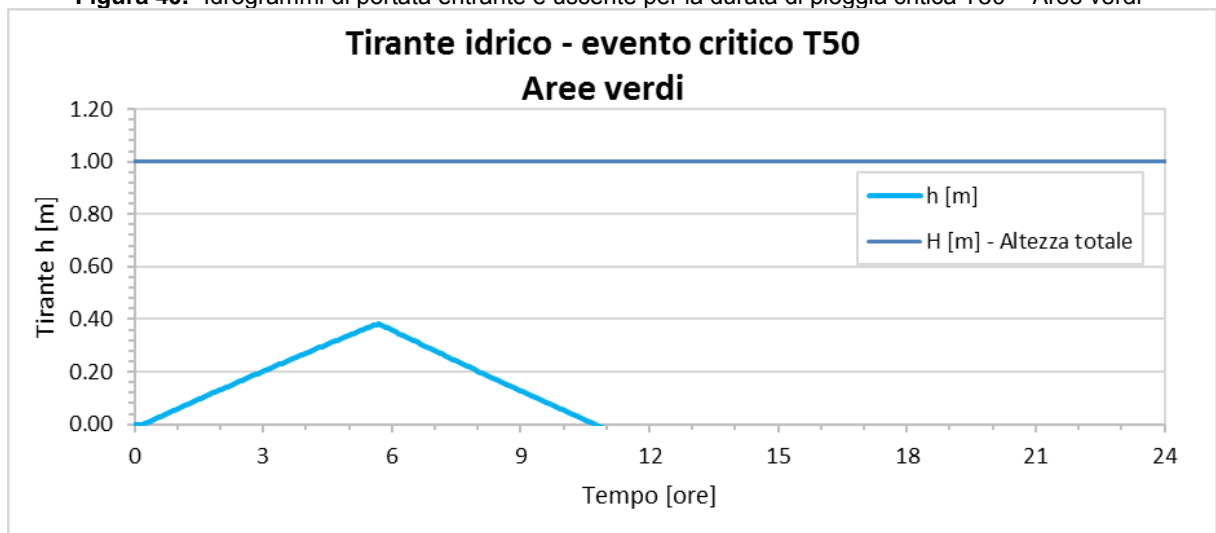


Figura 41. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T50 - Aree verdi”



5.6.4.3. VERIFICA CON AREE VERDI DISPERDENTI T100

Ripetendo quanto svolto nel paragrafo precedente, le opere CV-1 e VD-6 si è sollecitato le opere con un evento di pioggia critica con tempo di ritorno $T=100$ anni.

Si ricorda che in questo scenario intervengono anche le aree verdi disperdenti a fornire il volume di invaso mancante alle opere interrate, pertanto si riportano nel seguito sia in forma di tabella sia di grafico i funzionamenti di tutte e tre le opere per l'evento di pioggia critica T100.

Dall'analisi risulta che la pioggia critica risulta avere durata pari a 5 ore e 30 minuti per $T=100$ anni. Si riportano in tabella e nel grafico i risultati del metodo delle sole piogge.

Tabella 19. "Verifica aree verdi con metodo sole piogge, T100"

Invasi [ID]	$W_{progetto}$ [m ³]	Q_u (T100) [l/s]	W (T100) [m ³]	W_{min} (RR 7/2017) [m ³]
Vasca VD-6	944	15 (suolo)	944	1248
Vasca CV-1	1530	32 (ricettore)	1530	1984
Aree depresse	773	23 (suolo)	769	-
TOTALE	3246	70	3242	3232

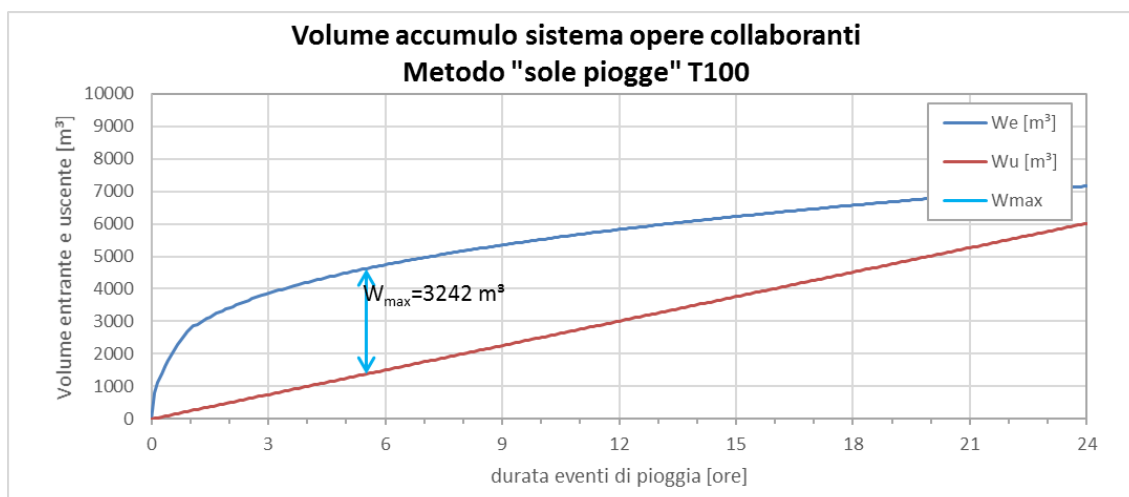


Figura 42. "Stima del volume di laminazione del sistema di vasche tramite metodo delle sole piogge – T100"

Si riportano nel seguito i funzionamenti di tutte e tre le opere, sia in forma di tabella sia di grafico, ottenuti applicando il metodo dettagliato nello scenario critico di pioggia: durata di pioggia critica pari a 5 ore e 30 minuti, $T=100$ anni.

Tabella 20. "Verifica metodo dettagliato CV-1, VD-6 e aree verdi per l'evento critico T100"

Opera [ID]	Θ_{cr} (T100) [ore]	h_{max} (T100) [m]	F^* (T100) [m]	t_{sv} (T100) [ore]	verifica [$t_{sv} \leq 48$ ore]
CV-1	5.5	1.5	0.04	13.3	vero
VD-6	5.5	1.32	0.04	12.7	vero
Aree verdi	5.5	0.96	0.04	11.8	vero

**Il franco in questo scenario è calcolato non dal cielo delle singole vasche ma rispetto alle soglie di sfioro verso il ricettore, poste a quota 109.10 m slm.*



OPERA DI LAMINAZIONE CV-1

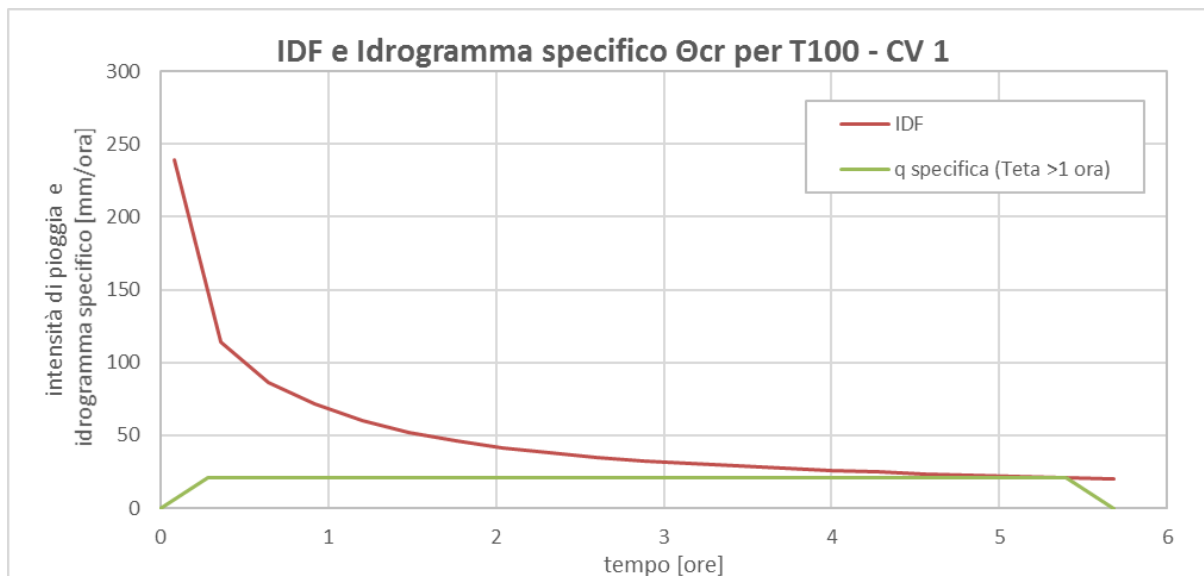


Figura 43. "Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico per la pioggia critica T100, $\Theta=5.5$ ore"

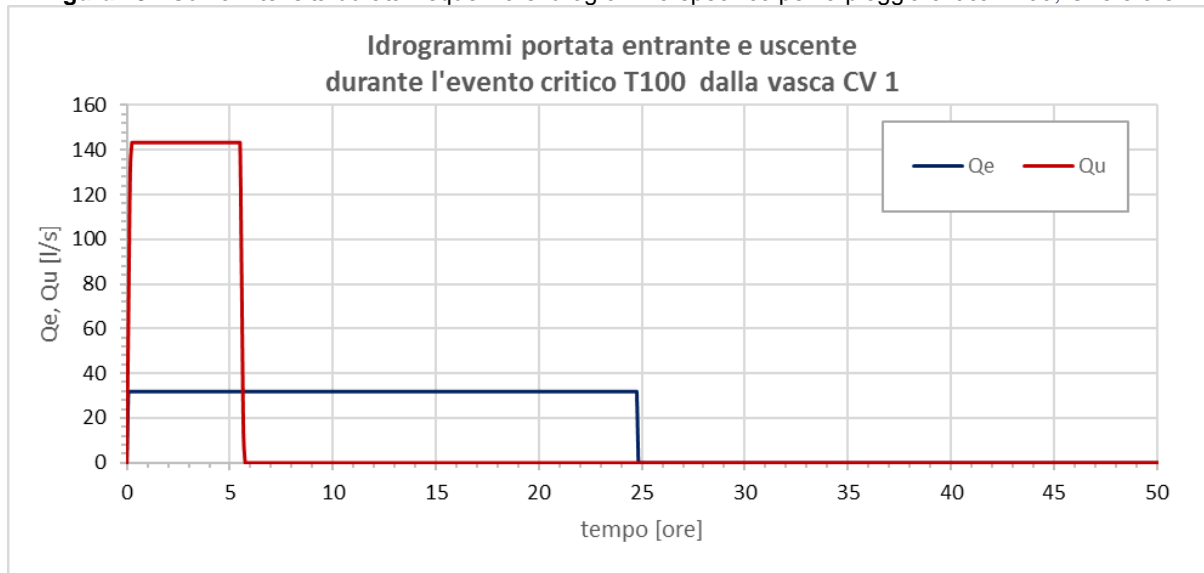


Figura 44. "Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – CV 1"

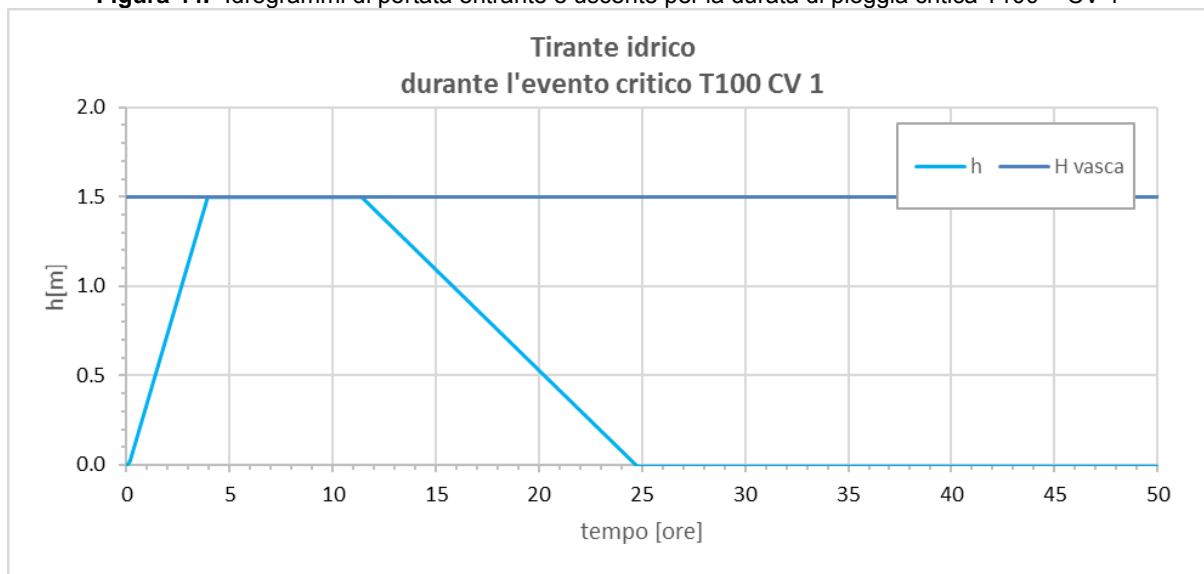


Figura 45. "Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 – CV 1"



OPERA DISPERDENTE VD-6

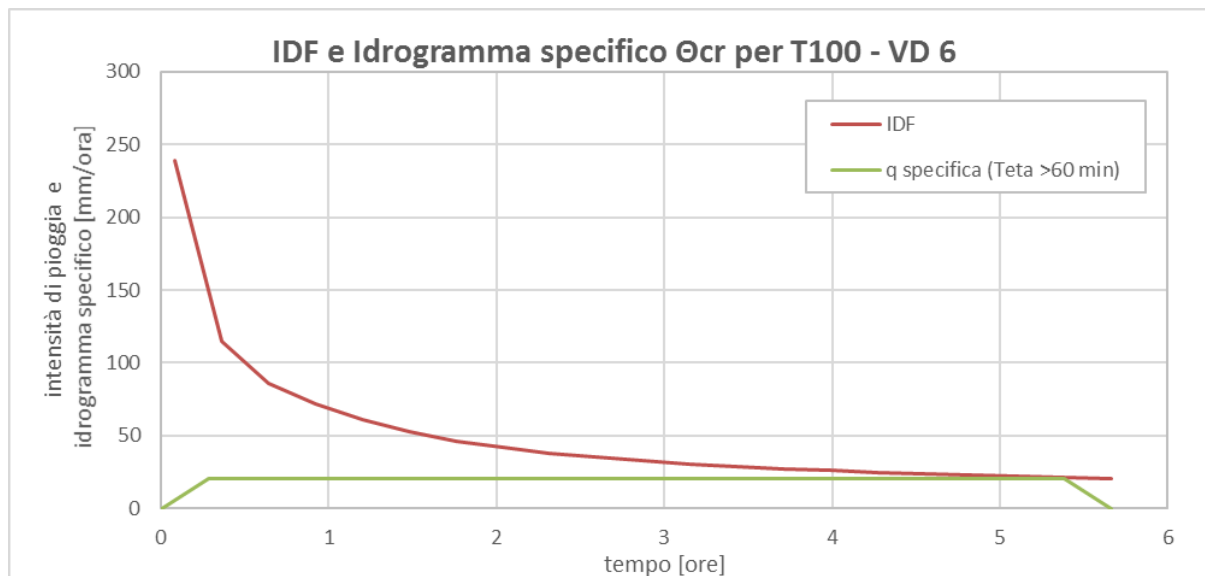


Figura 46. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la pioggia critica T100, $\Theta=5.5$ ore”

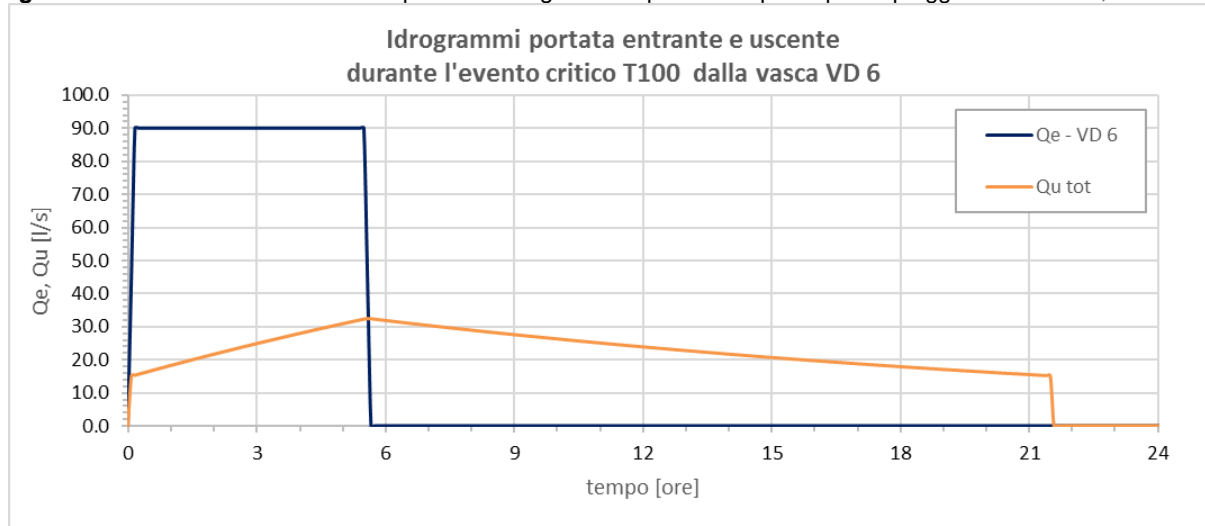


Figura 47. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – VD6”

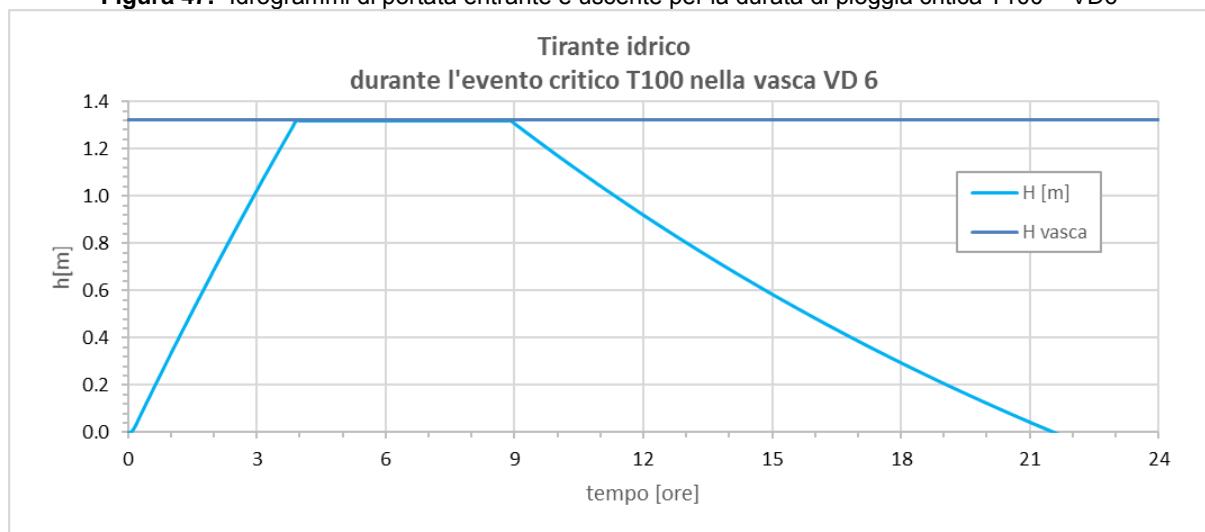


Figura 48. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 - VD6”



AREE VERDI

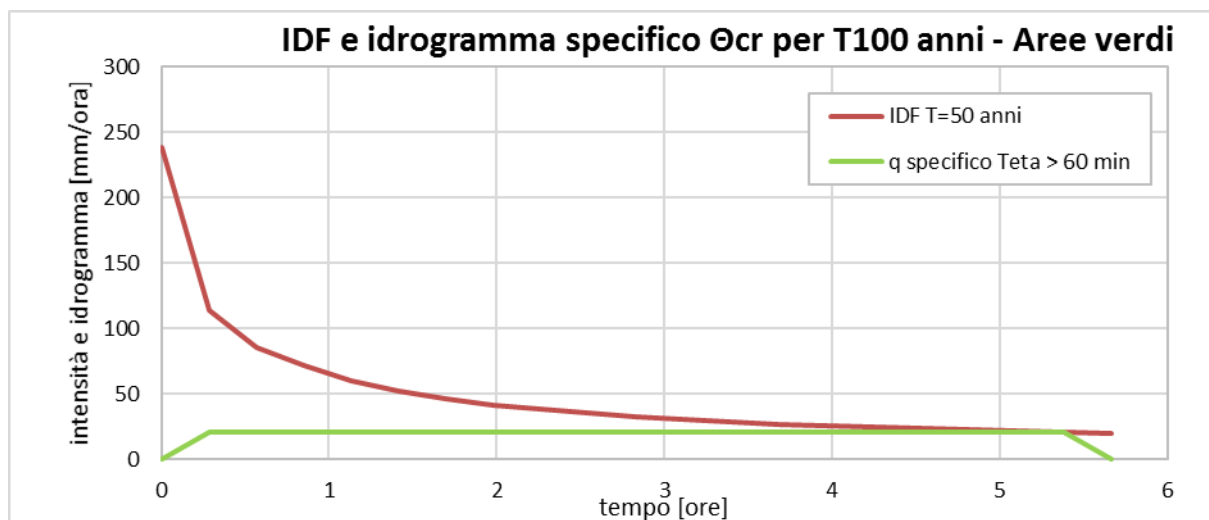


Figura 49. “Curva intensità durata frequenza e idrogramma specifico di piena per la durata critica T100, $\Theta=5.5$ ore”

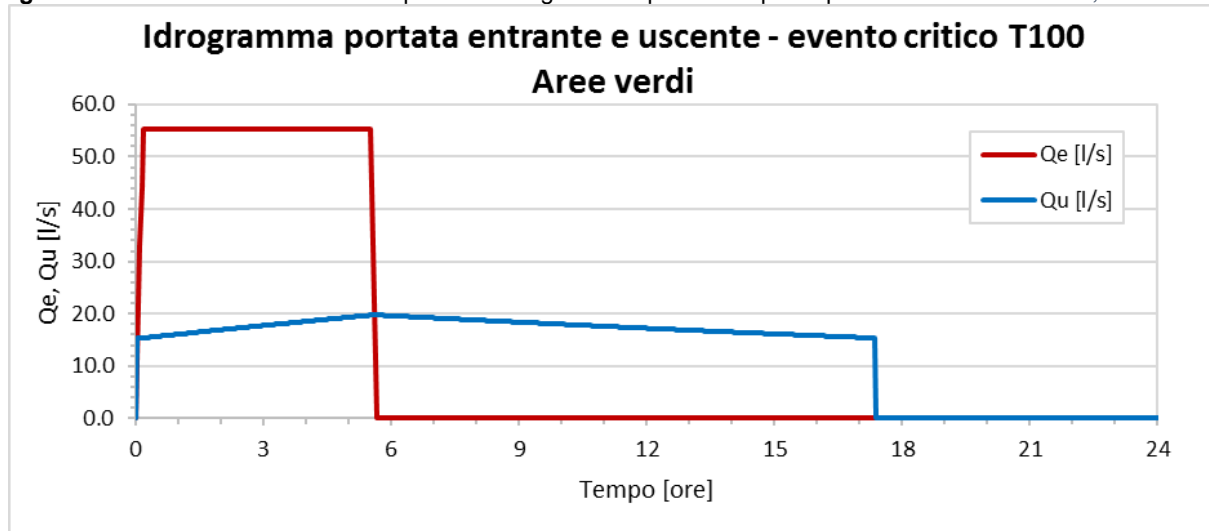


Figura 50. “Idrogrammi di portata entrante e uscente per la durata di pioggia critica T100 – Aree verdi”

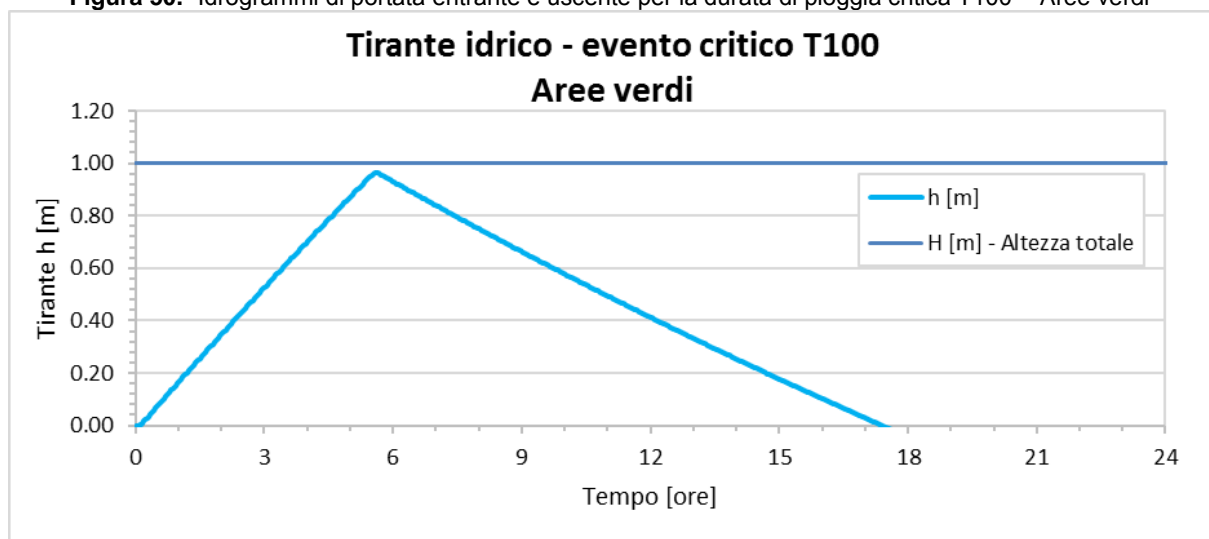


Figura 51. “Andamento del tirante idrico nella vasca per la durata di pioggia critica T100 - Aree verdi”



5.6.5. VERIFICA TRAMITE MODELLO MATEMATICO

Il funzionamento complessivo del sistema di invasi è stato ulteriormente verificato per gli scenari critici di pioggia individuati attraverso un modello matematico realizzato con l'ausilio del software di modellazione Infoworks ICM.

Gli scenari risultati critici per il dimensionamento e la verifica delle opere di invarianza sono:

- VD-2a → T50 Θ =3.5 ore – T100 Θ =3.5 ore
- CV-6a → T50 Θ =10 ore – T100 Θ =12 ore
- Opere collaboranti CV-1, VD.6 e aree verdi → T20 Θ =5 ore, T50 Θ =5.5 ore – T100 Θ =5.5 ore

Si riportano nel seguito i profili longitudinali delle reti di drenaggio e delle opere di accumulo in forma di grafico, è possibile notare che i risultati ottenuti sono coerenti ai calcoli eseguiti tramite la modellazione svolta per il dimensionamento delle opere e riportata nei paragrafi precedenti (paragrafo 5.6.1 parti 1, 2 e 3).



5.6.5.1. SCENARIO T10 TETA 10 MINUTI

CV-1

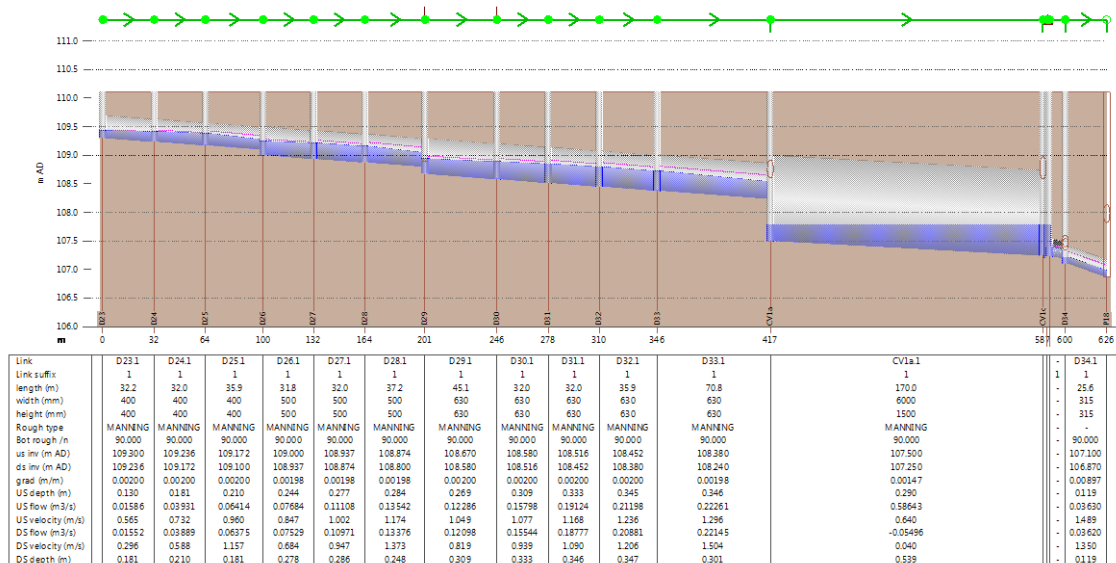


Figura 52. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricevitore P18-T10 $\Theta=10$ min".

VD6

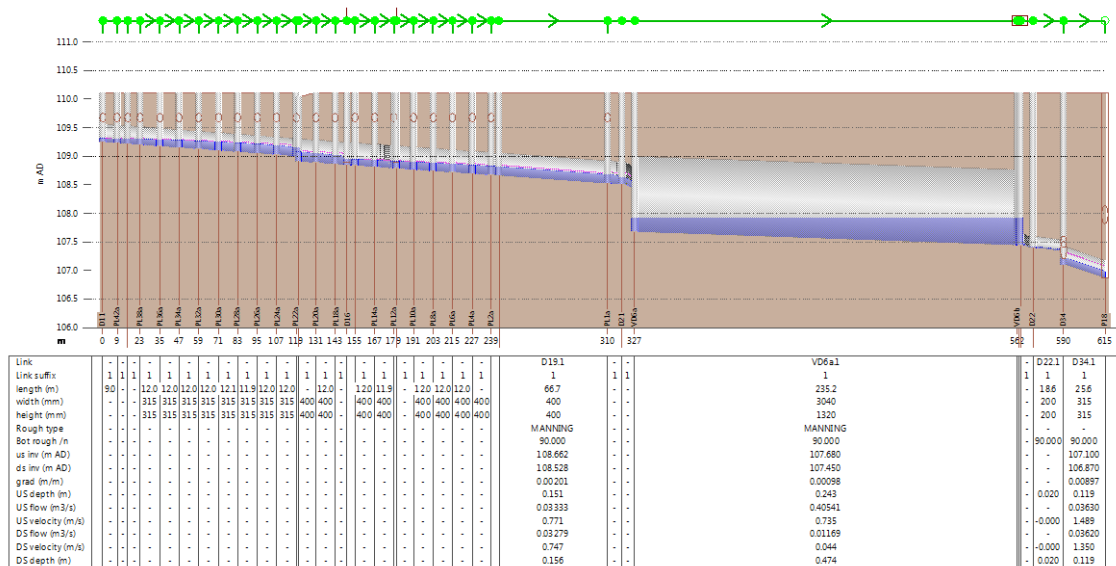


Figura 53. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca VD-6 da pozzetto D11 al ricevitore P18-T10 $\Theta=10$ min".



AREE VERDI

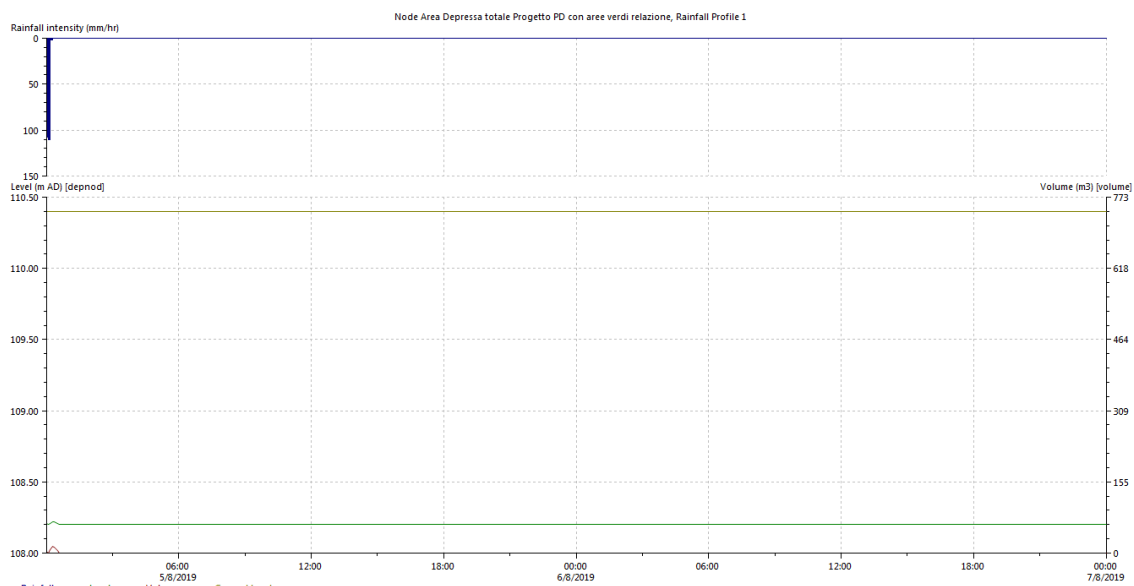


Figura 54. "Livello e volume invaso aree verdi disperdenti-T10 $\Theta=10$ min".

CV-6a

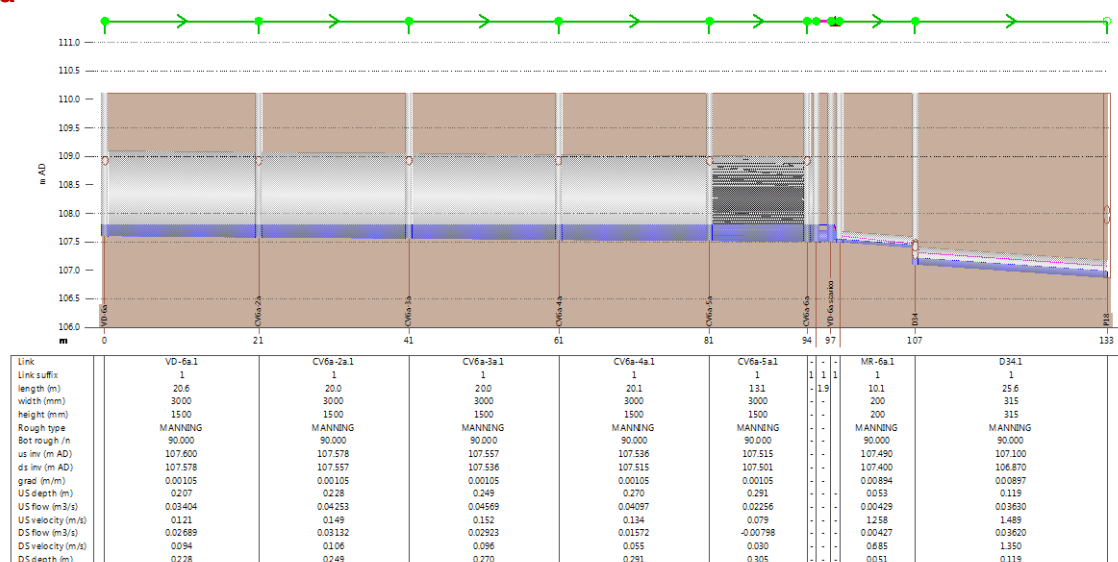


Figura 55. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T10 $\Theta=10$ min".



VD-2a

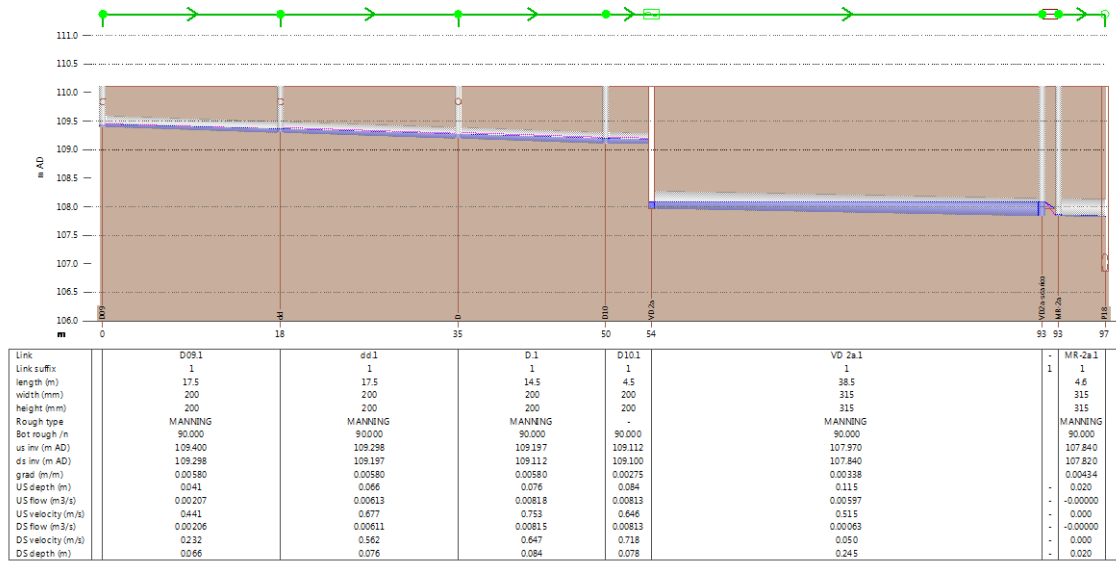


Figura 56. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T10 $\Theta=10$ min”.



5.6.5.2. SCENARIO T20 TETA 5 ORE

CV-1

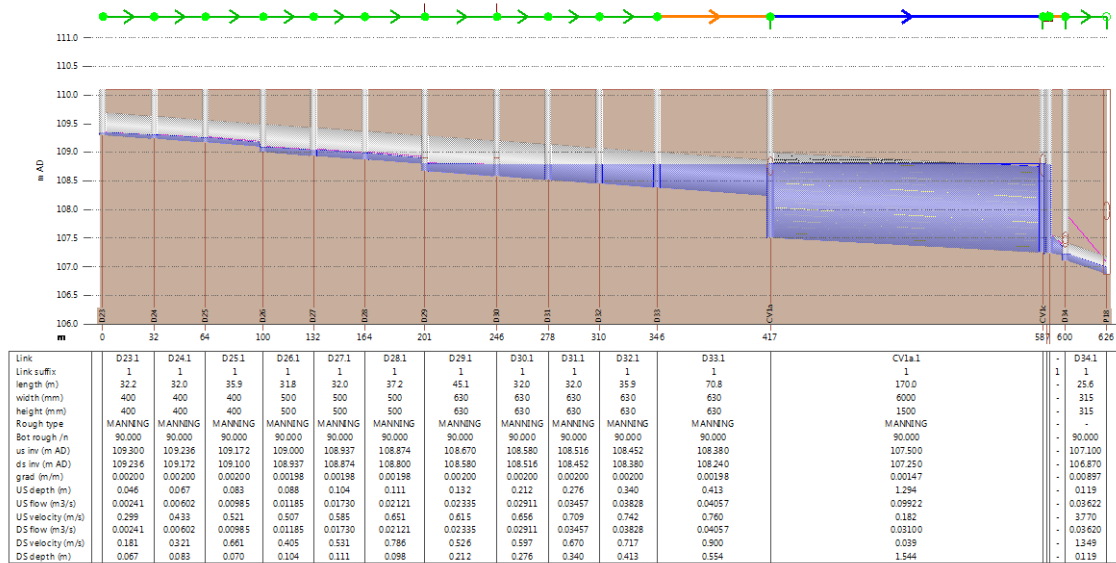
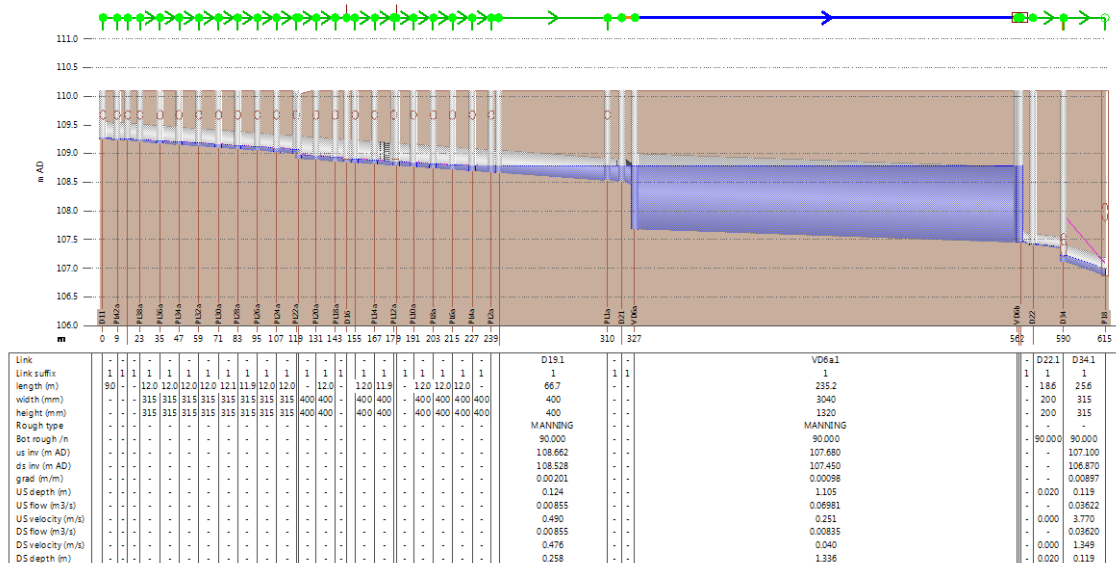


Figura 57. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18-T20 $\Theta=5$ ore".

VD6





AREE VERDI

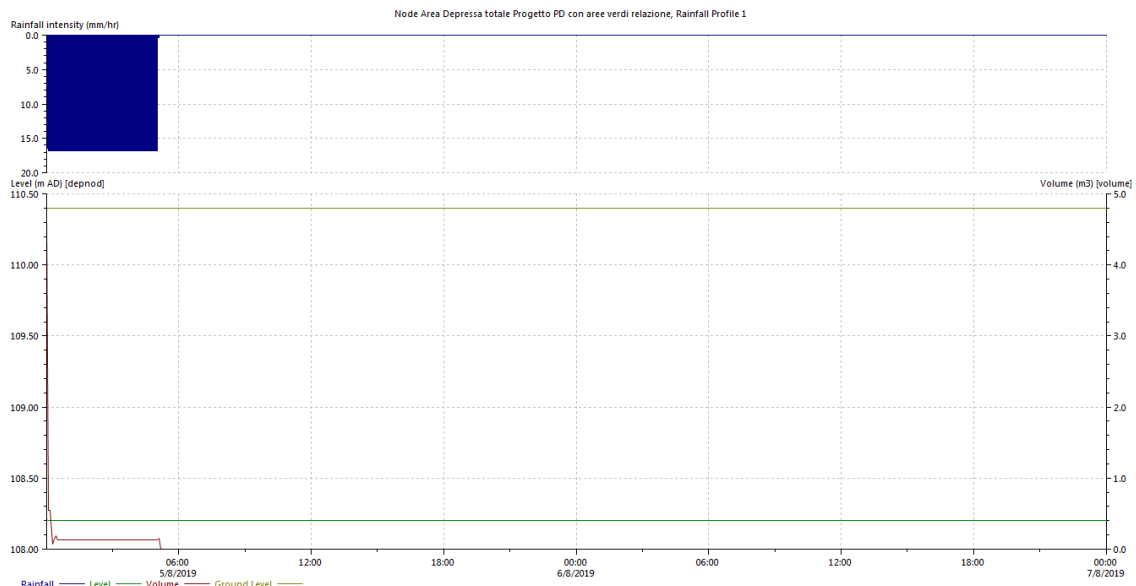


Figura 59. “Livello e volume invaso aree verdi disperdenti-T20 $\Theta=5$ ore”.

CV-6a

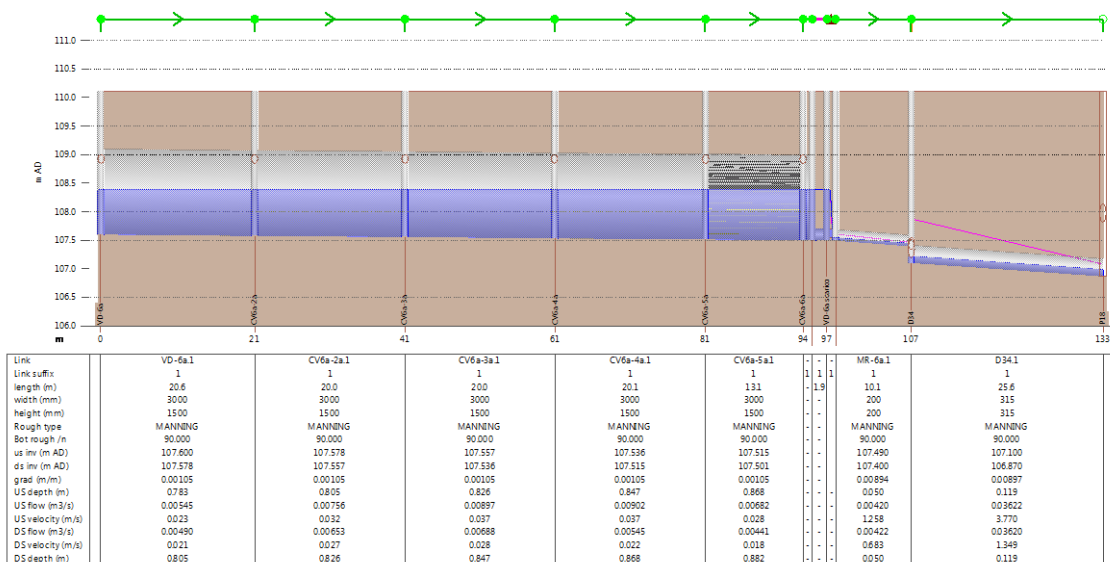


Figura 60. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T20 $\Theta=5$ ore”.



VD-2a

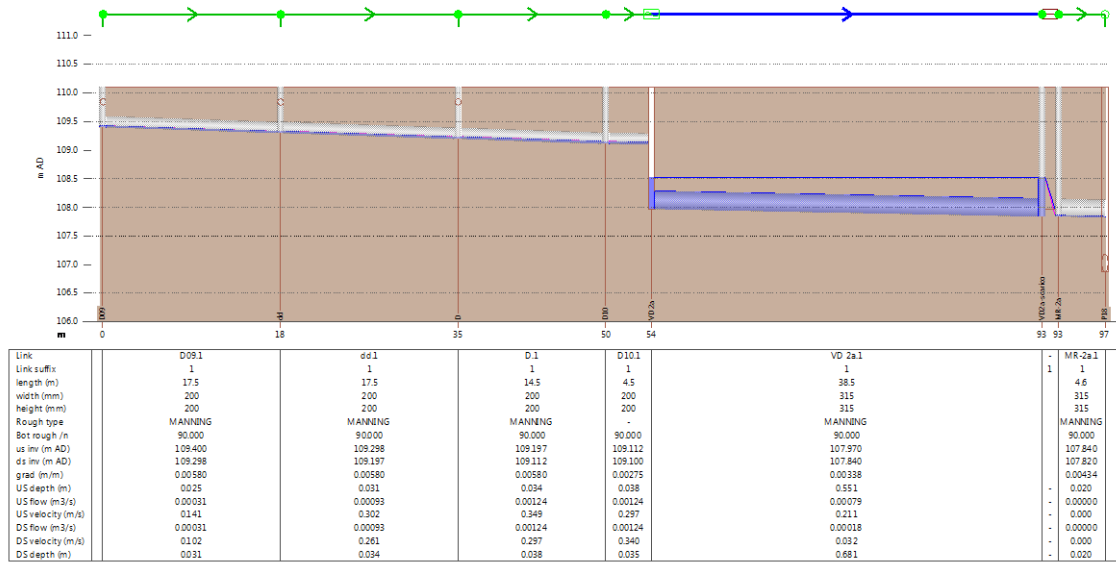


Figura 61. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18-T20 Ø=5 ore".



5.6.5.1. SCENARIO T50 TETA 3.5 ORE

CV-1

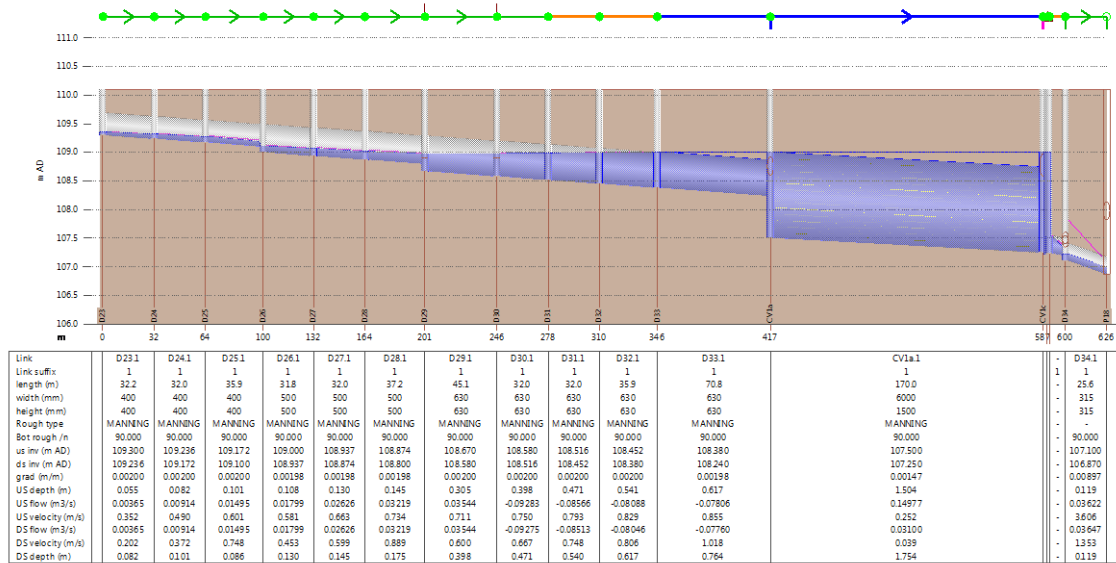
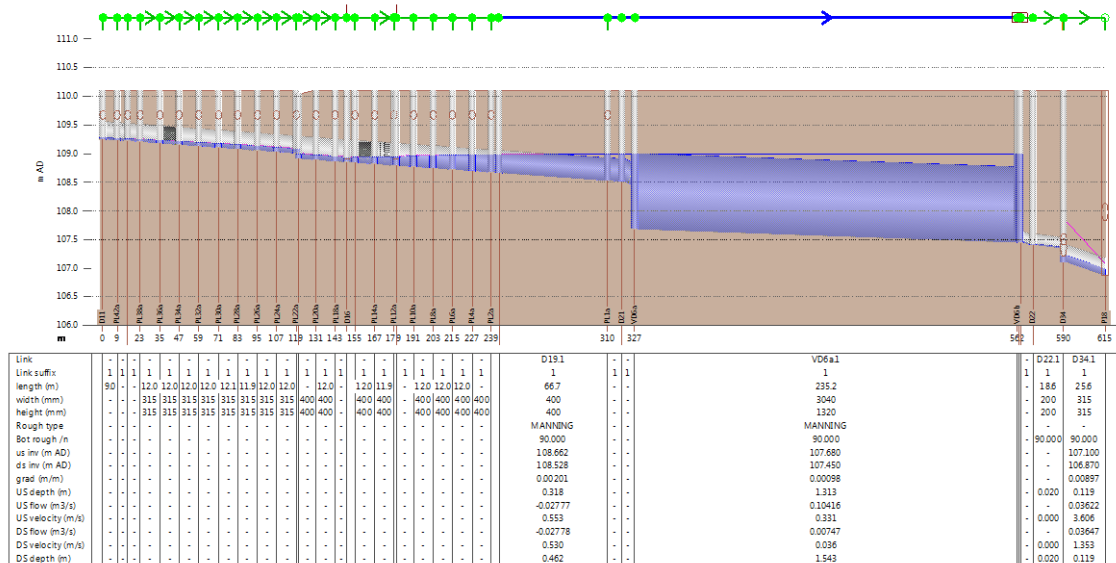


Figura 62. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18-T50 $\Theta=3.5$ ore".

VD6





AREE VERDI

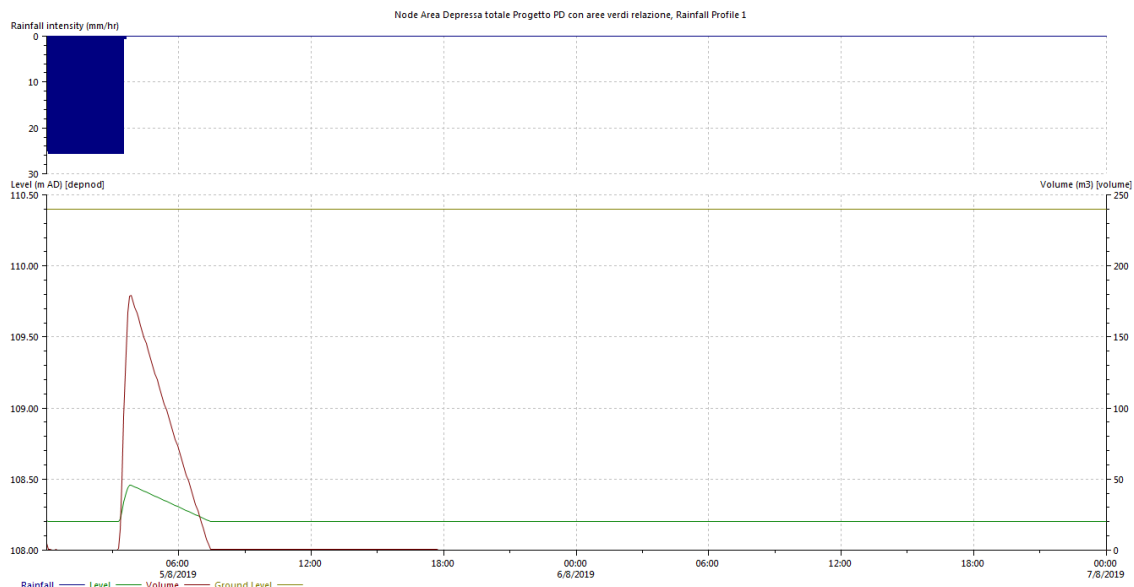


Figura 64. "Livello e volume invaso aree verdi disperdenti-T50 $\Theta=3.5$ ore".

CV-6a

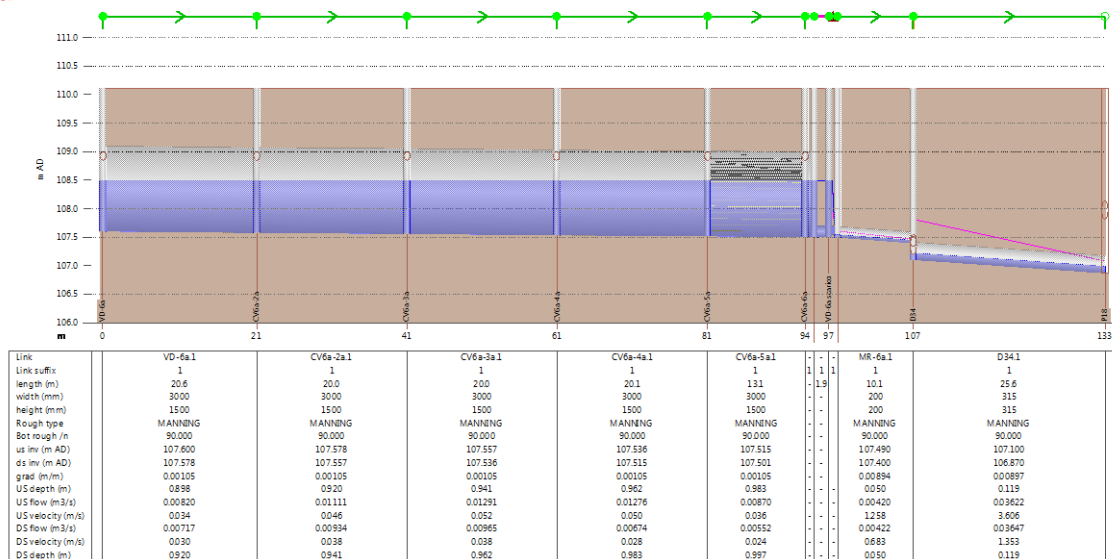


Figura 65. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T50 $\Theta=3.5$ ore".



VD-2a

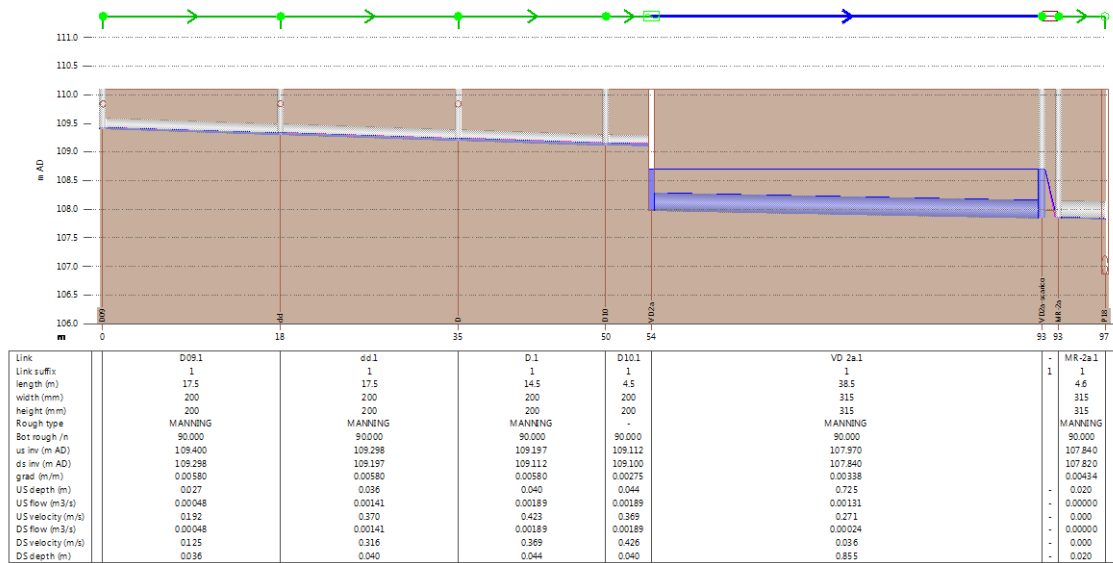


Figura 66. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T50 $\theta=3.5$ ore”.



5.6.5.3. SCENARIO T50 TETA 5.5 ORE

CV-1

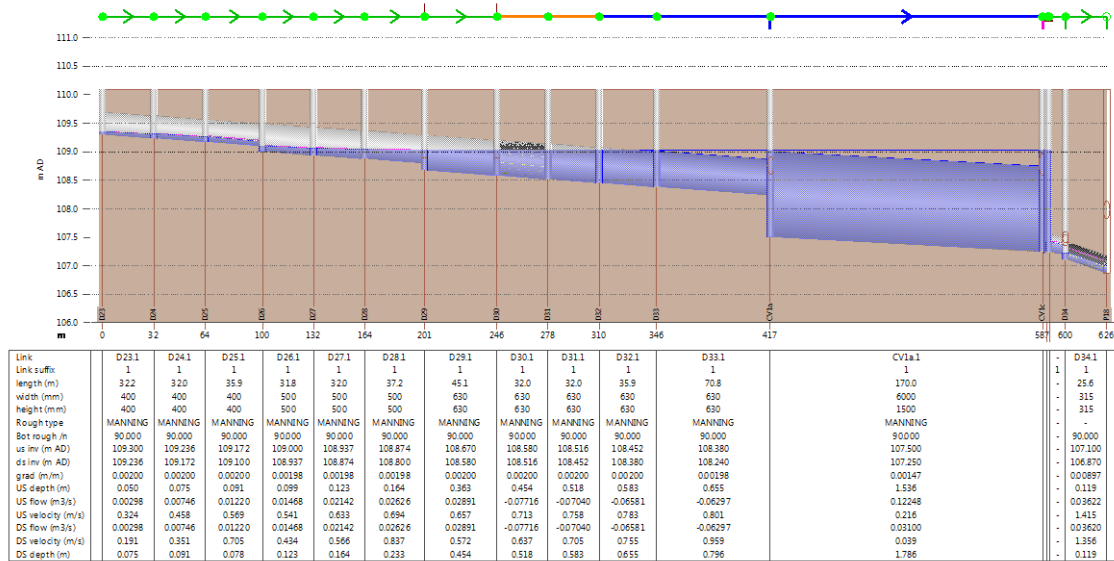
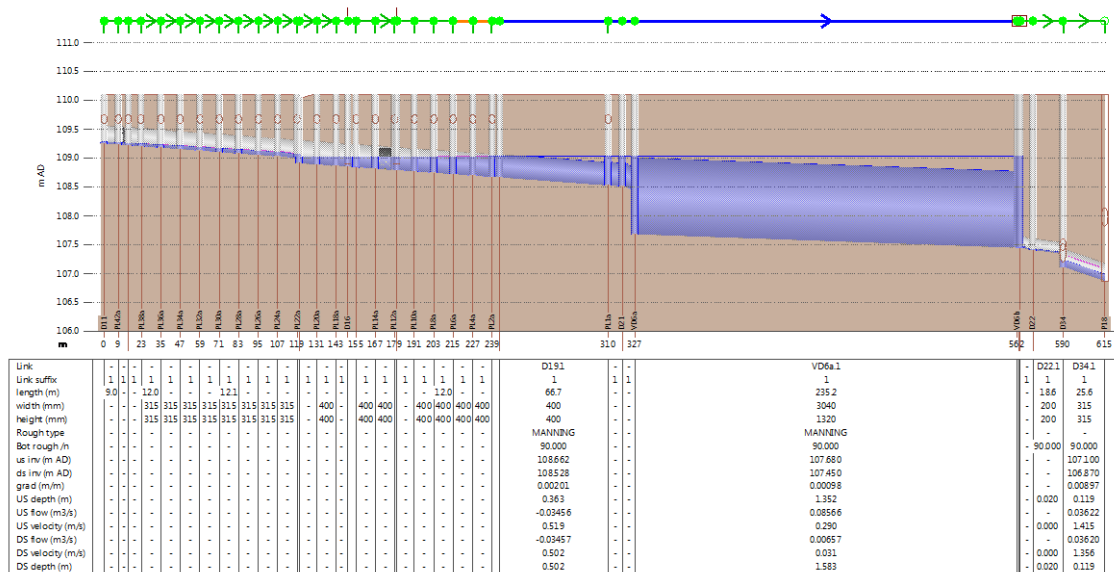


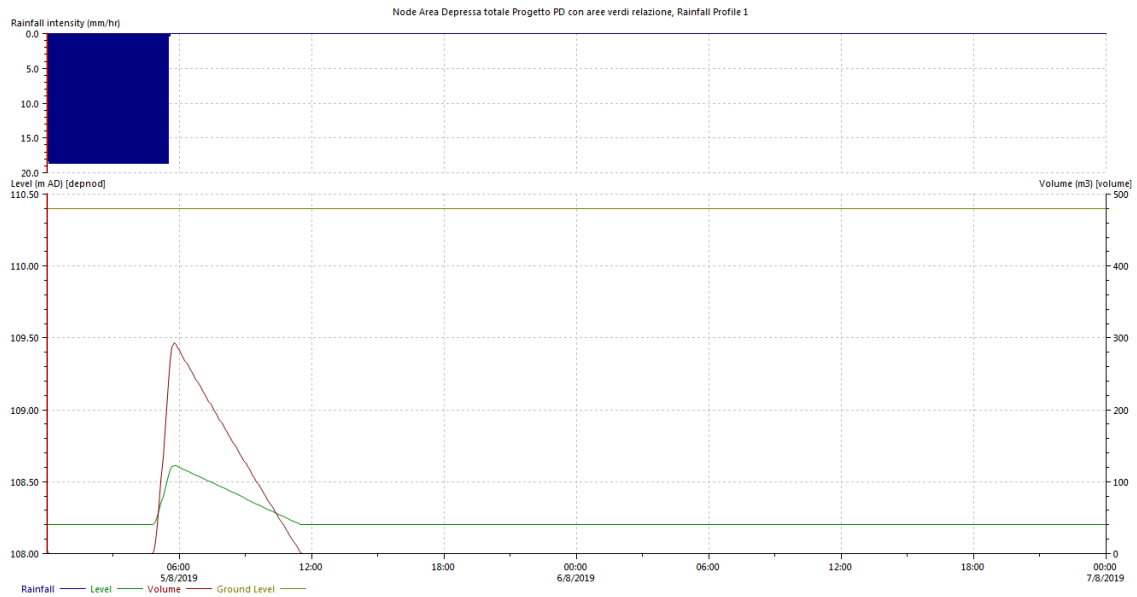
Figura 67. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18-T50 $\Theta=5.5$ ore".

VD6





AREE VERDI



CV-6a



Figura 69. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T50 $\Theta=5.5$ ore".



VD-2a



Figura 70. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T50 $\Theta=5.5$ ore”.



5.6.5.1. SCENARIO T50 TETA 10 ORE

CV-1

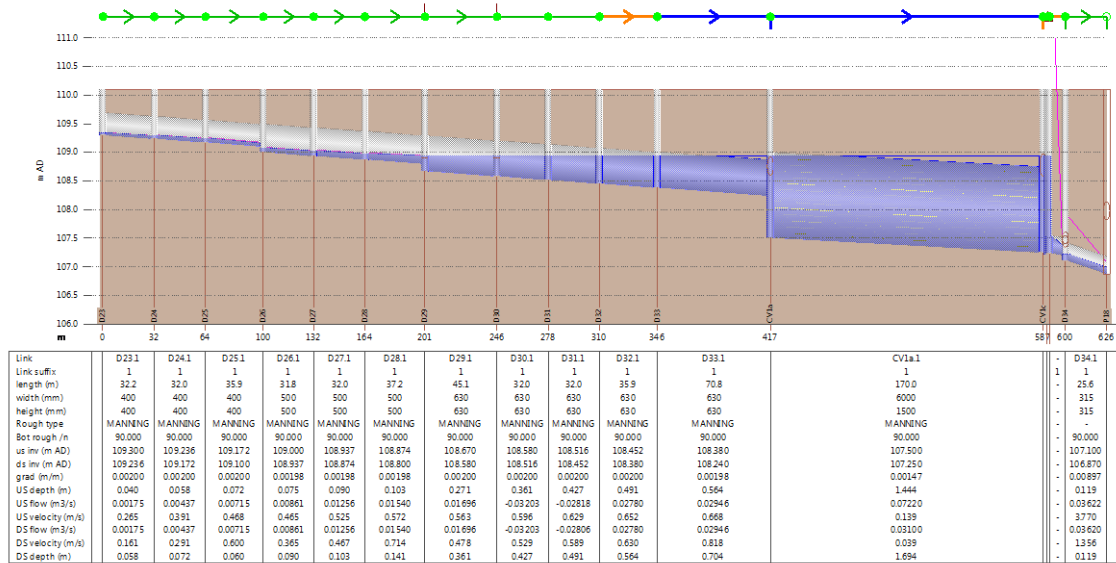
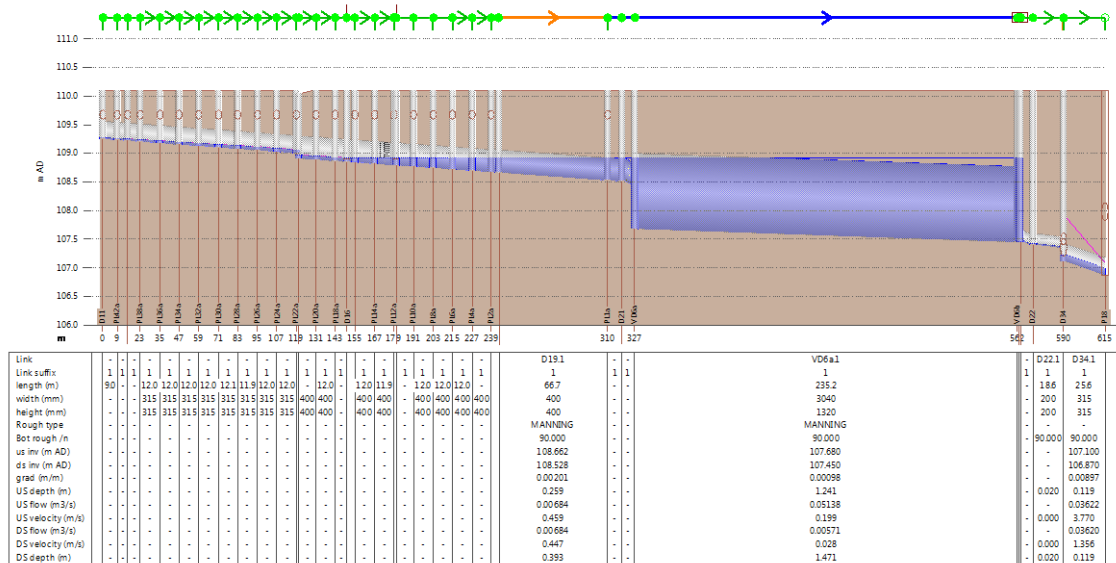


Figura 71. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18-T50 $\Theta=10$ ore".

VD6





AREE VERDI

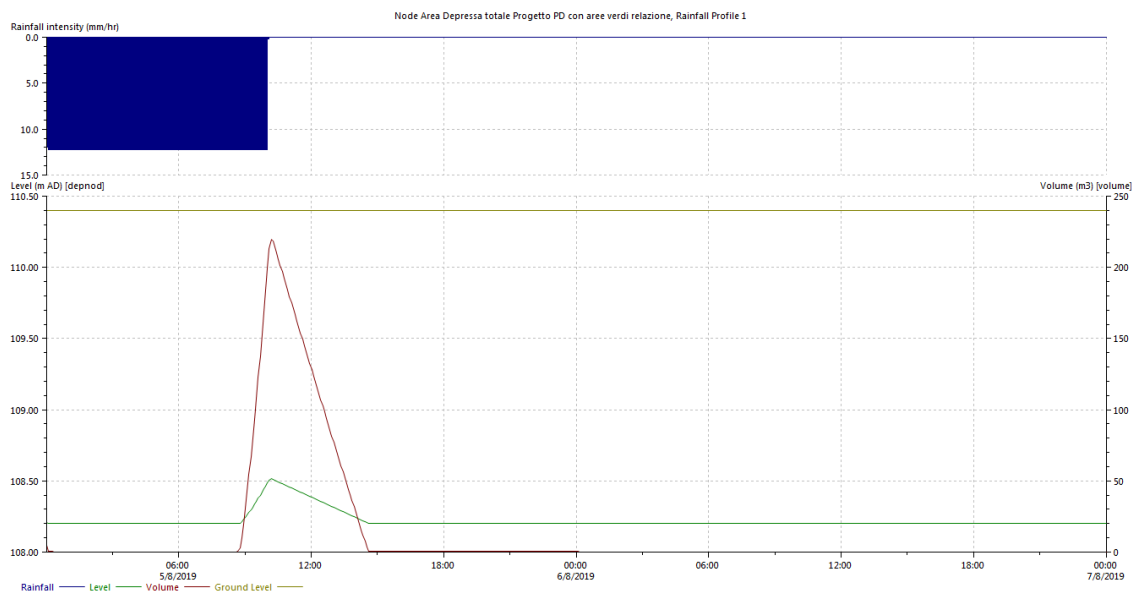


Figura 73. “Livello e volume invaso aree verdi disperdenti–T50 $\Theta=10$ ore”.

CV-6a

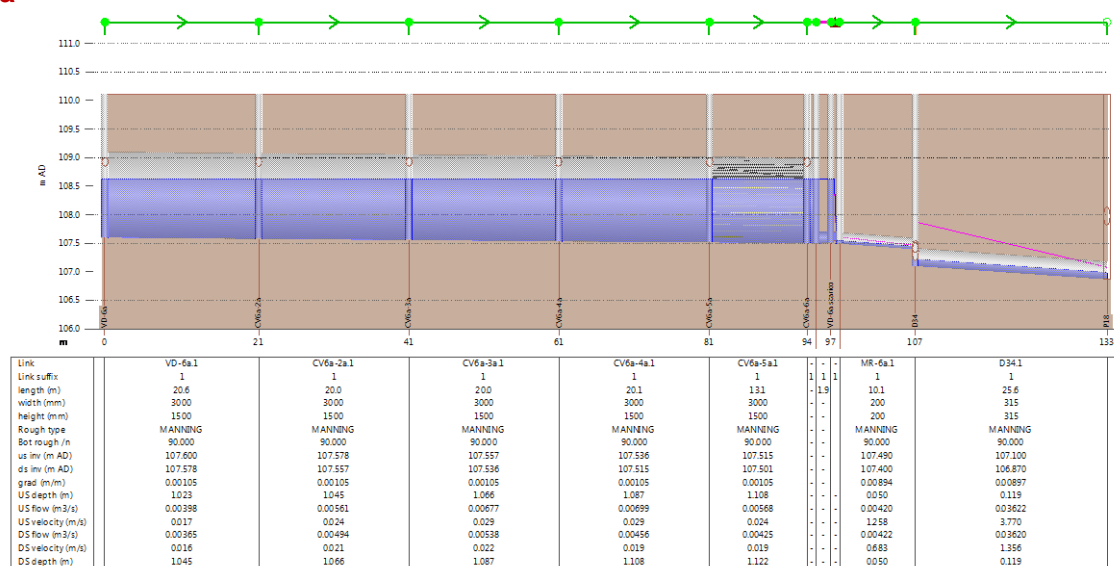


Figura 74. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18–T50 $\Theta=10$ ore”.



VD-2a



Figura 75. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca VD-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T50 $\Theta=10$ ore”.



5.6.5.1. SCENARIO T100 TETA 3.5 ORE

CV-1

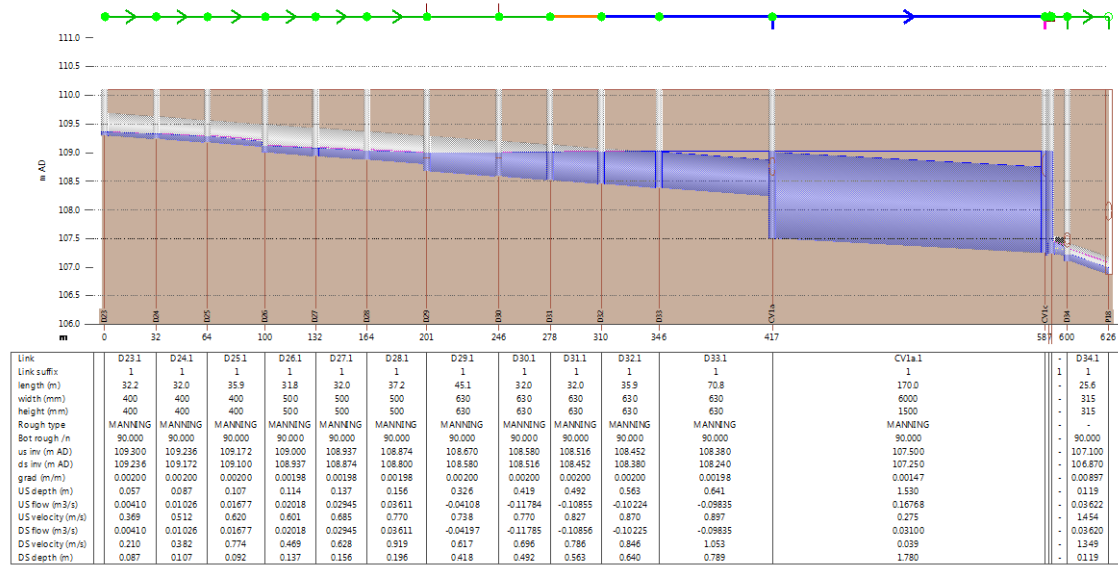
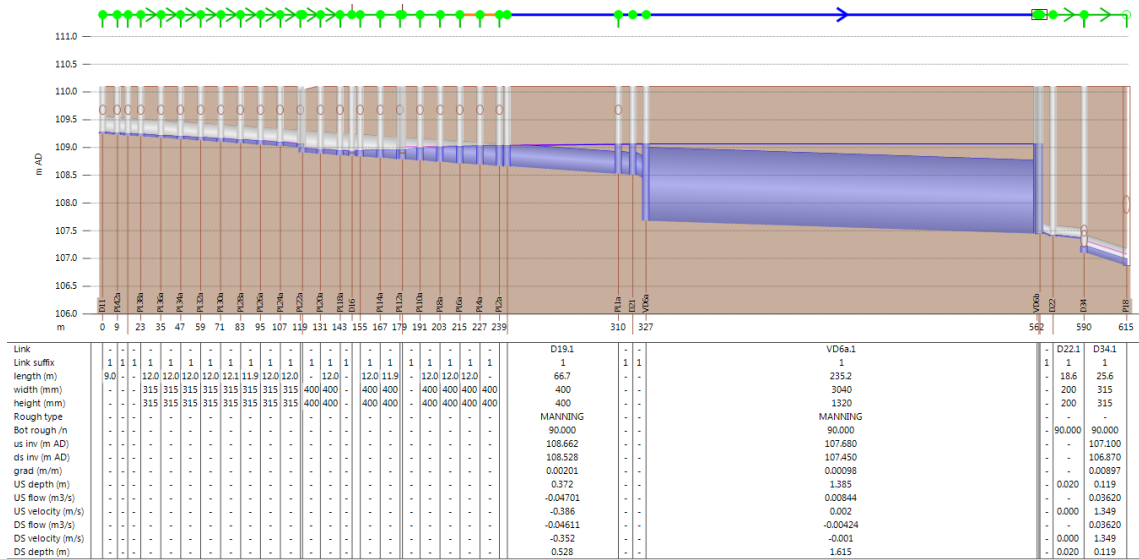


Figura 76. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18–T100 $\Theta=3.5$ ore".

VD6





AREE VERDI

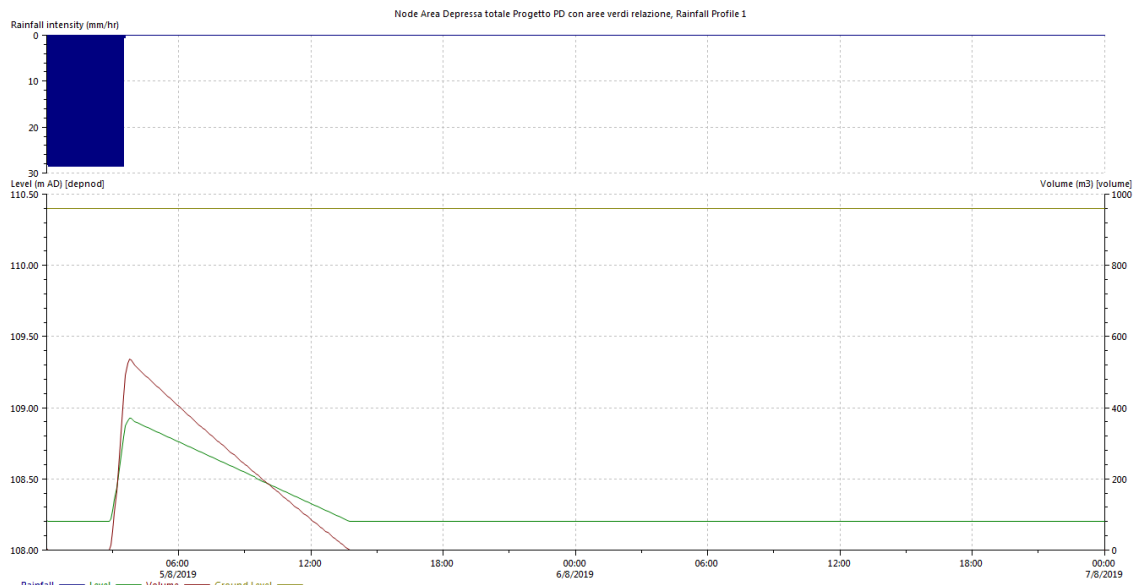


Figura 78. “Livello e volume invaso aree verdi disperdenti-T100 $\Theta=3.5$ ore”.

CV-6a

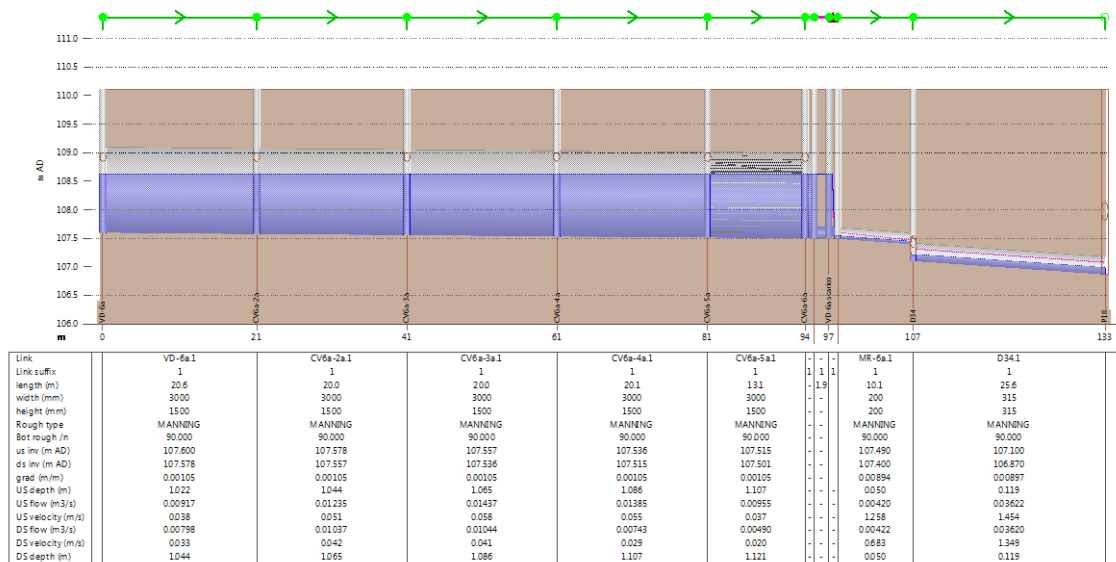


Figura 79. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T100 $\Theta=3.5$ ore”.



VD-2a



Figura 80. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T100 Ø=3.5 ore”.



5.6.5.1. SCENARIO T100 TETA 5.5 ORE

CV-1

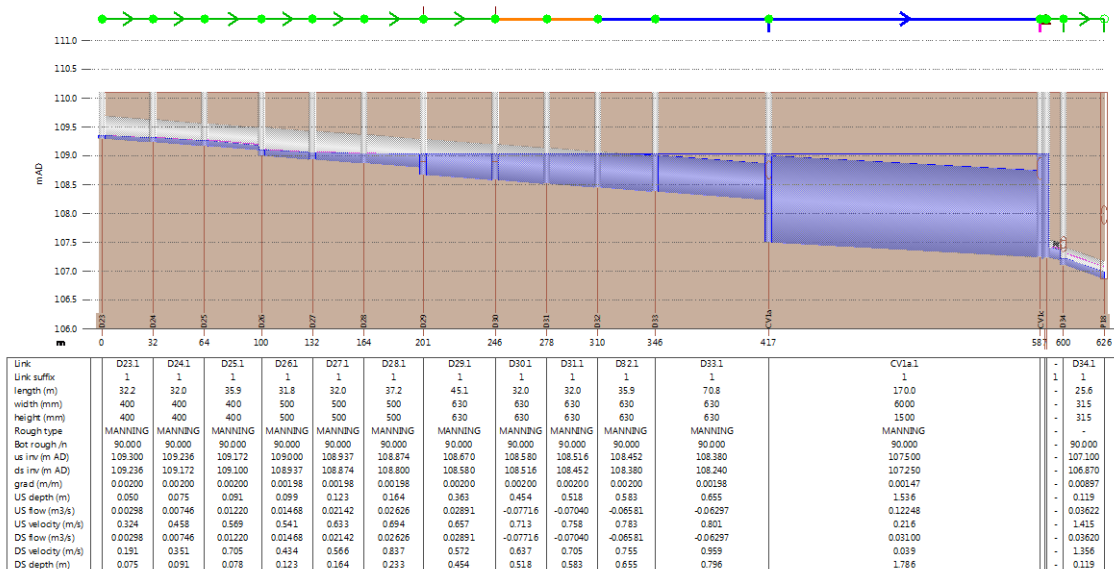
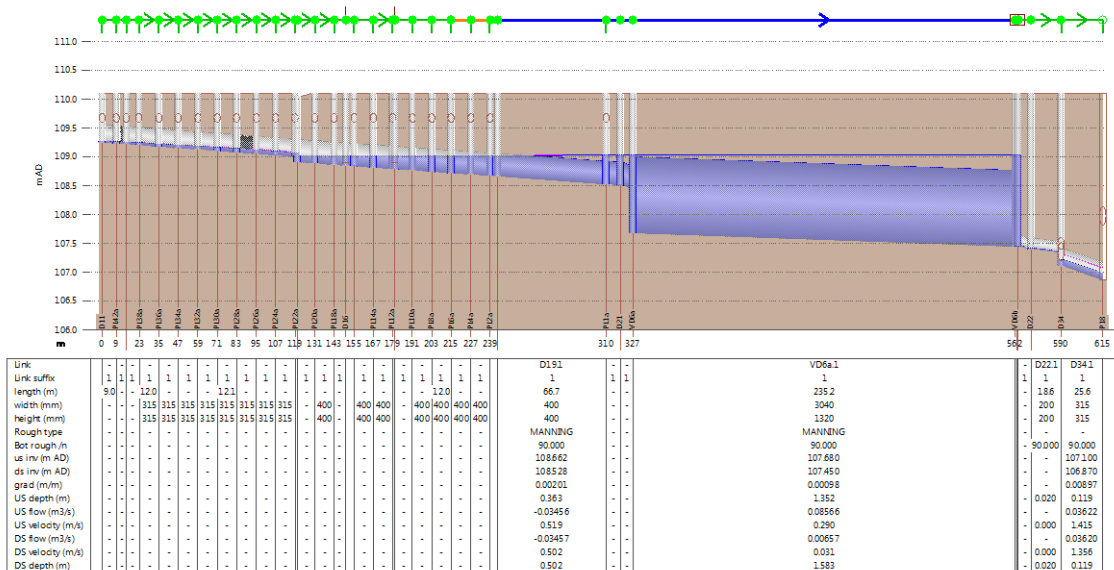


Figura 81. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18-T100 $\Theta=5.5$ ore".

VD6





AREE VERDI

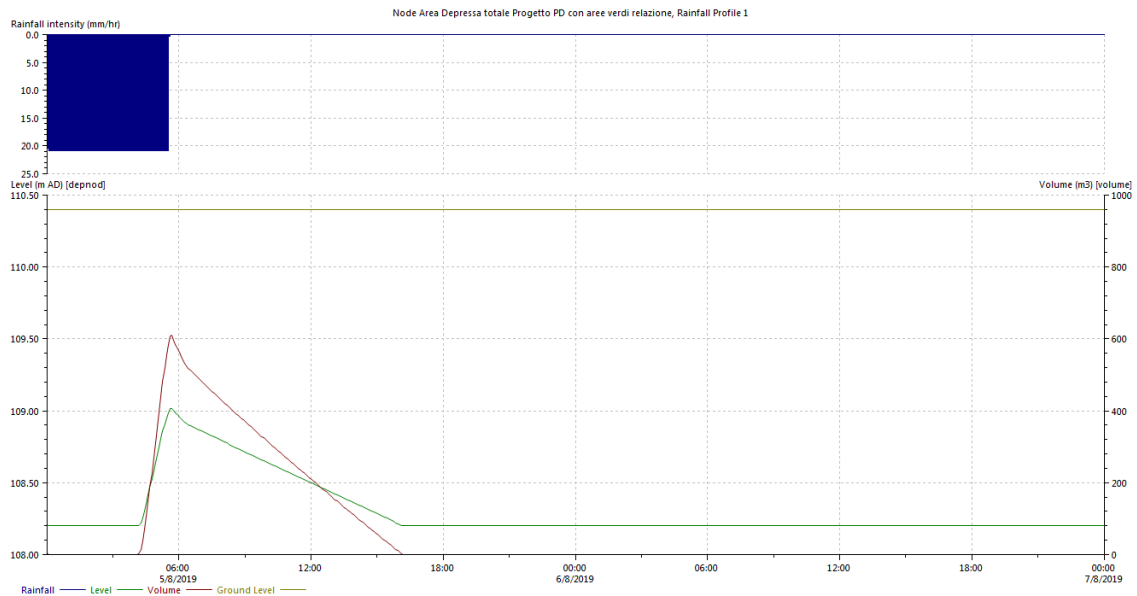


Figura 83. “Livello e volume invaso aree verdi disperdenti-T100 $\Theta=5.5$ ore”.

CV-6a

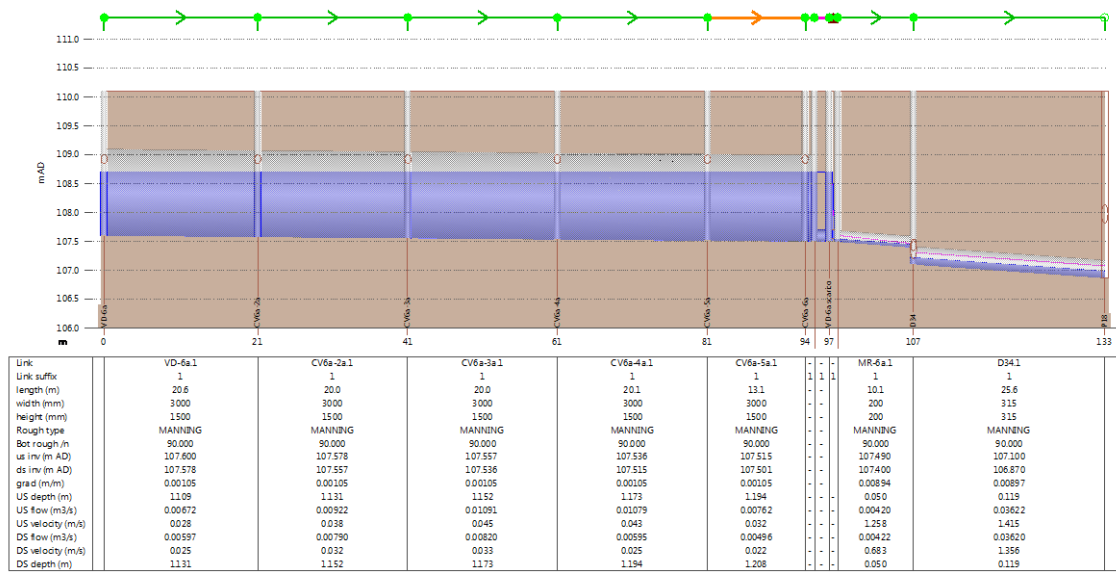


Figura 84. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18-T100 $\Theta=5.5$ ore”.



VD-2a



Figura 85. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T100 Ø=5.5 ore".



5.6.5.1. SCENARIO T100 TETA 12 ORE

CV-1

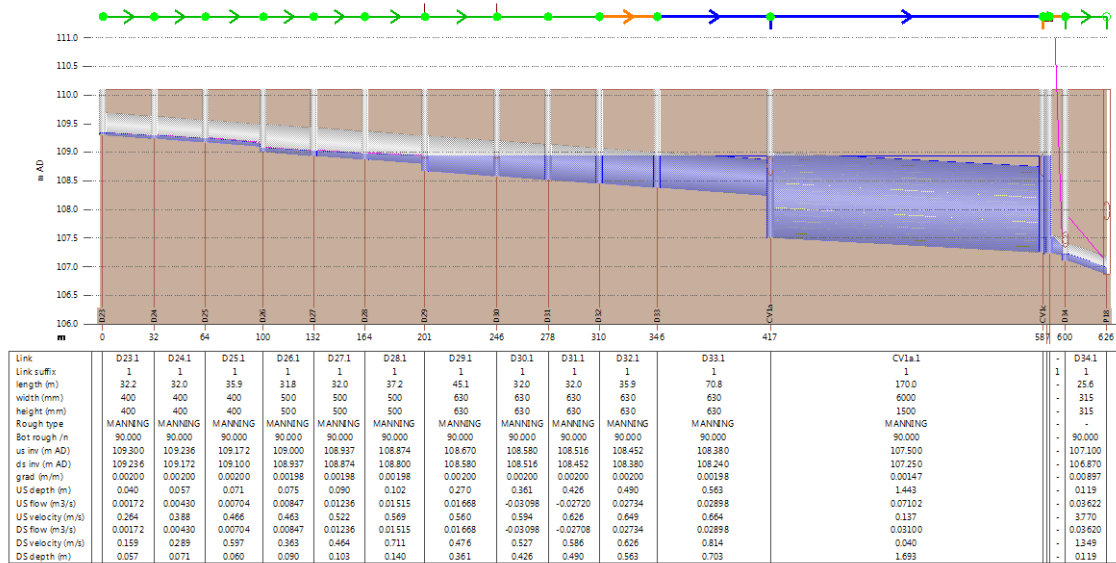
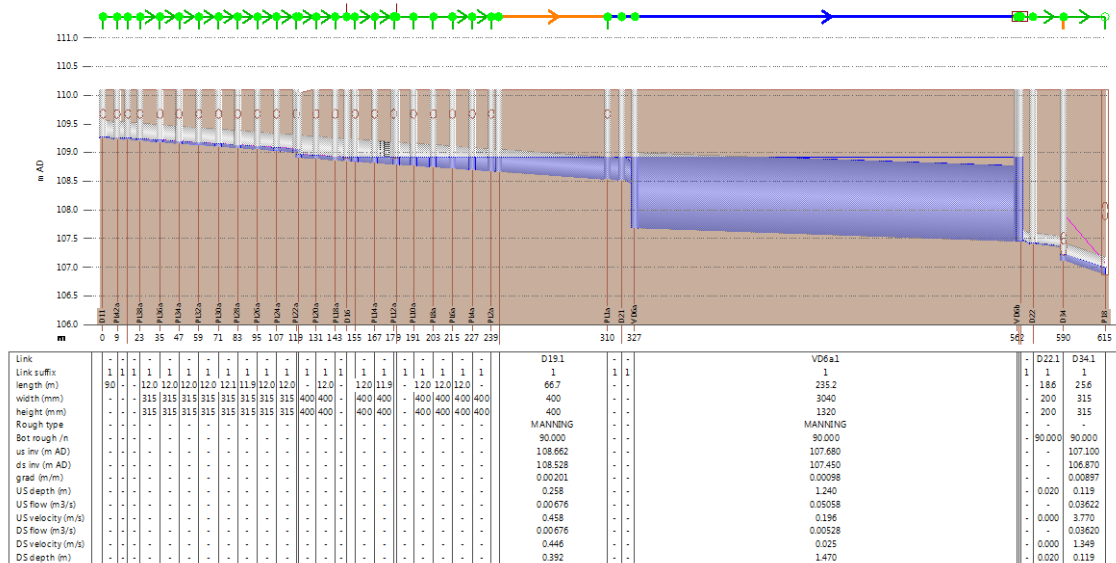


Figura 86. "Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-1 da pozzetto D34 al ricettore P18–T100 $\Theta=12$ ore".

VD6



AREE VERDI

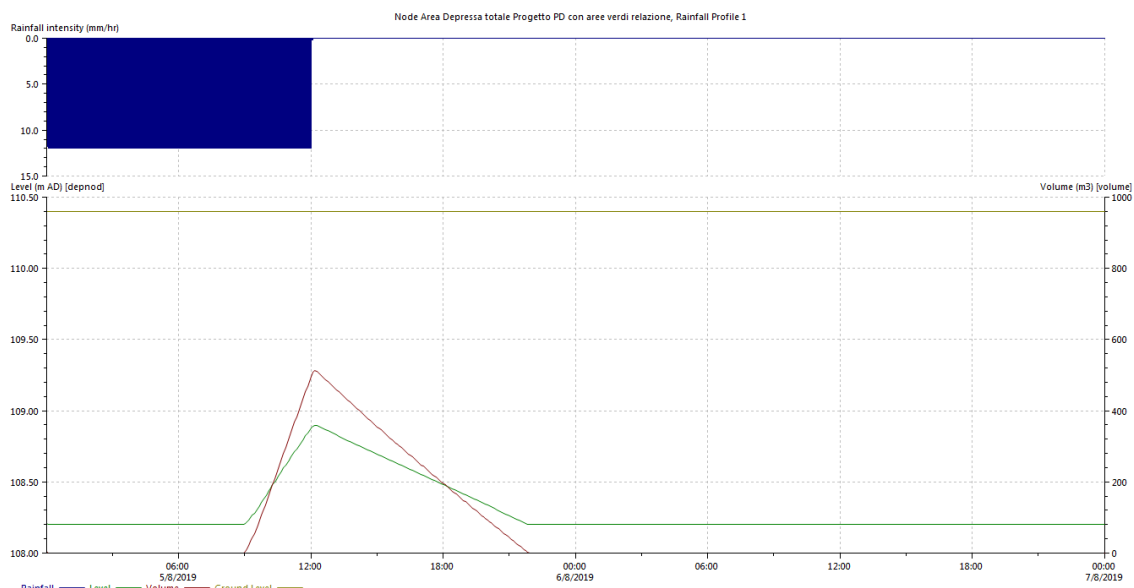


Figura 88. “Livello e volume invaso aree verdi disperdenti–T100 $\Theta=12$ ore”.

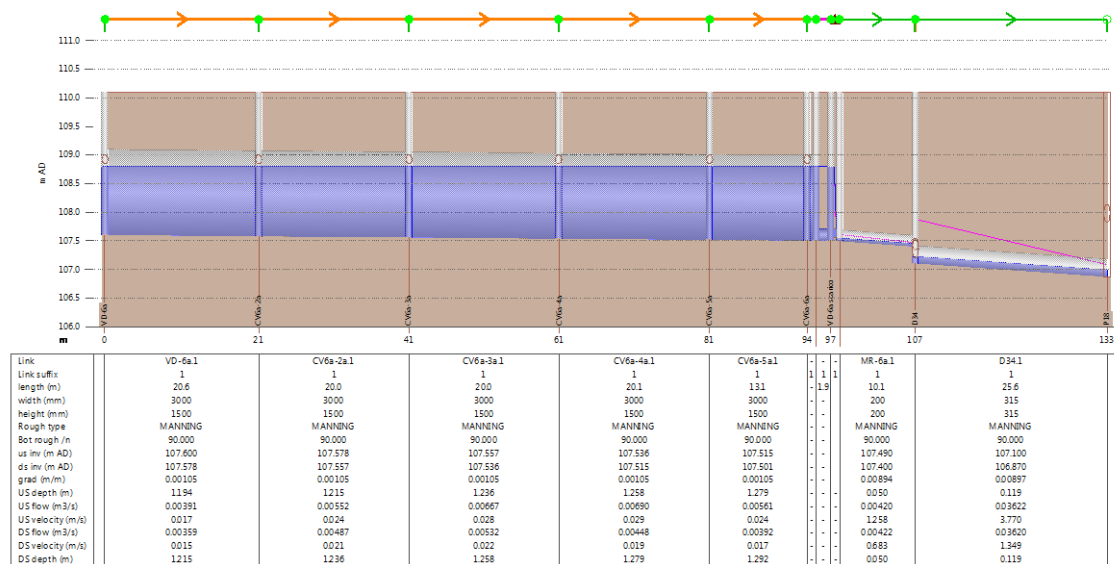
CV-6a

Figura 89. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-6a da monte al ricettore P18–T100 $\Theta=12$ ore”.



VD-2a

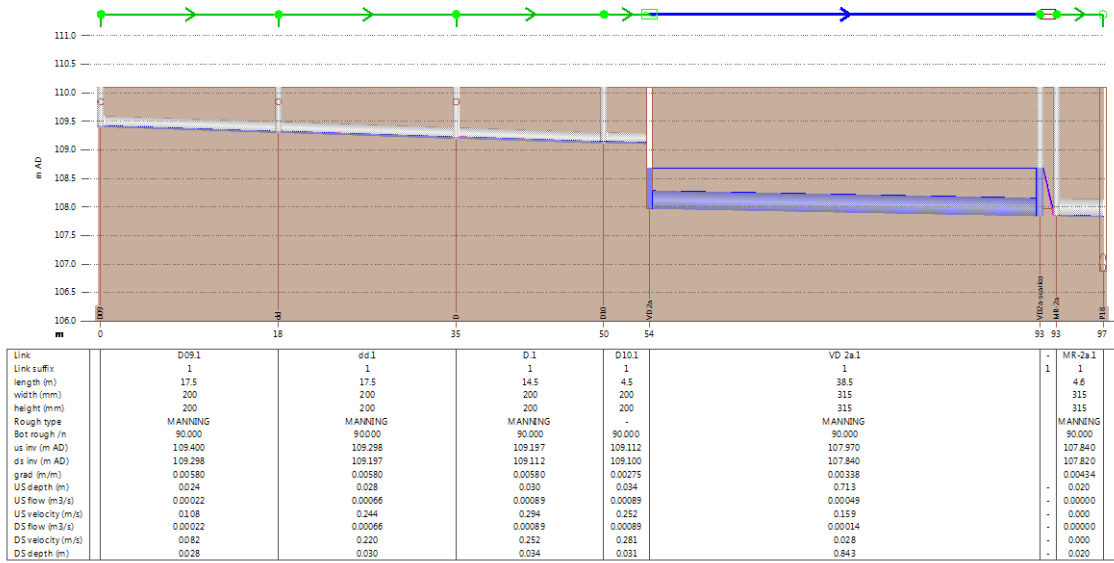


Figura 90. “Profilo longitudinale collettori drenaggio vasca CV-2a dal pozzetto D09 al ricettore P18–T100 Ø=12 ore”.

5.7 MANUFATTI DI REGOLAZIONE

A valle di ciascuna delle opere di accumulo (vasche disperdenti e collettori volano) si prevedono altrettanti manufatti di regolazione delle portate al fine di garantire il riempimento del volume d'invaso e uno sfioro di troppo pieno. Nel caso dei collettori volano, tali manufatti servono anche a regolare le portate immesse nella rete fognaria.

Al contrario, per i manufatti a valle delle vasche disperdenti, la paratoia sarà completamente chiusa e solo lo sfioro di troppo pieno potrà attivarsi per portate superiori al livello di invaso massimo calcolato (Tabella 7) per la pioggia critica T100.

Tutti i manufatti di regolazione consistono in una cameretta dotata di soglia a stramazzo, con funzione di troppo pieno del bacino di laminazione, e da una luce sotto battente parzializzabile mediante paratoia a regolazione manuale, in modo da permettere la modulazione della portata in uscita (si veda tavole allegate 0187÷0190, 0227, 0230).

Per quanto riguarda le vasche di laminazione CV-1 e CV-6a la luce di fondo sarà regolata in modo da inviare alla rete fognaria un valore di portata complessivo uscente Q_{uMAX} (Tabella 9).

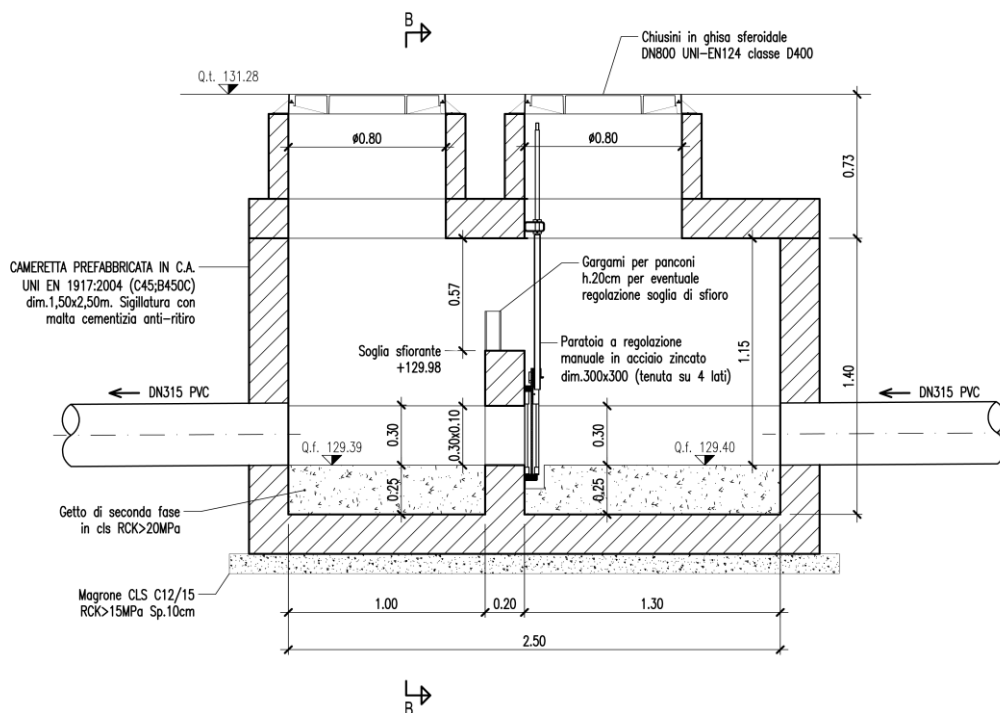


Figura 91: “Esempio di manufatto di regolazione e limitazione delle portate uscenti dalle opere di accumulo”



5.7.1. MODELLO EFFLUSSO DA PARATOIA

La portata effluente da una luce a battente risulta dalla seguente espressione:

$$Q = c_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0} \quad (\text{Eq. 22})$$

da cui:

$$A = \frac{Q}{c_q \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0}} \quad (\text{Eq. 23})$$

Dove,

c_q = coefficiente di contrazione che è posto pari a 0.8 trattandosi di un caso di efflusso da parete grossa;

h_0 = altezza dell'acqua rispetto all'asse della sezione di efflusso;

$A = a \cdot b$ area totale della luce di deflusso, a forma rettangolare, con larghezza fissa pari a 10 cm e altezza variabile a mediante regolazione della apertura della paratoia.

5.7.2. PARATOIA - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-CV1

La relazione precedente, applicata al manufatto di regolazione MR-CV1 ha portato alla seguente regolazione:

Manufatto di controllo	Qu (l/s)	b (cm)	a (cm)	c_q	A (cm ²)
MR-CV 1	32	10	10	0.8	100

Tabella 21: "Portata effluente in funzione del livello idrico a monte della paratoia CV 1"

Condizione	H_{invaso} [m slm]	$H_{\text{fondo paratoia}}$ [m slm]	h_0 [m]
T50	109.00	107.25	1.70
T100	109.06	107.25	1.76

Si è considerata una luce di 10 cm. Adottando un'apertura della luce di fondo pari a 100 cm² si riesce ad ottenere un valore medio di portata uscente paragonabile a quello di progetto. Si sottolinea l'importanza di svolgere manutenzione con regolarità.

Tabella 22: "Portata effluente in funzione del livello idrico a monte della paratoia con luce 10 cm"

h_0 [m]	Q_{efflusso} [l/s]	$Q_{\text{uscente media}}$ [l/s] ≈32.0
0.08	9.9	
0.16	14.0	
0.29	18.9	
0.41	22.7	
0.54	26.0	
0.67	28.9	
0.80	31.5	
0.93	34.0	
1.06	36.3	
1.18	38.4	
1.31	40.4	
1.44	42.4	
1.54	43.8	
1.67	45.6	
1.80	47.3	



La tabella precedente considera il caso di efflusso libero, ovvero non disturbato da eventuali rigurgiti a valle della paratoia che possano influenzare i valori di portata convogliata e altezza idrica a monte della paratoia stessa.

Il caso di funzionamento rigurgitato non si analizza in quanto la luce di efflusso risulta non rigurgitata da valle: considerando la quota geodetica del punto di recapito della rete di drenaggio al pozzetto D34 si verifica che in condizioni di moto uniforme l'altezza di moto uniforme che corrisponde alla massima portata scaricata ($Q=43$ l/s) nel ramo D34-P18 è pari a 0.19 m che in quota assoluta risulta pari a 107.15 m s.l.m., inferiore alla quota di scorrimento di valle del collettore di scarico della vasca VD 1.

5.7.3. PARATOIA - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-CV 6A

La relazione precedente, applicata al manufatto di regolazione MR-CV 6a ha portato alla seguente regolazione per lo scenario di progetto attuale:

Manufatto di controllo	Qu (l/s)	b (cm)	a (cm)	c_q	A (cm ²)
MR-CV 6a	2	10	1	0.8	10

Tabella 23: "Portata effluente in funzione del livello idrico a monte della paratoia CV 6a"

Condizione	H_{invaso} [m s.l.m.]	$H_{fondo\ paratoia}$ [m s.l.m.]	h_0 [m]
T50	108.27	107.5	0.77
T100	108.39	107.5	0.89

Adottando un'apertura utile della luce di fondo pari a 10 cm² si riesce ad ottenere un valore medio di portata uscente paragonabile a quello di progetto.

Tuttavia, si impone una luce di 5 cm, poiché è prevedibile che nel tempo si interri di qualche centimetro. L'apertura della paratoia deve essere fissata pertanto al valore di 5 cm per non rischiare che un eventuale intasamento della luce stessa possa compromettere la funzionalità del sistema, si sottolinea inoltre l'importanza di svolgere manutenzione con regolarità.

Tabella 24: "Portata effluente in funzione del livello idrico a monte della paratoia con luce 5 cm di cui 3-4 cm interrito"

h_0 [m]	$Q_{efflusso}$ [l/s]	$Q_{uscente\ media}$ [l/s] ≈2.2
0.06	0.84	
0.12	1.18	
0.18	1.47	
0.25	1.70	
0.31	1.91	
0.37	2.10	
0.44	2.27	
0.50	2.43	
0.56	2.58	
0.63	2.73	
0.69	2.86	
0.76	2.99	
0.77	3.01	
0.83	3.13	
0.89	3.24	



La tabella precedente considera il caso di efflusso libero, ovvero non disturbato da eventuali rigurgiti a valle della paratoia che possano influenzare i valori di portata convogliata e altezza idrica a monte della paratoia stessa.

Il caso di funzionamento rigurgitato non si analizza in quanto la luce di efflusso risulta non rigurgitata da valle: considerando la quota geodetica del punto di recapito della rete di drenaggio al pozzetto D34 si verifica che in condizioni di moto uniforme l'altezza di moto uniforme che corrisponde alla massima portata scaricata ($Q=43$ l/s) nel ramo D34-P18 è pari a 0.19 m che in quota assoluta risulta pari a 107.15 m slm, inferiore alla quota di scorrimento di valle del collettore di scarico della vasca VD 6a.

5.7.4. PARATOIE - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MR-VD 6 E VD 2A

Si prevede che tutta la portata meteorica che affluisce alle vasche disperdenti VD 6 e VD 2a venga infiltrata nel suolo, pertanto le paratoie dei manufatti di regolazione relativi a tali vasche devono essere completamente chiuse in condizioni normali di esercizio.

Manufatto di controllo	Q_u (l/s)	b (cm)	a (cm)	c_q	A (cm ²)
MR-VD 6	0	10	0	0.8	0
MR-VD 2a	0	10	0	0.8	0

5.7.5. SOGLIE DI SFIORO - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

Tutti i manufatti di regolazione sono dotati di soglia di sfioro per emergenza. Tale soglia di sfioro deve avere altezza superiore all'altezza di invaso per l'evento di piena di progetto con tempo di ritorno $T=100$ anni.

In tabella si riportano riassunte le portate in uscita delle opere di invarianza, le relative aperture di regolazione delle paratoie e l'altezza di invaso T100 e delle soglie di sfioro.

Manufatto di controllo	Q_u (l/s)	b (cm)	a (cm)	c_q	A (cm ²)	Livello T100 (m slm)	Altezza soglia di sfioro (m slm)
MR-VD 6	0	10	0	0.8	0	109.06	109.10
MR-VD 2a	0	10	0	0.8	0	109.04	109.10
MR-CV 1	32	10	10	0.8	100	109.06	109.10
MR-CV 6a	2	10	5	0.8	50	109.09	109.10



5.8 SOGLIE DI SFIORO VERSO LE AREE VERDI

Le aree verdi disperdenti sono collocate a nord ovest della piattaforma della nuova logistica e sono costituite da due aree depresse tra loro comunicanti. Esse ricevono la portata scolmata dalla rete di drenaggio afferente alle vasche VD6 e CV1 attraverso 4 connessioni idrauliche realizzate all'interno di altrettanti pozzetti (si vedano le tavole 0187, 0188, 0189, 0230) che si attivano al superamento del livello di una soglia fissata a quota 108.90 m slm.

Tali soglie devono essere in grado di scolmare parte del volume in eccesso nelle vasche VD-6 e CV-1 e garantire che il tirante dell'invaso complessivo delle vasche collaboranti non superi il valore della soglia di sfioro dei manufatti di regolazione MR-CV1 e MR-VD6 posta pari a 109.10 m slm.

In ciascuno dei 4 pozzetti si prevede una soglia di sfioro a quota 108.90 m slm con luce pari a 1.2 metri.

Si riportano i risultati delle simulazioni matematiche svolte con l'ausilio del software Infoworks ICM (par. 5.6.1).

Si osserva che le aree verdi disperdenti non ricevono portata per eventi di piena $T=20$ anni, ma si attivano per eventi di piena più gravosi dei quali la piena $T100$ rappresenta la massima sollecitazione di progetto.

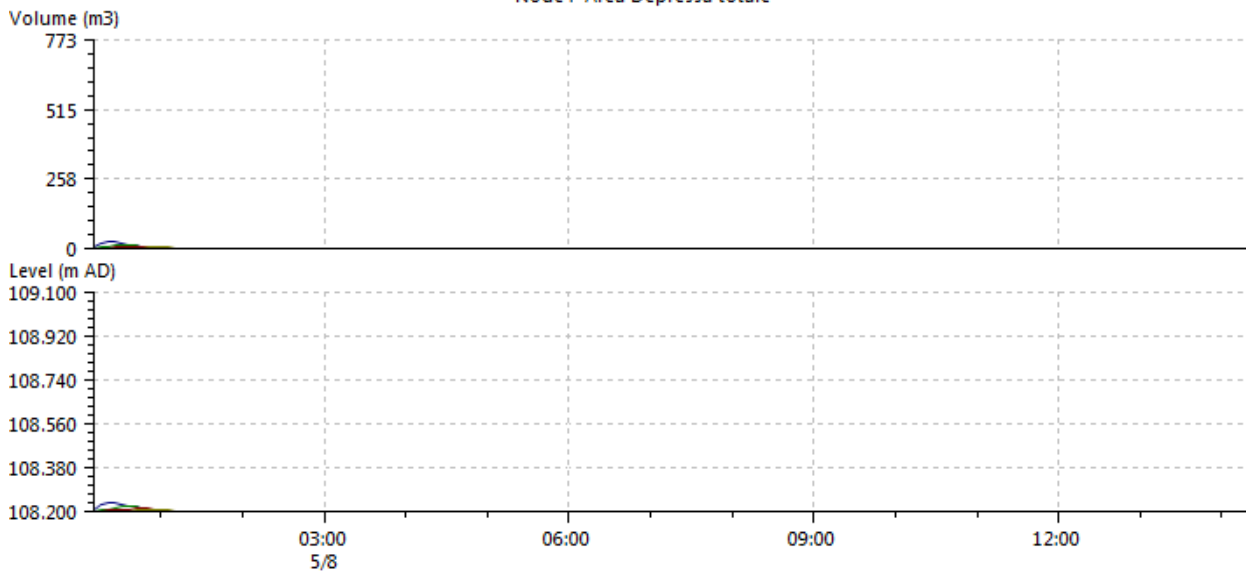
In particolare, si osserva che il massimo riempimento delle aree verdi si ottiene per eventi di pioggia con durata tra 5 ore e 8 ore.

Inoltre, si riportano anche i profili longitudinali di piena degli scaricatori (involuppo dei profili) per l'evento di piena con durata 5 ore e 30 minuti $T=100$ anni, individuato nei paragrafi precedenti come maggiormente gravoso per l'insieme di opere di invarianza collaboranti (VD-6, CV-1 e aree verdi disperdenti).

Dai profili si osserva che parte del volume invasato nelle aree verdi, svuotandosi dalla quota 109.10 m slm alla quota 108.90 m slm, rientra nella rete di drenaggio e viene in parte disperso dalla vasca VD-6, in parte scaricato verso il ricettore dalla vasca CV-1.



Node : Area Depressa totale

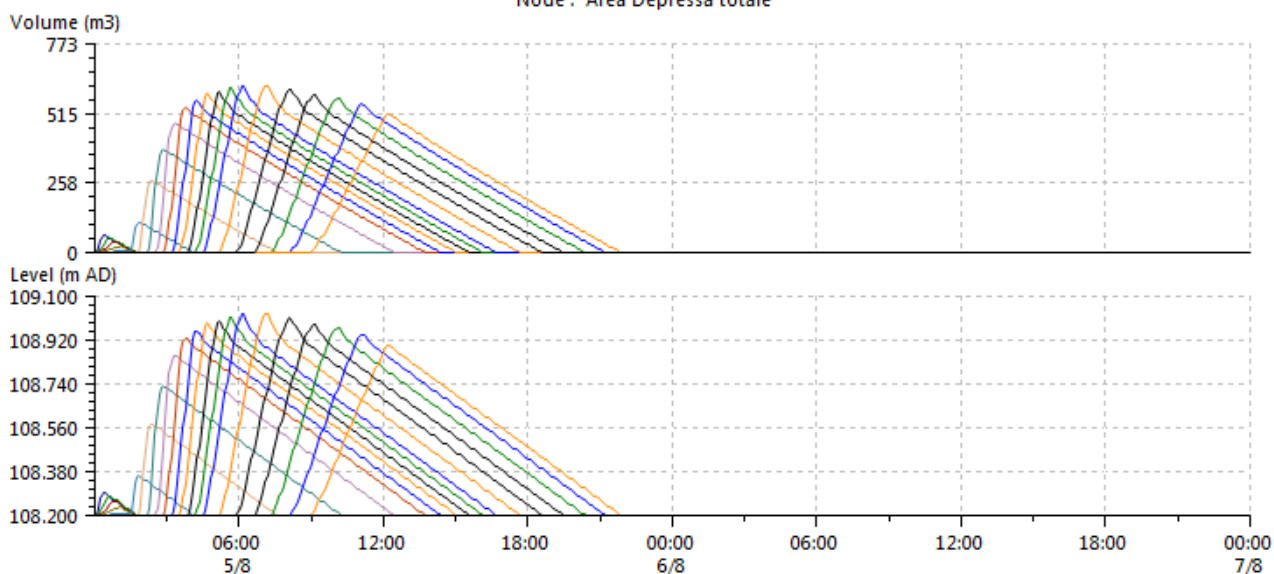


	Volume		Level	
	Min	Max	Min	Max
...Verifica aree verdi T20 durata 15	0.000	26.153	108.200	108.239
...Verifica aree verdi T20 durata 30	0.000	15.196	108.200	108.223
...Verifica aree verdi T20 durata 45	0.000	9.273	108.200	108.214
...Verifica aree verdi T20 durata 60	0.000	4.303	108.200	108.206
...Verifica aree verdi T20 durata 90	0.000	0.797	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 120	0.000	0.737	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 150	0.171	0.557	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 180	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 210	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 240	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 270	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 300	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 330	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 360	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 420	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 480	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 600	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 660	0.000	0.551	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 720	0.000	0.552	108.200	108.201
...erifica aree verdi T20 durata 540	0.000	0.551	108.200	108.201

Figura 92: “Attivazione soglie di sfioro verso le vasche T20 e diverse durate (15-720 minuti)”



Node : Area Depressa totale



	Volume		Level	
	Min	Max	Min	Max
...erifica aree verdi T100 durata 15	0.000	63.640	108.200	108.294
...erifica aree verdi T100 durata 30	0.000	55.908	108.200	108.283
...erifica aree verdi T100 durata 45	0.000	39.463	108.200	108.258
...erifica aree verdi T100 durata 60	0.000	23.360	108.200	108.235
...erifica aree verdi T100 durata 90	0.000	112.019	108.200	108.364
...erifica aree verdi T100 durata 120	0.000	265.715	108.200	108.577
...erifica aree verdi T100 durata 150	0.000	382.889	108.200	108.732
...erifica aree verdi T100 durata 180	0.000	480.591	108.200	108.857
...erifica aree verdi T100 durata 210	0.000	536.703	108.200	108.927
...erifica aree verdi T100 durata 240	0.000	563.136	108.200	108.960
...erifica aree verdi T100 durata 270	0.000	592.361	108.200	108.995
...erifica aree verdi T100 durata 300	0.000	598.127	108.200	109.002
...erifica aree verdi T100 durata 330	0.000	609.964	108.200	109.017
...erifica aree verdi T100 durata 360	0.000	617.156	108.200	109.025
...erifica aree verdi T100 durata 420	0.000	619.156	108.200	109.028
...erifica aree verdi T100 durata 480	0.000	606.235	108.200	109.012
...erifica aree verdi T100 durata 600	0.000	572.739	108.200	108.971
...erifica aree verdi T100 durata 660	0.000	550.404	108.200	108.944
...erifica aree verdi T100 durata 720	0.000	513.741	108.200	108.899
...erifica aree verdi T100 durata 540	0.000	586.038	108.200	108.988

Figura 93: “Attivazione soglie di sfioro verso le vasche T100 e diverse durate (15-720 minuti)”

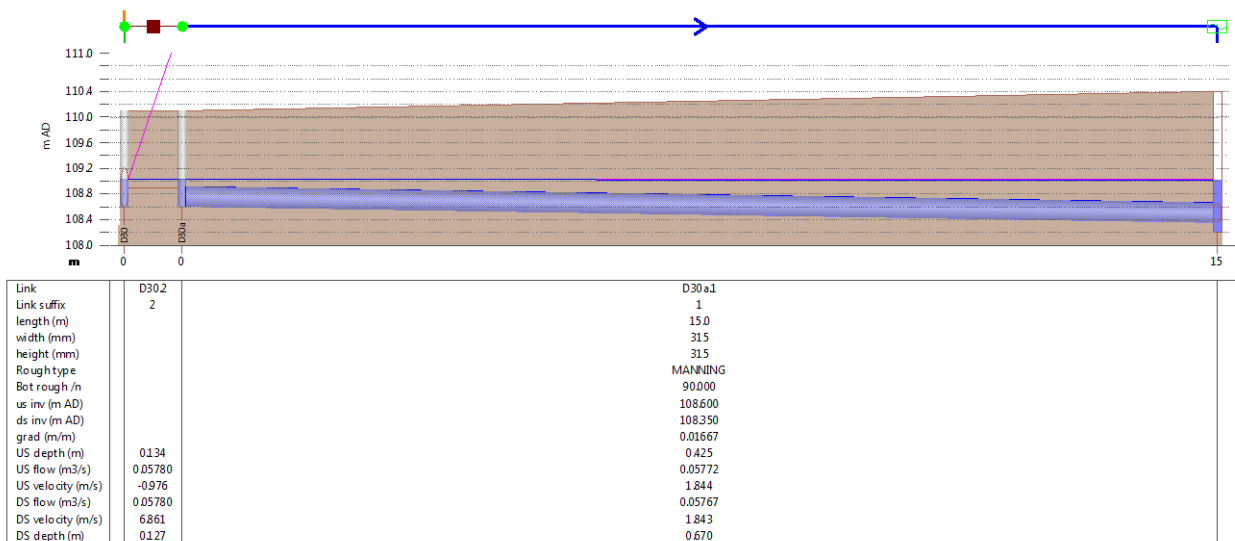


Figura 94: “Profilo longitudinale involucro massimi - scaricatore D29a (scaricatore CV-1) T100 durata 330 minuti”

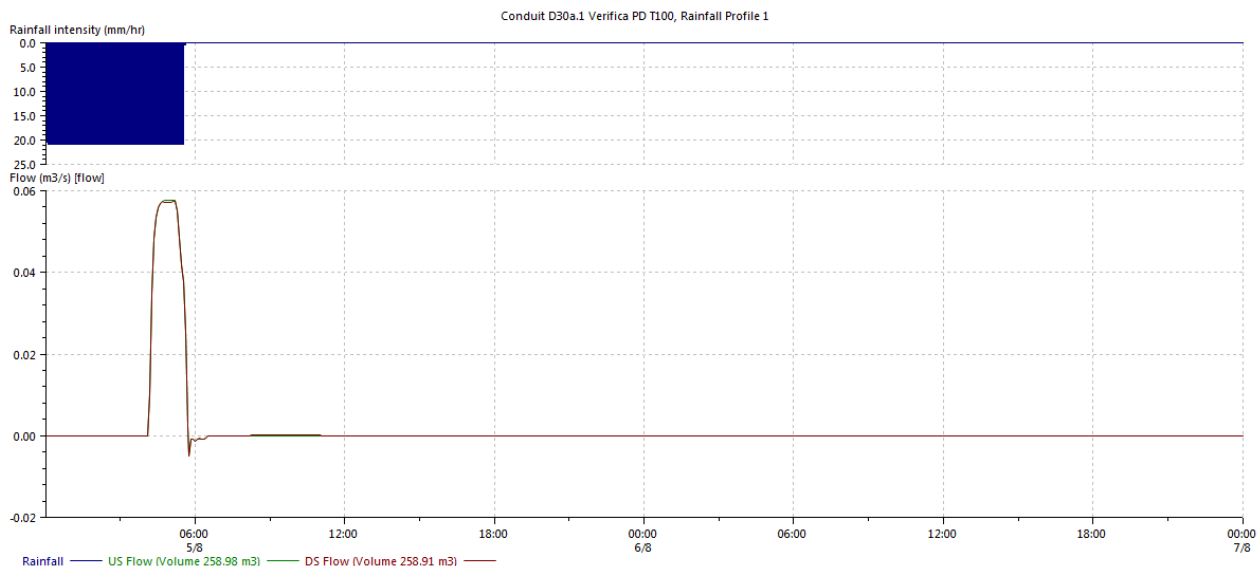


Figura 95: “Portata scaricatore D29a (scaricatore CV-1) T100 durata 330 minuti”

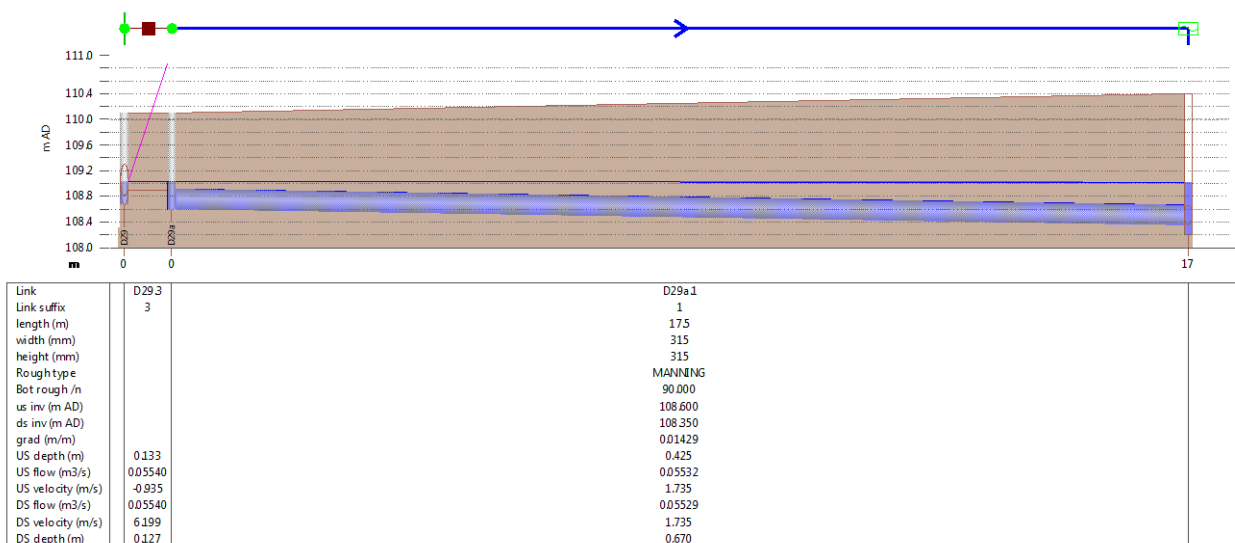


Figura 96: “Profilo longitudinale involucro massimi - scaricatore D29 (scaricatore CV-1) T100 durata 330 minuti”

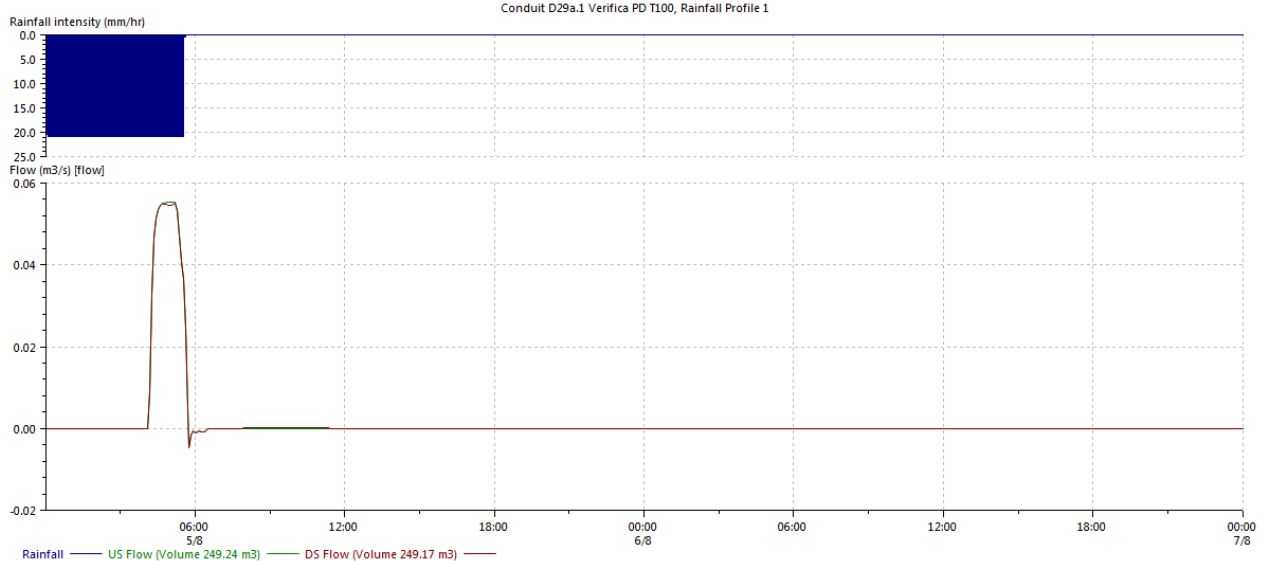


Figura 97: "Portata scaricatore D29 (scaricatore CV-1) T100 durata 330 minuti"

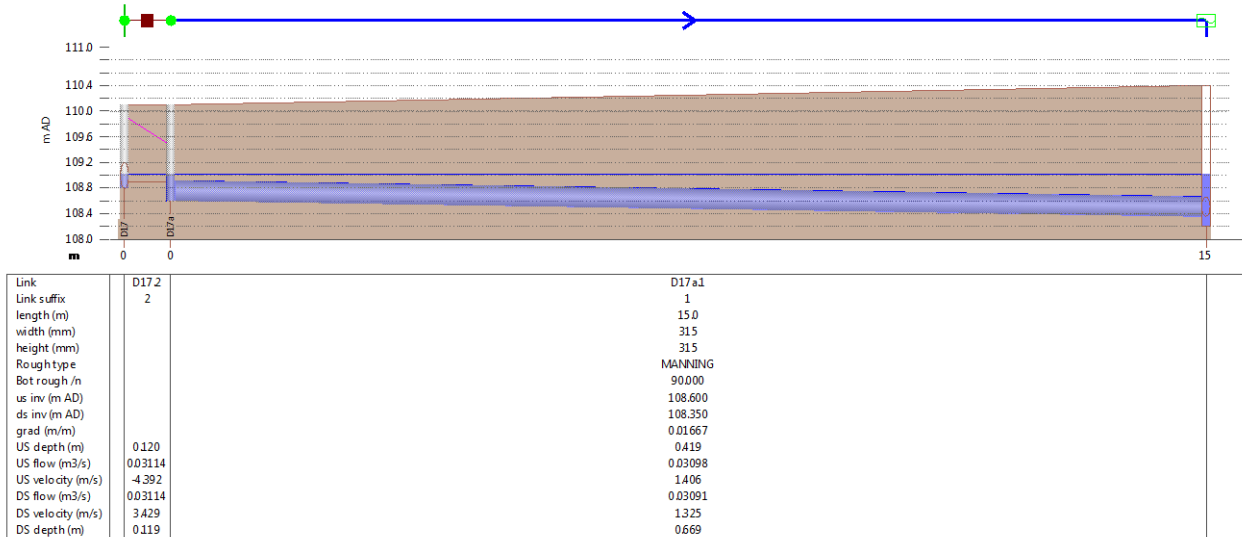


Figura 98: "Profilo longitudinale involucro massimi - scaricatore D17 (scaricatore VD-6) T100 durata 330 minuti"

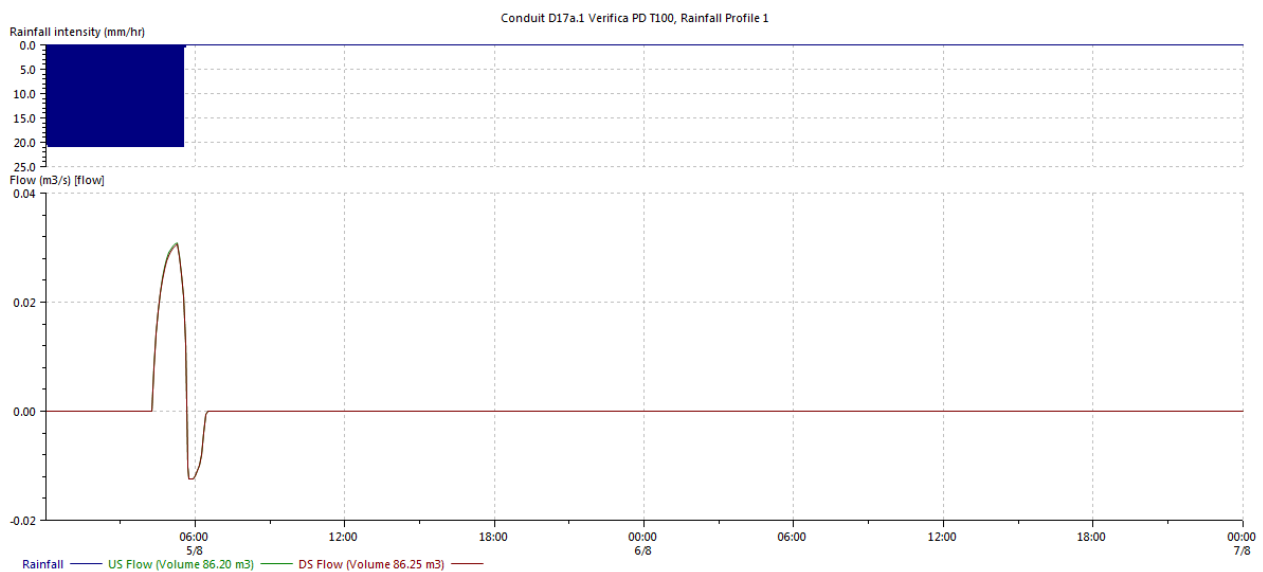


Figura 99: "Portata scaricatore D17 (scaricatore VD-6) T100 durata 330 minuti"

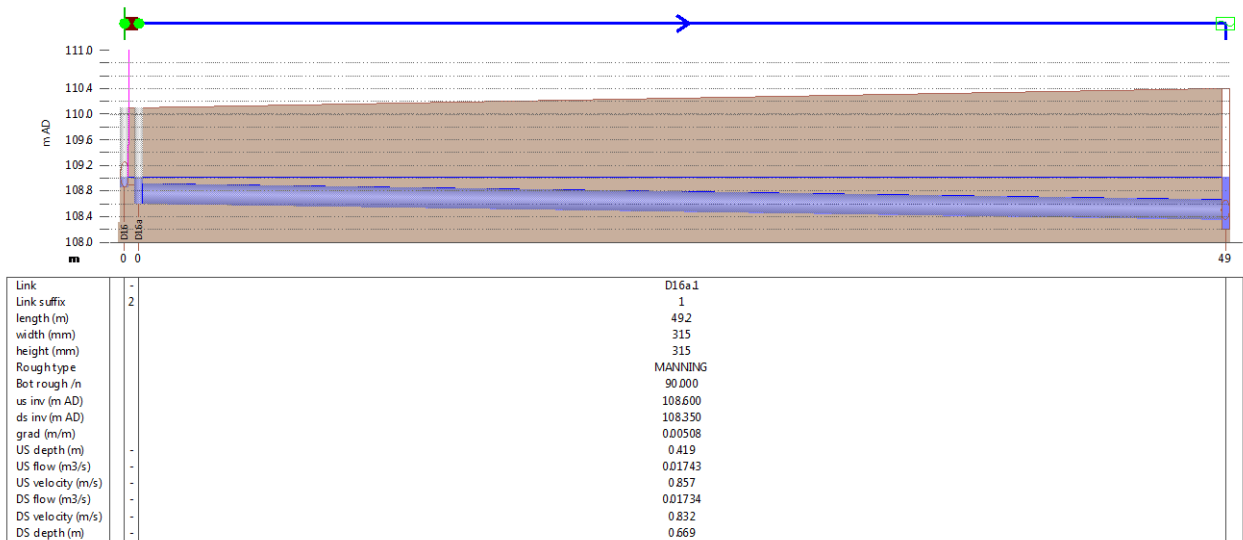


Figura 100: "Profilo longitudinale involucro massimi - scaricatore D16 (scaricatore VD-6) T100 durata 330 minuti"

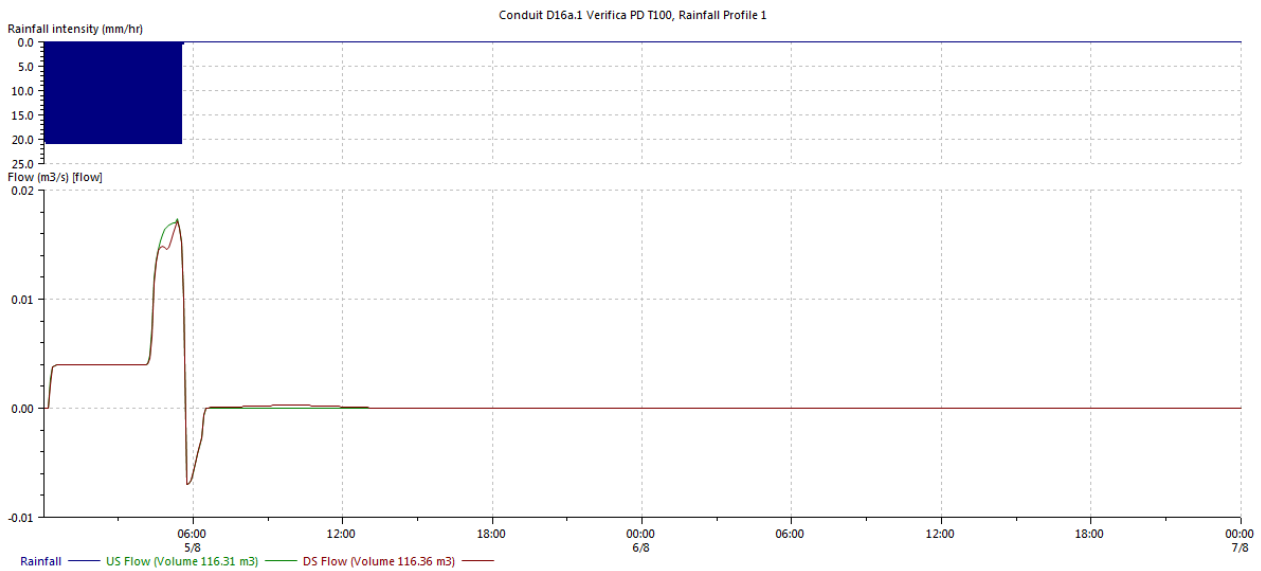


Figura 101: "Portata scaricatore D16 (scaricatore VD-6) T100 durata 330 minuti"



5.9 RETI DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE RELATIVE ALLE OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA

Le acque meteoriche generate dalle aree scolanti del lotto di intervento vengono raccolte e avviate verso le diverse opere di invarianza idraulica previste da una rete di fognatura bianca dedicata.

In particolare, vengono mantenute separate le acque meteoriche delle coperture degli edifici rispetto alle acque meteoriche relative ai piazzali e alle strade:

- Le prime vengono raccolte dagli scarichi dei pluviali e collettate fino alle 2 vasche di accumulo e dispersione al suolo relativa al Padiglione nuova Logistica e al Locate Tecnico.
- Le seconde vengono intercettate dalle caditoie stradali e collettate verso le 2 vasche volano costituite da collettori di grande diametro.

Per un maggiore dettaglio si rimanda alle tavole allegate, in particolare alla planimetria di progetto delle reti di scarico acque nere e acque meteoriche (tavola 0187) dove sono riportati diametri, pendenze e quote dei collettori in progetto. Per i particolari, si rimanda alla tavola ed essi relativa (tavole 0189-0190, 0227, 0230).

5.8.1. MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI

Per il dimensionamento delle nuove opere di drenaggio è necessario utilizzare, un modello di trasformazione afflussi–deflussi che trasformi le piogge in portate meteoriche; il metodo utilizzato in questo caso è definito cinematico o della corrivazione, scelto per ragioni cautelative dal momento che, rispetto al metodo dell'invaso lineare, fornisce portate maggiori a parità di altri parametri quali il coefficiente di afflusso.

La portata di deflusso è stata determinata, come già detto in precedenza, mediante l'utilizzo del metodo cinematico o della corrivazione fondato sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto di caduta;
- la portata defluente risulta dalla somma delle portate elementari provenienti da diversi punti del bacino che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Per un dato bacino e una data curva di possibilità climatica, la portata massima di deflusso in una sezione generica della rete si ottiene per una pioggia di durata pari al tempo massimo di corrivazione del bacino e risulta dalla seguente espressione:

$$Q_c(\theta, T) = 2.78 \cdot \Psi \cdot \varphi \cdot i(\theta, T) \cdot S \quad (Eq. 24)$$

Dove,

$Q(\theta, T)$ = portata massima [m³/s], dipendente dalla durata θ e dal tempo di ritorno T ;
 φ = coefficiente di deflusso;
 Ψ = coefficiente di ritardo (rapporto tra il volume d'acqua che defluisce attraverso una determinata sezione di chiusura in certo intervallo di tempo e il volume di pioggia caduto nello stesso tempo sul bacino corrispondente) posto pari a 1;
 $i(\theta, T)$ = intensità di pioggia [mm/ora], dipendente da durata θ e tempo di ritorno T ;
 S = area del bacino drenato [ha].



Il coefficiente di deflusso è stato assunto pari a:

- per tutte le aree impermeabili pari a 1;
- per tutte le aree permeabili pari a 0.3.

Il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto della rete viene valutato attraverso la seguente relazione:

$$T_c = t_e + t_r \quad (Eq. 25)$$

nella quale t_e è il tempo di entrata o di ingresso, vale a dire il tempo massimo che impiegano le gocce d'acqua a raggiungere il canale di drenaggio a partire dal punto di caduta.

Per quanto riguarda le superfici impermeabili e le coperture che scolano nella rete si assume il valore $T_e = 5 \div 7 \text{ minuti}$ per tenere in considerazione l'effetto d'invaso che si ha all'inizio della precipitazione.

Il tempo di percorrenza della rete t_r è stato valutato secondo la seguente formula,

$$t_r \cong \sum_i \frac{L_i}{1.5 \cdot V_{r_i}} \quad (Eq. 26)$$

Dove la sommatoria va estesa ai rami che costituiscono il percorso più lungo della rete di drenaggio, considerando il rapporto tra lunghezza dei rami e la velocità media a pieno riempimento della corrente in condizioni di moto uniforme.

La velocità e la portata in moto uniforme vengono calcolate attraverso la formula di Chezy-Strickler (Eq. 27)-(Eq. 28).

$$V = k_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (Eq. 27)$$

$$Q = k_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \cdot A \left[m^3/s \right] \quad (Eq. 28)$$

Dove,

k_s = coefficiente di scabrezza di Strickler $[m^{\frac{1}{3}}/s]$;

R = raggio idraulico $[m]$;

i = pendenza collettore $[-]$;

A = area bagnata collettore $[m^2]$;

Non conoscendo a priori le dimensioni dei collettori per dimensionarli occorre, di norma, procedere per successive iterazioni.

La procedura di calcolo è la seguente:

- per ogni sezione di progetto si determina l'area sottesa ed il coefficiente di afflusso medio calcolato come media pesata delle singole subaree in cui è stata suddivisa l'area sottesa;
- si determina, per ogni singolo tratto della rete, il tempo di corrivazione T_c , ipotizzando un valore della velocità di scorrimento all'interno del canale e/o collettore;
- noto il tempo di corrivazione si calcola l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e, in base alla (Eq. 24) si valuta la portata di piena;
- a partire dalla portata si dimensiona lo speco e si calcola la velocità corrispondente; se il valore ottenuto è diverso da quello precedentemente ipotizzato si ripartirà dal secondo punto della procedura, ricalcolando il tempo di corrivazione, l'intensità media e la portata al colmo. Il procedimento iterativo



si concluderà in caso di coincidenza delle velocità determinate negli ultimi due passi di calcolo e si potrà passare alla sezione successiva di valle.

In definitiva, la portata di progetto per ogni singolo tratto della rete di drenaggio viene determinata mediante l' (Eq. 24), procedendo da monte verso valle e calcolando per successive iterazioni il tempo di percorrenza T_c .

Il dimensionamento delle sezioni idrauliche delle canalette e dei collettori deve garantire che:

- il grado di riempimento h/D sia possibilmente compreso nell'intervallo di valori 0.5 – 0.75, e sicuramente non superiore a 0.8.
- la velocità media di progetto sia compresa nei limiti 0.4 – 5 m/s.

Tali verifiche sono state effettuate ricavando i valori di riempimento e velocità dalla tabella seguente, una volta noto il rapporto Q_c/Q_r .

Tabella 25. “Scala delle portate per collettore circolare”

Q/Q_r	h/D	V/V_r		Q/Q_r	h/D	V/V_r
0.01	0.05	0.26		0.59	0.55	1.04
0.02	0.10	0.40		0.67	0.60	1.07
0.05	0.15	0.52		0.76	0.65	1.10
0.09	0.20	0.62		0.84	0.70	1.12
0.14	0.25	0.70		0.91	0.75	1.13
0.20	0.30	0.78		0.98	0.80	1.14
0.26	0.35	0.84		1.03	0.85	1.14
0.34	0.40	0.90		1.07	0.90	1.12
0.42	0.45	0.95		1.07	0.95	1.10
0.50	0.50	1.00		1.00	1.00	1.00

5.8.2. DIMENSIONAMENTO RETI DI DRENAGGIO T10

Nei calcoli di verifica e di dimensionamento si considerano il seguente valore del coefficiente di scabrezza (Strickler) di esercizio:

- $k_s = 90 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$ per collettori in PVC usati e incrostati;

Le reti di scarico saranno realizzate con pendenza minima paria quella riportata in tabella per ciascun collettore.

Le reti di drenaggio saranno realizzate con tubi in PVC DN 125/160/200/315/400/500/630 rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN8.



5.8.3. VERIFICA RETI DI DRENAGGIO T10

Nella tabella successiva si riportano i risultati delle verifiche idrauliche realizzate in occasione delle portate meteoriche generate da eventi con tempo di ritorno pari a 10 anni per i vari tratti delle reti di drenaggio previste.

Si è verificato che per i diametri selezionati:

- Il rapporto di riempimento h/D sia inferiore a 0.80. Per i diametri maggiori, che h/D sia anche superiore a 0.5, mentre per i diametri più piccoli si è preferito scegliere un rapporto di riempimento inferiore al fine di tenere conto di eventuali occlusioni in esercizio e anche per limitare i cambi di diametro.
- le velocità di scorrimento siano sempre superiori a 0.5 m/s e comunque non inferiori a 0.4 m/s onde evitare sedimentazione, come prescritto dalla bibliografia di settore.

Si osserva che le pendenze riportate nelle seguenti tabelle di verifica sono da intendersi come pendenze minime.

Tabella 26. “Dimensionamento e verifica pioggia T10 della rete di drenaggio afferente alla vasca disperdente VD-6”

Ramo	Sez.	Bacino	S	ϕ	L	i	De	Di	Vr	Qr	te	tr	Tc	Qc	Qc/Qr	h/D	h	V/Vr	V
[nome]	[chiusura]	[sottobacini]	[m ²]	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[min]	[min]	[min]	[l/s]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m/s]
D11-D15	D15	PLO-a	1210	1	120.0	0.2%	315	296.6	0.71	49.1	7	2.82	8.9	39.3	0.80	0.68	0.20	1.11	0.79
D15-D21	D21	PLO-a	1210	1	120.0	0.2%	315	296.6	0.71	49.1	7	2.82							
		PLO-a	1210	1	200.0	0.2%	400	376.6	0.83	92.8	7	4.00							
		PLOa tot	2420	1	320.0	0.2%	400	376.6	0.83	92.8	7	6.82	11.5	68.9	0.74	0.64	0.24	1.09	0.91
D21-VD6	VD6	PLOa tot	2420	1	320.0	0.2%	400	376.6	0.83	92.8	7	6.82							
		2 PL (PLOb)	1296	1	19.0	0.4%	400	376.6	1.18	131	7	0.27							
		D21-VD6 tot	3716	1	339.0	0.4%	400	376.6	1.18	131	7	7.09	11.7	105.0	0.80	0.68	0.25	1.11	1.31
PL (PLOa)	PL	PL (PLOa)	120	1	4.0	0.5%	160	150.6	0.71	12.7	7	0.09	7.1	4.4	0.34	0.40	0.06	0.90	0.64
PL (PLOb)	PL	PL (PLOb)	648	1	10.0	3.0%	160	150.6	1.75	31.2	7	0.10	7.1	23.6	0.76	0.64	0.10	1.09	1.91
Ramo 2 PL (PLOb)	PL	2 PL (PLOb)	1296	1	10.0	3.0%	200	188.2	2.03	56.5	7	0.08	7.1	47.2	0.84	0.69	0.13	1.12	2.27

Tabella 27. “Dimensionamento e verifica pioggia T10 della rete di drenaggio afferente alla vasca disperdente VD-2a”

Ramo	Sez.	Bacino	S	ϕ	L	i	De	Di	Vr	Qr	te	tr	Tc	Qc	Qc/Qr	h/D	h	V/Vr	V
[nome]	[chiusura]	[sottobacini]	[m ²]	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[min]	[min]	[min]	[l/s]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m/s]
D09-VD 2a	VD 2a	D09-VD 2a	270.00	1	55.0	0.5%	200	188.2	0.83	23.1	7	1.11	7.7	9.4	0.41	0.43	0.08	0.94	0.78
Ramo 1 PL (LT)	PL	LT/3	90.00	1	5.0	0.5%	125	117.6	0.61	6.58	7	0.14	7.1	3.3	0.50	0.49	0.06	0.99	0.60

Tabella 28. “Dimensionamento e verifica pioggia T10 della rete di drenaggio afferente alla vasca disperdente CV-6a”

Ramo	Sez.	Bacino	S	ϕ	L	i	De	Di	Vr	Qr	te	tr	Tc	Qc	Qc/Qr	h/D	h	V/Vr	V
[nome]	[chiusura]	[sottobacini]	[m ²]	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[min]	[min]	[min]	[l/s]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m/s]
C6-CV 6a	CV 6a	C6	300	1	10.0	0.5%	160	150.6	0.71	12.7	7	0.23	7.2	10.8	0.85	0.72	0.11	1.12	0.80



Tabella 29. “Dimensionamento e verifica pioggia T10 della rete di drenaggio afferente alla vasca volano CV-1”

Ramo	Sez.	Bacino	S	φ	L	i	De	Di	Vr	Qr	te	tr	Tc	Qc	Qc/Qr	h/D	h	V/Vr	V
[nome]	[chiusura]	[sottobacini]	[m²]	[-]	[m]	[%]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[min]	[min]	[min]	[l/s]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m/s]
D23-D26	D26	1a	2504	1	100.0	0.2%	400	376.6	0.83	92.8	7	2.00	8.3	83.9	0.90	0.74	0.28	1.13	0.94
D26-D29	D29	1a	2504	1	100.0	0.2%	400	376.6	0.83	92.8	7	2.00							
		1b	2456	1	101.0	0.2%	500	470.8	0.97	168	7	1.74							
		D26-D29 tot	4960	1	201.0	0.2%	500	470.8	0.97	168	7	3.74	9.5	155.7	0.93	0.75	0.35	1.13	1.10
D29-D33	CVa1	1b tot	4960	1	201.0	0.2%	500	470.8	0.97	168	7	3.74							
		1c+1d	3682	1	145.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	2.14							
		D29-D33 tot	8642	1	346.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	5.89	10.9	252.9	0.81	0.68	0.40	1.11	1.25
Caditoia est - CV1.a2	CV1.a	bacino massimo	540	1	22.0	0.5%	200	188.2	0.83	23.1	7	0.44	7.3	19.3	0.84	0.70	0.13	1.12	0.93
	CV1.a	bacino medio	492	1	22.0	0.5%	200	188.2	0.83	23.1	7	0.44	7.3	17.6	0.76	0.65	0.12	1.10	0.91
Caditoia ovest-CV1.b	CV1.b	bacino generico	555	1	18.0	0.5%	200	188.2	0.83	23.1	7	0.36	7.2	20.0	0.86	0.71	0.13	1.12	0.93
Caditoia Est-D29	D29	bacino generico	310	1	10.0	0.5%	160	150.6	0.71	12.7	7	0.23	7.2	11.2	0.88	0.73	0.11	1.13	0.81
Caditoia nord - D31	D31	bacino generico	384	1	20.0	0.7%	160	150.6	0.85	15.1	7	0.39	7.3	13.8	0.91	0.75	0.11	1.13	0.96
D36-CV1a	CV1a	5 linee caditoia	2460	1	60.0	1.0%	315	296.6	1.59	110	7	0.63	7.4	87.4	0.80	0.66	0.20	1.11	1.76
D37-CV1a	CV1a	3 linee caditoia	1665	1	50.0	1.0%	315	296.6	1.59	110	7	0.52	7.3	59.4	0.54	0.51	0.15	1.01	1.61
D33-D33a	D33a	D29-D33 tot	8642	1	346.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	5.89							
		7 linee caditoia	3633	1	50.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	0.74							
		D33-D33a tot	12275	1	396.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	6.62	11.4	351.4	1.13	1.00	0.59	1.00	1.13
D33a-CV1	CV1 a-b	D33-D33a tot 1/2	6138	1	346.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	5.89							
		D33-CV1.a	0	1	8.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	0.12							
		D33-CV1 tot	6138	1	354.0	0.2%	630	593.2	1.13	312	7	6.00	11.0	179.0	0.57	0.54	0.32	1.03	1.16
D01-D07	D07	1g	1220	1	110.0	0.5%	250	235.4	0.96	41.9	7	1.90	8.3	41.0	0.98	0.80	0.19	1.14	1.10
D04-D07	D07	1h	1566	1	90.0	0.3%	315	296.6	0.87	60.1	7	1.72	8.1	53.1	0.88	0.73	0.22	1.13	0.98
D07-CV1.a3	CV1.a3	1g	1220	1	110.0	0.5%	250	235.4	0.96	41.9	7	1.90							
		1h	1566	1	90.0	0.3%	315	296.6	0.87	60.1	7	1.72							
		1i	980	1	40.0	0.4%	400	376.6	1.18	131	7	0.57							
		D07-CV1.a3 tot	3766	1	150.0	0.4%	400	376.6	1.18	131	7	2.47	8.6	123.9	0.94	0.76	0.29	1.14	1.34



5.10 PLUVIALI E GRONDE

Nel seguito si illustra il dimensionamento dei canali di gronda, delle bocche di efflusso e dei pluviali verticali previsti in progetto per l'allontanamento delle acque meteoriche dalle coperture del Padiglione nuova Logistica e del locale tecnico.

5.9.1. MODELLO COLLETTORI PLUVIALI E GRONDE

Per la modellazione dei canali di gronda di compluvi e parapetti, bocche di efflusso e pluviali si è fatto riferimento a quanto prescritto dalla norma UNI EN 12056-3:2001 e pertanto si rimandano a tale testo eventuali chiarimenti e dettagli sulla procedura di calcolo.

5.9.2. PORTATE METEORICHE

La copertura del padiglione nuova Logistica è caratterizzata da due falde che scolano le acque meteoriche verso i lati lunghi del padiglione che nel seguito verranno chiamati lato est e lato ovest:

- Falda PLO lato est: 54 m x 241.5 m
- Falda PLO lato ovest: 10 x 241.5 m

Ciascuna di esse è drenata da 22 pluviali verticali, la cui area effettiva (art. 4.3.2 formula 2) di competenza è riportata in Tabella 30.

La copertura del locale tecnico è caratterizzata da un'unica falda che scola le acque meteoriche verso il lato lungo a est:

- Falda locale tecnico lato est: 7.5 x 35.5 m

La copertura del locale tecnico è drenata da 3 pluviali verticali, la cui area effettiva (art. 4.3.2 formula 2) di competenza è riportata in Tabella 30.

Non si applica alcuna tolleranza per il vento, pertanto l'area effettiva della copertura viene calcolata come prodotto fra la lunghezza della copertura da drenare e la lunghezza della copertura dal canale di gronda al colmo del tetto, vale a dire come area orizzontale del tetto (formula 2 del par. 4.3.2 della norma UNI EN 12056-3:2001).

Tabella 30. "Aree falde copertura PLO e locale tecnico e ripartizione per pluviale verticale"

ID Pluviale	Area totale[m ²]	N° pluviali [-]	Area [m ²]	Lunghezza gronda [m]
PL -PLO lato est	13041	22	593	12
PL – PLO lato ovest	2415	22	110	12
PL – Locale tecnico	270	3	90	18

Per quello che riguarda l'**intensità di precipitazione**, si fa riferimento alle CPP elaborate da Arpa per tempo di ritorno T=10 anni, con coefficienti della curva monomia come riporti al paragrafo 5.2 per due campi di validità in base alla durata dell'evento meteorico ($\theta_1 \leq 1 \text{ ora}, 1 < \theta_2 \leq 24 \text{ ore}$).

Tabella 31. "Intensità di precipitazione di progetto per T=10 anni, dato ricavato da CPP Arpa"

Intensità di precipitazione per T=10 anni, T _c =5 minuti	$i = 156 \text{ mm/ora}$
---	--------------------------

Pertanto, le portate di progetto del k-esimo pluviale sono state ricavate come,

$$Q_{ck} = A_k \cdot \varphi \cdot i \quad (\text{Eq. 29})$$

Posto il coefficiente di deflusso $\varphi = 1$, si riportano in tabella le portate così calcolate.

**Tabella 32.** “Portata meteorica T=10 anni che compete al singolo pluviale”

ID Pluviale	Area totale[m ²]	N° pluviali [-]	Area [m ²]	Q _{PL} [l/s]
PL -PLO lato est	13041	22	593	26
PL – PLO lato ovest	2415	22	110	4.7
PL – Locale tecnico	270	3	90	4

Tabella 33. “Portata meteorica T=10 anni che compete ai canali di gronda”

ID Pluviale	Area totale[m ²]	N° pluviali [-]	Area [m ²]	Q _{GRONDA} [l/s]
PL -PLO lato est	13041	22	593	12.8
PL – PLO lato ovest	2415	22	110	2.4
PL – Locale tecnico	270	3	90	4

5.9.3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA CANALE DI GRONDA PLO

Il canale di gronda presenta pendenza inferiore a 3 mm/m pertanto è da ritenersi **nominalmente orizzontale** come da par. 5.1.1 (UNI EN 12056-3:2001), tuttavia nella maggioranza dei casi si tratta di canali **non corti**. Si definiscono infatti “corti” dal punto di vista idraulico i canali di gronda che presentano lunghezza L non superiore a 50 volte l’altezza di progetto dell’acqua. Altrimenti di definiscono “lunghi”.

Sono stati scelti dei canali di gronda di forma rettangolare con base di 30 cm ($S = T = 30\text{ cm}$, $W = 10.5\text{ cm}$, franco libero $a = 0.3 \cdot W = 4.5\text{ cm}$, fig. 4 norma UNI EN 12056-3:2001). Per i canali “lunghi” si applica un coefficiente F_L correttivo (figura 6 della norma UNI).

Per il calcolo della capacità di progetto di un canale di gronda, la norma presenta una procedura di calcolo semplificata cominciando con il calcolo della capacità nominale di un canale di gronda quadrato può essere calcolata con l’espressione:

$$Q_{SV} = 3.89 \cdot 10^{-5} \cdot A_w^{1.25} \quad (\text{Eq. 30})$$

essendo A_w la sezione trasversale in [mm²] del canale di gronda al di sotto del livello di tracimazione.

Per un canale di lato 30 cm e profondità utile 10.5 cm, si ha $A_w = 36'750\text{ mm}^2$ e quindi $Q_{SV} = 19.8\text{ l/s}$.

- Nel caso di un canale di gronda “corto” dal punto di vista idraulico: la portata nominale si ottiene correggendo il valore ottenuto con due fattori dati graficamente, ottenendo:

$$Q_N = Q_{SV} \cdot F_D \cdot F_S \quad (\text{Eq. 31})$$

Si riduce per sicurezza calcolando quindi la capacità di progetto:

$$Q_L = 0.9 \cdot Q_N \quad (\text{Eq. 32})$$

I parametri F_D e F_S hanno lo scopo di correggere i valori ottenuti, calcolati per canale quadrato, estendendoli a canali rettangolari. In questo caso $F_S = 1$ e $F_d = 0.8$.

- Per i canali “non corti” occorre moltiplicare Q_L ancora per un coefficiente indicato con F_L , funzione del rapporto tra lunghezza del canale e tirante idrico. I valori del coefficiente correttivo si ottengono dalla tabella della normativa riportata in figura 6.

Usando la formula per la capacità dei canali di gronda “corti”, si ottiene:

$$Q_L = 0.9 \cdot Q_{SV} \cdot 0.8 \cdot 1 = 14.3\text{ l/s} \quad (\text{Eq. 33})$$



I canali di gronda lato est e lato ovest del PLO ricadono nella categoria “lungo”, quindi l’effettiva capacità di progetto deve essere corretta tramite opportuno coefficiente F_h (prospetto 6, R.R. n°7 2017). Considerando che ciascun tratto di gronda tra un pluviale e l’altro è lungo circa 12 metri ($L/W=114$), e che si tratta di canali assimilabili ad orizzontali ($i < 3$ mm/m), il coefficiente $F_h = 0.92$ e va pertanto a diminuire la capacità calcolata.

Dunque, la capacità di progetto minima dei canali di gronda “lunghi” risulta pari a:

$$\widehat{Q}_L = Q_L \cdot F_L = 14.3 \cdot 0.92 = 13.1 \text{ l/s} \quad (\text{Eq. 34})$$

Confrontando ora \widehat{Q}_L con la portata meteorica dei canali di gronda in Tabella 33 si può osservare che la capacità dei canali di gronda risulta maggiore o uguale alle portate meteoriche calcolate con tempo di ritorno $T = 10$ anni, si conclude che tutti i canali di gronda sono verificati mediante l’applicazione della norma citata.

5.9.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BOCHE DI EFFLUSSO E PLUVIALI VERTICALI PLO

Si procede al dimensionamento e verifica dei pluviali verticali. Le portate di pioggia afferenti a ciascun pluviale verticale, riportate in Tabella 32, sono state confrontate con la capacità massima riportata nel prospetto 8 della normativa, calcolata mediante la formula di Wyly-Eaton (grado di riempimento 33%).

Risulta che:

- i pluviali verticali del padiglione logistica lato est rispettano la verifica attribuendo a tutti lo stesso diametro DN160 (diametro interno pari a 150.6 mm), risulta dal prospetto 8 della norma UNI:

$$Q_{\text{pluviali.max}} = 26 \text{ l/s} < Q_{RWP(33\%)} = 31.9 \text{ l/s}$$

- i pluviali verticali del padiglione logistica lato ovest rispettano la verifica attribuendo a tutti lo stesso diametro DN100 (diametro interno pari a 94 mm), risulta dal prospetto 8 della norma UNI:

$$Q_{\text{pluviali.max}} = 4.4 \frac{\text{l}}{\text{s}} < Q_{RWP(33\%)} = 10.7 \text{ l/s}$$

Tuttavia, per semplicità realizzativa **si assegna a tutti i pluviali verticali del padiglione DN160.**

La capacità di una bocca di efflusso di un canale di gronda a fondo piatto più ampio del diametro dello sbocco deve essere calcolata mediante le formule riportate dalla normativa citata nel prospetto 7 della norma UNI.

Nel caso di **bocche ad efflusso a conica** (norma UNI EN 12056-3:2001 par. 5.4.2 figura 9c) il diametro efficace corrisponde a 1.5 volte il diametro del collettore verticale, in questo caso **DN160**. Pertanto, si calcola la capacità delle bocche di efflusso come,

$$Q_{\text{pluviali.max}} \leq \begin{cases} Q_0 = \frac{k_0 \cdot D \cdot h^{0.5}}{7500} & \text{se } \frac{h}{D} \leq 0.5 \\ Q_0 = \frac{k_0 \cdot D^2 \cdot h^{1.5}}{15000} & \text{se } \frac{h}{D} > 0.5 \end{cases} \quad (\text{Eq. 35})$$

Dove,

- k_0 è il coefficiente di scarico pari a 1 se l’efflusso è libero; pari a 0,5 se l’efflusso avviene attraverso filtri o griglia;
- D è il diametro efficace della bocca di efflusso;
- h è il carico alla bocca di efflusso valutato secondo la normativa come $h = F_h \cdot W$ (UNI EN 12056-3:2001 par. 5.4.2 figura 10).



Pertanto, nella formula sopra riportata è stato calcolato il carico h in funzione dell'altezza massima $W=10.5$ mm e la presenza di griglie, ne consegue che la capacità massima della bocca di efflusso con funzionamento a stramazzo è pari a,

$$Q_0 = \frac{k_0 \cdot D \cdot h^{0.5}}{7500} = \frac{0.5 \cdot (240) \cdot (105)^{0.5}}{7500} = 17.2 \text{ l/s} \quad (Eq. 36)$$

$$(Q_0 > Q_{pluviali_{max}} = 12.8 \text{ l/s})$$

Tale valore è superiore alle portate meteoriche calcolate con tempo di ritorno $T = 10$ anni, si conclude che tutti i canali di gronda sono verificati mediante l'applicazione della norma citata.

5.9.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BOCHE DI EFFLUSSO E PLUVIALI VERTICALI LOCALE TECNICO

Il locale tecnico risulta avere una copertura piana con una leggera pendenza verso le bocche di efflusso dei pluviali. La copertura è dotata di un cordolo di protezione alto circa 20 cm, le acque piovane scorrono quindi verso la bocca di efflusso posta nel il punto a quota minima.

Sono state conferite pendenze minime pari a $i=1\%$ alla copertura orizzontale dell'edificio della guardiania affinché gli afflussi meteorici possano defluire verso la bocca di efflusso del pluviale verticale previsto ed essere quindi drenati verso la vasca di accumulo ed infiltrazione (VD-6a). Nel seguito si illustra il dimensionamento dei pluviali verticali, e delle bocche di efflusso.

Le portate di pioggia afferenti a ciascun pluviale verticale, riportate in Tabella 32, sono state confrontate con la capacità massima riportata nel prospetto 8 della normativa, calcolata mediante la formula di Wyly-Eaton (grado di riempimento 33%).

Risulta che:

- i pluviali verticali del padiglione logistica lato ovest rispettano la verifica attribuendo a tutti lo stesso diametro DN100 (diametro interno pari a 94 mm), risulta dal prospetto 8 della norma UNI:

$$Q_{pluviali_{max}} = 4.4 \frac{l}{s} < Q_{RWP(33\%)} = 10.7 \text{ l/s}$$

Si assegna a tutti i **pluviali verticali del locale tecnico diametro DN100**.

La capacità di una bocca di efflusso di un canale di gronda a fondo piatto più ampio del diametro dello sbocco deve essere calcolata mediante le formule riportate dalla normativa citata nel prospetto 7 della norma UNI.

Nel caso di bocche ad efflusso a spigoli vivi (norma UNI EN 12056-3:2001 par. 5.4.2 figura 9c) il diametro efficace corrisponde al diametro del collettore verticale, in questo caso **DN100**.

Pertanto, si calcola la capacità delle bocche di efflusso come,

$$Q_{pluviali_{max}} \leq \begin{cases} Q_0 = \frac{k_0 \cdot D \cdot h^{0.5}}{7500} & \text{se } \frac{h}{D} \leq 0.5 \\ Q_0 = \frac{k_0 \cdot D^2 \cdot h^{1.5}}{15000} & \text{se } \frac{h}{D} > 0.5 \end{cases} \quad (Eq. 37)$$

Dove,

- k_0 è il coefficiente di scarico pari a 1 se l'efflusso è libero; pari a 0,5 se l'efflusso avviene attraverso filtri o griglia;
- D è il diametro efficace della bocca di efflusso;
- h è il carico alla bocca di efflusso valutato secondo la normativa come $h = F_h \cdot W$ (UNI EN 12056-3:2001 par. 5.4.2 figura 10).



Pertanto, nella formula sopra riportata è stato calcolato il carico h in funzione dell'altezza massima $W=50$ mm, ne consegue che la capacità massima della bocca di efflusso con funzionamento a stramazzo è pari a,

$$Q_0 = \frac{k_0 \cdot D \cdot h^{0.5}}{7500} = \frac{1 \cdot (100) \cdot (50)^{0.5}}{7500} = 4.6 \text{ l/s} \quad (Eq. 38)$$
$$(Q_0 > Q_{pluviali_{max}} = 3 \text{ l/s})$$

Tale valore è superiore alle portate meteoriche calcolate con tempo di ritorno $T = 10$ anni, si conclude che tutti i canali di gronda sono verificati mediante l'applicazione della norma citata.



5.11 CADITOIE

Le acque intercettate dalla piattaforma stradale vengono smaltite tramite una serie di caditoie posizionate lungo il cordolo che delimita la sede stradale.

Si prevedono in progetto:

- caditoie a griglia: ai margini delle strade interne e sulle aree di sosta o manovra e parcheggio.

La valutazione del deflusso di pioggia l'area afferente a ciascuna caditoia è avvenuta mediante l'applicazione della formula razionale con metodo della corrivazione, considerando piogge con tempo di ritorno $T=10$ anni (Tabella 3).

$$Q_c(\theta, T) = 2.78 \cdot \Psi \cdot \varphi \cdot a \cdot T_c^{n-1} \cdot S \quad (Eq. 39)$$

Dove,

$Q(\theta, T)$ = portata massima [m^3/s], dipendente dalla durata di pioggia θ e dal tempo di ritorno T ;

φ = coefficiente di deflusso;

Ψ = coefficiente di ritardo (rapporto tra il volume d'acqua che defluisce attraverso una determinata sezione di chiusura in certo intervallo di tempo e il volume di pioggia caduto nello stesso tempo sul bacino corrispondente) posto pari a 1;

$i(\theta, T) = a \cdot T_c^{n-1}$, intensità di pioggia [mm/ora], dipendente dal tempo di ritorno T e dalla durata di pioggia posta pari al tempo di corrivazione $\theta = T_c = 5$ minuti;

S = area del bacino drenato [ha].

Il tirante idraulico su una caditoia è stato ipotizzato pari al tirante idrico che la portata meteorica ad essa afferente genera all'interno della cunetta stradale nella sezione immediatamente a monte della caditoia stessa; in particolare si è applicato la formula di Chezy-Strickler alla sezione di forma triangolare in grado di rappresentare la geometria della cunetta stradale (coefficiente di scabrezza di Strickler $k_s \left[\frac{m^{1/3}}{s} \right]$; pendenza longitudinale i_L).

$$Q = k_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_L} \cdot A [m^3/s] \quad (Eq. 40)$$

Dove,

k_s = coefficiente di scabrezza di Strickler [$m^{\frac{1}{3}}/s$];

R = raggio idraulico [m];

i_L = pendenza longitudinale della sezione [$-$];

A = area bagnata della sezione [m^2];



5.10.1. MODELLO CADITOIE A GRIGLIA

Il dimensionamento prevede innanzitutto il calcolo della portata convogliata dalla cunetta stradale verso ogni singola caditoia (Eq. 39).

Per il calcolo delle portate meteoriche sono state usate le CPP dell'Arpa con tempo di ritorno $T = 10 \text{ anni}$. Il coefficiente di deflusso è stato assunto pari a $\varphi = 1$ per tutte le aree impermeabili (quali superfici stradali e marciapiedi).

Dopo avere determinato la portata pertinente alla singola caditoia (Eq. 39) e il tirante idraulico che ne consegue in moto uniforme (Eq. 40) si è verificato il corretto funzionamento della caditoia a griglia tramite le seguenti formule sperimentali [Da Deppo e Datei, 1999] valide per caditoie poste in un avvallamento:

$$Q_{griglia_stramazzo} = C_3 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt[2]{2gh} \quad (Eq. 41)$$

$$Q_{griglia_battente} = C_4 \cdot A \cdot \sqrt[2]{2gh_0} \quad (Eq. 42)$$

Dove,

Q = portata di progetto [m^3/s];

C = coefficiente di deflusso, $C_3 = 0.385$ efflusso a stramazzo, $C_4 = 0.67$ per efflusso a battente;

L = sviluppo idraulicamente attivo del tratto sfiorante [m];

A = area effettiva della bocca [m^2];

h = carico della luce a stramazzo [m];

h_0 = carico della luce sotto battente [m].

Nel caso di funzionamento a stramazzo (Eq. 41) L risulta pari al perimetro idraulicamente attivo della griglia mentre il valore del coefficiente C può essere assunto pari a 0,385.

Nel funzionamento a battente (Eq. 42) invece per A deve assumersi l'area delle luci della griglia mentre il valore del coefficiente C può essere assunto pari a 0,67.

5.10.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE A GRIGLIA

Il dimensionamento prevede innanzitutto il calcolo della portata convogliata dalla cunetta stradale verso ogni singola caditoia (Eq. 39).

Per il calcolo delle portate meteoriche, sono state usate le CPP dell'Arpa con tempo di ritorno $T = 10 \text{ anni}$, mentre alle cunette stradali è stata assegnato un valore di scabrezza di Strickler paria $k_s = 66 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/s$.

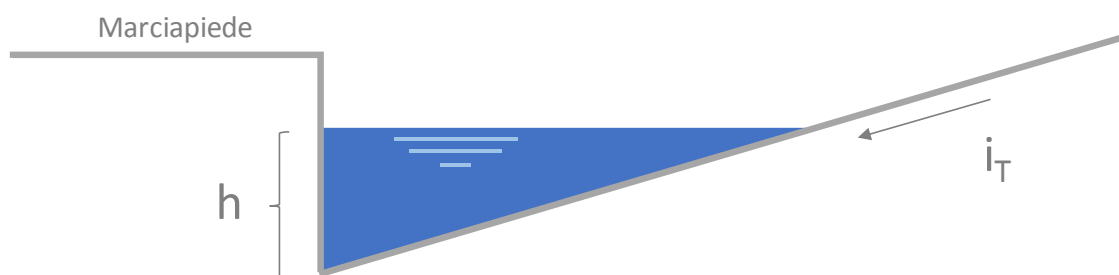


Figura 102. "Esempio schematico di cunetta stradale"



Nel lotto di intervento le caditoie sono poste ai margini delle strade interne e sulle aree di sosta o manovra e parcheggio. Si rimanda agli elaborati grafici allegati per posizione, quote fondo e particolari relativi alle caditoie.

Le pendenze longitudinali verso le caditoie sono variabili da 2.5% a 1%, si riporta nel seguito solo la verifica del caso peggiore.

Le dimensioni della caditoia a griglia sono così state assegnate:

- lato $l_1 = 0.45 \text{ m}$
- lato $l_2 = 0.45 \text{ m}$
- area della luce A – dipende dalle luci effettive.

Nel caso in esame si ipotizza un funzionamento sotto battente ($L = l_1 + 2 \cdot l_2 = 1.35 \text{ m}$) e si riportano in tabella le verifiche effettuate per i tratti carrabili, dove si è ipotizzato l'interasse maggiore variabile fra 16 e 25 m.

Tabella 34. “Area massima caditoie a griglia”

$S_{piattaforma}$ [m ²]	$Interasse_{caditoie}$ [m]	T_c [min]	$Q_{pioggia}$ [l/s]	i_T [-]	i_L [-]	h [cm]	$Q_{caditoia}$ [l/s]
300	16-25	5	13	0.01	0.001	3	39 ($L = 1.35$)

Risultando la portata smaltita dalla caditoia superiore alla portata proveniente dalla piattaforma, si può affermare che l'interasse delle caditoie è sufficiente a garantire la raccolta e il corretto smaltimento delle acque di pioggia.



5.12 RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE DALLE VASCHE AL RICETTORE

Si prevede una rete meteorica per il recapito in fognatura delle portate meteoriche laminate dai collettori volano e per lo scarico di troppo pieno delle opere di accumulo disperdenti.

Nello scenario di progetto (piogge fino a T100 anni), la rete meteorica di recapito in fognatura riceve solo i contributi dei collettori volano, ciascun contributo entro i limiti di portata massima concessa dalla normativa sull'invarianza idraulica ed idrologica.

La rete meteorica di scarico recapita in un collettore esistente 80 x 120 che percorre il lato est della piastra, (tavola allegata 0187).

Per un maggiore dettaglio si rimanda alle tavole allegate (0186, 0187, 0189, 0190), in particolare alla planimetria di progetto delle reti di scarico acque nere e acque meteoriche dove sono riportati diametri, pendenze e quote dei collettori in progetto e di quelli esistenti che si prevede di mantenere.

5.11.1. MODELLO RETE METEORICA DI SCARICO

La rete di recapito delle acque meteoriche riceve in condizioni di progetto solo le portate laminate dai collettori volano, pertanto lungo ciascuna linea di scarico, le portate meteoriche (Q_c) possono essere ricavate sommando i contributi dello scarico di ciascuna opera di accumulo.

Il dimensionamento delle sezioni idrauliche dei collettori deve garantire che:

- il grado di riempimento h/D sia possibilmente compreso nell'intervallo di valori 0.5 – 0.75, e sicuramente non superiore a 0.8.
- la velocità media di progetto sia compresa nei limiti 0.4 – 5 m/s.

Tali verifiche sono state effettuate in condizioni di moto uniforme:

$$Q = A \cdot k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (\text{Eq. 43})$$

Dove,

A = area geometrica della sezione del tubo;

k_s = coefficiente di scabrezza secondo Strickler per tubo usato;

R = raggio idraulico della sezione;

i = pendenza del tubo;

La velocità di moto uniforme risulta pari a,

$$v = k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (\text{Eq. 44})$$

Da cui calcolando con la formula del moto uniforme di Chezy-Strickler si ottiene un'altezza di moto uniforme pari a h e quindi un rapporto di riempimento h/D .

Si ricavano i valori di riempimento e velocità dalla tabella seguente, una volta noto il rapporto Q_c/Q_r .

Tabella 35. "Scala delle portate per collettore circolare"

Q/Q_r	h/D	V/V_r	Q/Q_r	h/D	V/V_r
0.01	0.05	0.26	0.59	0.55	1.04
0.02	0.10	0.40	0.67	0.60	1.07
0.05	0.15	0.52	0.76	0.65	1.10
0.09	0.20	0.62	0.84	0.70	1.12
0.14	0.25	0.70	0.91	0.75	1.13
0.20	0.30	0.78	0.98	0.80	1.14
0.26	0.35	0.84	1.03	0.85	1.14
0.34	0.40	0.90	1.07	0.90	1.12
0.42	0.45	0.95	1.07	0.95	1.10
0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00



5.11.2. DIMENSIONAMENTO

Nei calcoli di verifica e di dimensionamento si considerano il seguente valore del coefficiente di scabrezza (Strickler) di esercizio:

- $k_s = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per collettori in PVC usati e incrostatati;

Le reti di scarico saranno realizzate con pendenza minima paria quella riportata in tabella per ciascun collettore.

Le reti di drenaggio saranno realizzate con tubi in PVC DN 200/315 rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN8.

5.11.3. VERIFICA

Nella tabella successiva, si riportano le portate meteoriche di progetto per ciascuna linea di scarico.

Tabella 36. “Portate meteoriche di progetto per la rete di recapito in fognatura”

Linea 1	Qu [l/s]
VD 6 - linea A	8.3*
VD 2a - linea A	0.27*
CV 1 - linea A	32
CV 6a - linea A	2.2
Totale lotto d'intervento	42.8

* Si osserva che in progetto la portata scaricata dalle vasche disperdenti è nulla, tuttavia nel dimensionamento della linea di scarico di è tenuto conto della massima portata scaricabile da ciascuna vasca, e se parte di essa era già stata attribuita ad un'altra vasca (come nel caso delle vasche VD-6 a favore della CV-1) allora si è considerata la differenza residua con Q_{lim} (Tabella 4).

Si riportano i risultati delle verifiche idrauliche per il dimensionamento della rete di recapito delle acque meteoriche. Si è verificato che:

- Il rapporto di riempimento h/D sia inferiore a 0.8. In particolare, si è preferito talvolta scegliere un rapporto di riempimento inferiore a 0.50 al fine rendere maggiormente omogenea i diametri utilizzati e anche tenere conto di eventi imprevisi quali piogge eccezionali.
- le velocità di scorrimento siano sempre superiori a 0.4 m/s per evitare sedimentazione, come prescritto dalla bibliografia di settore.

Si osserva che le pendenze riportate nelle seguenti tabelle di verifica sono da intendersi come pendenze minime.

Tabella 37. “Dimensionamento e verifica rete di scarico delle opere di invarianza idraulica verso il ricettore (scenario progetto attuale)”

Ramo [nome]	Sez. [ID]	Qu [l/s]	DN [mm]	DN [mm]	i [-]	Q _r [l/s]	V _r [m/s]	Q _m /Q _r [-]	h/D [-]	h [m]	V/V _r [-]	V [m/s]
MR (VD 6) - D34	D34	0.0	200	188.2	0.003	18	0.6	0	0	0	0	0
MR (CV 6a) - D34	D34	2.2	200	188.2	0.003	18	0.6	0.12	0.23	0.04	0.7	0.4
MR (CV 1) - D34	D34	32.0	315	296.6	0.003	60	0.9	0.53	0.51	0.15	1.0	0.9
D34-P18	P18	0.0	200	188.2	0.003	18	0.6					
		2.2	200	188.2	0.003	18	0.6					
		32.0	315	296.6	0.003	60	0.9					
		34	315	296.6	0.003	60	0.9	0.57	0.54	0.16	1.0	0.9
MR (VD 3b) - D34	P18	predisposizione futura		315	296.6	0.003	60	0.9				
Linea esistente di scarico	P18-valle	34	80 x 120	0.0	0.001	706	1.0	0.06	0.18	0.22	0.6	0.6



Tabella 38. “Dimensionamento e verifica rete di scarico delle opere di invarianza idraulica verso il ricettore (scenario futuro con portate massime)”

Ramo [nome]	Sez. [ID]	Q _u [l/s]	DN [mm]	DN [mm]	i [-]	Q _r [l/s]	V _r [m/s]	Q _r /Q _r [-]	h/D [-]	h [m]	V/V _r [-]	V [m/s]
MR (VD 6) - D34	D34	8.3	200	188.2	0.003	18	1	0.464	0.475	0.09	1.0	0.6
MR (CV 6a) - D34	D34	4.2	200	188.2	0.003	18	1	0.235	0.325	0.06	0.8	0.5
MR (CV 1) - D34	D34	32.0	315	296.6	0.003	60	1	0.532	0.513	0.15	1.0	0.9
D34-P18	P18	8.3	200	188.2	0.003	18	1					
		4.2	200	188.2	0.003	18	1					
		32.0	315	296.6	0.003	60	1					
		45	315	296.6	0.003	60	1	0.740	0.638	0.19	1.1	1.0
MR (VD 3b) - D34	P18	predisposizione futura	315	296.6	0.003	60	1					
Linea esistente di scarico	P18-valle	45	80 x 120	0.0	0.001	706	1	0.064	0.182	0.22	0.6	0.6



6 MODALITÀ PER LA MANUTENZIONE E PULIZIA DELLE OPERE DI LAMINAZIONE

Tutti gli elementi costituenti il sistema di drenaggio delle acque meteoriche devono garantire un livello minimo prestazionale al di sotto del quale la funzionalità del sistema stessa non sarebbe garantita.

Gronde, pluviali, caditoie, canaline grigliate

Gronde, pluviali, caditoie e canaline grigliate hanno la funzione di captare le acque meteoriche dalle superfici a cui sono asservite per avviarle alla rete di drenaggio.

Livello minimo della prestazione:

Per quel che concerne i requisiti e le prestazioni relative a gronde, pluviali, caditoie e appartenenti alla rete di smaltimento delle acque meteoriche, si dovrà fare riferimento alle prescrizioni tecniche contenute nel capitolato d'appalto.

Gli aspetti principali verso i quali questi elementi devono essere orientati sono la pulizia, la tenuta, la resistenza agli sbalzi termici e la resistenza meccanica.

- *Pulizia:* gronde, pluviali e canaline grigliate devono essere facilmente pulibili per assicurare la funzionalità dell'impianto.
- *Controllo della tenuta:* i dispositivi di tenuta di cui questi elementi sono dotati devono essere idonei ad impedire fughe dei fluidi assicurando così la durata e la funzionalità nel tempo.
- *Resistenza alle temperature e a sbalzi di temperatura:* questi elementi devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture se sottoposti all'azione di temperature elevate o a sbalzi termici.
- *Resistenza meccanica:* gli elementi di captazione devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni in modo da garantire la funzionalità dell'impianto.

Anomalie riscontrabili:

- *Difetti ai raccordi o alle connessioni:* perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconnessioni delle giunzioni
- *Difetti delle griglie:* rottura delle griglie di copertura delle caditoie o canaline grigliate o difettosità, incrinature, non corretta posa
- *Erosione:* erosione del suolo nell'intorno degli elementi che è solitamente causata una posa non corretta degli stessi
- *Intasamento:* incrostazioni o otturazioni degli elementi di captazione dovuti ad accumuli di materiale di risulta quali fogliame, vegetazione ecc.
- *Odori sgradevoli:* setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas pericolosi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.



Condotte, tubazioni e collettori

I collettori sono tubazioni o condotte di altro genere, normalmente interrati, funzionanti essenzialmente a gravità, che hanno la funzione di convogliare le acque meteoriche provenienti da più superfici.

Livello minimo della prestazione:

Per quel che concerne i requisiti e le prestazioni relative ai collettori di scarico appartenenti alla rete di smaltimento delle acque meteoriche, si dovrà fare riferimento alle prescrizioni tecniche contenute nel capitolato d'appalto.

Controllo della tenuta: i collettori devono essere idonei ad impedire fughe dei fluidi assicurando così la durata e la funzionalità nel tempo.

Resistenza alle temperature e a sbalzi di temperatura: i collettori devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture se sottoposti all'azione di temperature elevate o a sbalzi termici.

Resistenza meccanica: i collettori devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni in modo da garantire la funzionalità dell'impianto.

Anomalie riscontrabili:

- *Difetti ai raccordi o alle connessioni:* perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconnessioni delle giunzioni.
- *Erosione:* erosione del suolo all'esterno dei tubi che è solitamente causata da perdite delle tubazioni.
- *Incrostazioni:* accumulo di depositi sulle pareti dei condotti.
- *Intasamento:* depositi di sedimenti e/o detriti nel sistema che formano ostruzioni diminuendo la capacità di trasporto dei condotti.
- *Odori sgradevoli:* setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas pericolosi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.
- *Penetrazione di radici:* penetrazione all'interno dei condotti di radici vegetali che provocano intasamento del sistema e apertura dei giunti.
- *Sedimentazione:* accumulo di depositi minerali sul fondo dei condotti che può causare l'ostruzione delle condotte.

Pozzetti e camerette

I pozzetti e le camerette hanno la funzione di permettere l'ispezione e l'accesso alla rete di smaltimento delle acque meteoriche.

Livello minimo della prestazione:

Per quel che concerne i requisiti e le prestazioni relative ai pozzetti ed alle camerette appartenenti alla rete di smaltimento delle acque meteoriche, si dovrà fare riferimento alle prescrizioni tecniche contenute nel capitolato d'appalto.

Controllare la funzionalità dei pozzetti, delle camerette ed eliminare eventuali depositi e detriti di foglie ed altre ostruzioni che possono compromettere il corretto deflusso delle acque meteoriche.

- *Pulizia:* i chiusini ed i relativi dispositivi di tenuta devono essere pulibili per assicurare l'accessibilità a pozzetti e camerette.
- *Controllo della tenuta:* pozzetti e camerette ed i relativi dispositivi di tenuta devono essere idonei ad impedire fughe dei fluidi assicurando così la durata e la funzionalità nel tempo.



- *Resistenza meccanica:* pozzetti e camerette ed i relativi chiusini devono essere in grado di contrastare in modo efficace il prodursi di deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni in modo da garantire la funzionalità dell'impianto.

Anomalie riscontrabili:

- *Difetti ai raccordi o alle connessioni:* perdite del fluido in prossimità di raccordi dovute a errori o sconnessioni delle giunzioni
- *Difetti dei chiusini:* rottura delle piastre di copertura dei pozzetti o chiusini difettosi, chiusini rotti, incrinati, mal posati o sporgenti
- *Erosione:* erosione del suolo all'esterno dei pozzetti che è solitamente causata da perdite delle giunzioni
- *Intasamento:* incrostazioni o otturazioni dei pozzetti dovute ad accumuli di materiale di risulta quali sedimenti, fogliame, vegetazione ecc.
- *Odori sgradevoli:* setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas pericolosi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

Strutture di accumulo e laminazione delle acque

Queste strutture hanno la funzione di accumulare le acque durante un evento meteorico e permetterne lo scarico in un tempo prolungato con portate limitate verso la rete fognaria comunale. Le vasche disperdenti VD6 e VD3a invece disperdono l'acqua accumulata direttamente nel suolo.

Livello minimo della prestazione:

Per quel che concerne i requisiti e le prestazioni relative alle strutture di accumulo e laminazione si dovrà fare riferimento alle prescrizioni tecniche contenute in capitolato d'appalto.

Gli aspetti principali verso i quali queste strutture devono essere orientate sono l'*accessibilità*, la pulizia e la *resistenza meccanica*.

- *Accessibilità:* le strutture di accumulo e laminazione devono essere facilmente accessibili per assicurare un'adeguata ispezionabilità e manutenibilità.
- *Pulizia:* questi sistemi devono essere facilmente pulibili per assicurare la funzionalità dell'impianto.
- *Resistenza meccanica:* le strutture di laminazione devono essere in grado di sopportare senza cedimenti i carichi soprastanti evitando deformazioni o rotture sotto l'azione di determinate sollecitazioni.

Anomalie riscontrabili:

- *Intasamento:* incrostazioni o otturazioni degli elementi di accumulo e/o del rivestimento in tessuto non tessuto dovuti a sedimentazione di materiale di risulta quali sabbie, fogliame, vegetazione, ecc.
- *Odori sgradevoli:* setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas pericolosi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.



Manufatti di regolazione e limitazione delle portate uscenti dalle vasche

Questi elementi sono di fondamentale importanza per il corretto funzionamento del sistema di drenaggio delle acque meteoriche ed il rispetto della legge sull'invarianza idrologica e idraulica (R.R. n°7 2017 e s.m.i.) poiché ne rappresentano a tutti gli effetti l'organo di regolazione. È dunque di primaria importanza che i dispositivi di regolazione delle portate siano sempre in buono stato di funzionamento e che le luci delle paratoie siano regolate correttamente.

Livello minimo della prestazione:

Per quel che concerne i requisiti e le prestazioni relative ai dispositivi di controllo delle portate si dovrà fare riferimento alle prescrizioni tecniche contenute nel capitolato d'appalto.

Gli aspetti principali verso i quali questi elementi devono essere orientati sono il rispetto della portata massima scaricabile e la pulizia.

1. *Rispetto della portata massima scaricabile:* i dispositivi per il controllo della portata sono progettati per permettere il passaggio di una portata massima che non deve essere superata ma che al contempo deve essere il più possibile garantita in qualsiasi condizione.
2. *Pulizia:* i dispositivi di controllo della portata devono essere facilmente pulibili e inoltre devono essere progettati per evitarne l'intasamento in modo da assicurare la funzionalità dell'impianto.

Anomalie riscontrabili:

- *Intasamento:* incrostazioni o otturazioni degli elementi di regolazione dovuti ad accumuli di materiale di risulta quali fogliame, vegetazione ecc.
- *Odori sgradevoli:* setticità delle acque di scarico che può produrre odori sgradevoli accompagnati da gas pericolosi e aggressioni chimiche rischiose per la salute delle persone.

Manutenzioni a cura di personale specializzato:

Le operazioni ordinarie consistono essenzialmente nella pulizia delle varie parti del sistema mediante asportazione dei fanghi di deposito e lavaggio con acqua a pressione.

Per quanto riguarda le vasche disperdenti realizzate in moduli plastici drenanti: il lavaggio dovrà essere eseguito tramite i pozzetti di ispezione disponibili che permettono l'introduzione di strumenti di ispezione e lavaggio (lance).

Analogo sistema tramite l'uso di getti in pressione viene applicato per la pulizia dei collettori di grandi dimensioni (scatolari 3,00m x 1,50m).



Sistema di controlli e interventi previsti dal programma di manutenzione

Controlli previsti:

Andranno verificate le seguenti prestazioni e requisiti: pulizia, accessibilità, controllo della tenuta, assenza di intasamenti, assenza di emissioni di odori sgradevoli, resistenza termica e meccanica.

Frequenza minima dei controlli e degli interventi di manutenzione:

Frequenza

Gronde, pluviali, caditoie e canaline grigliate

Controllo visivo Dopo ogni evento meteorico

Pulizia elementi Ogni 12 mesi

Condotte, tubazioni e collettori

Controllo visivo Ogni 12 mesi

Pulizia elementi Ogni 12 mesi

Pozzetti e camerette

Controllo visivo Ogni 12 mesi

Pulizia elementi Ogni 24 mesi

Strutture di accumulo e laminazione

Controllo visivo Ogni 6 mesi*

*Si raccomanda l'ispezione dei manufatti dopo ogni evento di pioggia significativo

Pulizia elementi Ogni 12 mesi

Manufatti di regolazione e limitazione delle portate uscenti dalle vasche

Controllo visivo Dopo ogni evento meteorico significativo

Pulizia elementi Ogni 12 mesi