



Comune di Vimodrone



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

MISSIONE: 5- COMPONENTE: 2 - "Tutela del territorio e della risorsa idrica" INVESTIMENTO: 2.1

Commessa:

S2301

Committente:

COMUNE DI VIMODRONE

VIA CESARE BATTISTI, 56 - 20055 VIMODRONE (MI)

Titolo:

PROGETTO DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA RELATIVO AI LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE INGRESSO SUD CIMITERO CAPOLUOGO E REALIZZAZIONE PARCHEGGIO E TRATTO DI PERCORSO CICLOPEDONALE - VIA PADANA SUPERIORE

Fase: PROGETTO INVARIANZA

Ambito: FOGNATURE

Progettista:

ing. Stefania Maria Grazia Giambruno

Rev.	Data	Descrizione
0	Giugno 2023	Prima emissione

PI	<u>Documento</u> Relazione di invarianza idraulica	<u>Elaborato</u> A01	<u>Revisione</u> 0	
		<u>Scala</u>	<u>Nome file</u>	
dott. ing. Stefania Maria Grazia Giambruno Via Marconi, 7 - 20861 Brugherio (MB) Tel. 02 25 00 872 - Cell. 340 6958815 e-mail stefania.giambruno@tiscali.it		Redatto	Verificato	Approvato
		ing. S. Giambruno	ing. S. Giambruno	ing. S. Giambruno
INFORMAZIONI STRETTAMENTE RISERVATE DA NON UTILIZZARE PER SCOPI DIVERSI DA QUELLI PER CUI SONO STATE FORNITE				

INDICE

1 -	Premesse e scelte progettuali	2
2 -	Criteri e scelte progettuali	3
3 -	Opere previste in progetto.....	5
4 -	Calcolo delle portate di pioggia	6
4.1 -	Descrizione del modello idraulico utilizzato	6
4.2 -	Curva di possibilità pluviometrica	9
4.3 -	Ietogramma di progetto	13
4.4 -	Modellazione di elementi puntuali (soglie di sfioro, paratoie etc.)	14
4.5 -	Scabrezze	17
4.6 -	Stima delle perdite idrologiche	17
4.7 -	Generazione delle portate di piena.....	18
5 -	Dimensionamento dei condotti per le acque bianche.....	19
6 -	Dimensionamento disoleatore.....	20
7 -	Dimensionamento delle trincee drenanti	21
8 -	Rispetto del requisito minimo (art.12 R.R. 7/2017)	26

RELAZIONE TECNICA

1 - Premesse e scelte progettuali

Il presente progetto ha lo scopo di dimensionare le reti per le acque bianche e il relativo sistema di smaltimento nel sottosuolo al servizio dei lavori di riqualificazione ingresso sud cimitero e realizzazione parcheggio e tratto di percorso ciclopeditonale in via Padana Superiore, in Comune di Vimodrone (MI), applicando i principi di invarianza idraulica e idrologica contenuti nel Regolamento Regionale n.7 del 23 Novembre 2017 così come modificato dal R.R. n.8 del 19 Aprile 2019, di seguito R.R. n.7/2017.

La progettazione è stata redatta tenendo conto delle indicazioni contenute:

- Regolamento Regionale n. 7/2017;
- nella “*SCHEDA TECNICA FOGNATURE*” del Dipartimento provinciale dell'ARPA di Melegnano, tratta dal D. Lgs. 152/99,
- nella Legge Regionale n.62/85,
- nel Regolamento locale di igiene,
- nel Piano Regionale di Risanamento delle Acque (P.R.R.A.) della Regione Lombardia,
- nel Programma di Tutela e Uso delle Acque (P.T.U.A.)
- nel Regolamento Regionale in data 24/03/2006.

Il Comune di Vimodrone, in cui è sito l'intervento, ricade all'interno dell'area A ad alta criticità idraulica come riportato nella Allegato C del R.R. n.7.

In accordo con l'art. 5 del R.R. n.7 il controllo e la gestione delle acque pluviali del sito saranno effettuati mediante infiltrazione nel suolo.

I dati relativi alle superfici impermeabili e ai coefficienti d'afflusso nello stato di progetto sono riportati nella tabella sottostante. Le aree considerate, oltre a quelle di cui si prevede una nuova pavimentazione impermeabile, includono anche i camminamenti in asfalto esistenti ma privi di sistemi di raccolta.

	Area	ϕ	A*fi
	ha	-	ha
Tetti	0	1	0
Strade e piazzali	0.136	1	0.136
Verde drenato	0	0.3	0
Verde NON drenato	0	0	0
tot	0.136	1.0	0.136

In relazione all'effetto potenziale dell'intervento e alla criticità dell'ambito territoriale (rif. Art. 9 del R.R. n.7), l'intervento ricade nella classe di intervento "2 impermeabilizzazione potenziale media" essendo caratterizzato da:

- superficie pari a 0.136 ha;
- coefficiente deflusso medio ponderale pari a 1.0.

per tale motivo la modalità di calcolo da adottare sarebbe il metodo delle sole piogge ma si preferisce procedere comunque con la procedura dettagliata per un risultato più accurato.

2 - Criteri e scelte progettuali

Di seguito si riportano i criteri e le scelte progettuali.

- I criteri e le scelte progettuali del presente progetto rispettano le prescrizioni contenute nella normativa di settore, con particolare riguardo al R.R. 7/2017 di invarianza idrologica e idraulica. Considerato che, come specificato dall'UTC, le opere previste nel presente progetto rimarranno a carico del Comune, sono state seguite solo parzialmente le ulteriori prescrizioni contenute nella "Check list di asseverazione dei contenuti del progetto esecutivo" di CAP Holding. In particolare, non è stata seguita la prescrizione tecnica che indica che il diametro minimo delle tubazioni delle reti fognarie bianche deve essere pari a 400 mm, per non incrementare i costi complessivi e per facilitare e velocizzare la realizzazione dell'opera.
- Dall'analisi delle prove di permeabilità e dalla stratigrafica contenute nella relazione geologica allegata al presente progetto è necessario attestare il fondo della trincea ad una profondità di 3.7 m dal piano campagna per arrivare allo strato caratterizzato da sabbia con ghiaia e beneficiare quindi di una discreta permeabilità (assunta a favore di sicurezza pari al minimo dei valori ottenuti dalle due prove effettuate a 5 dal p.c., pari a $8.85 \cdot 10^{-5}$ m/s).
- La fitta presenza di sottoservizi che caratterizza l'area impedisce la realizzazione di sistemi di dispersione a est della chiesetta. La trincea drenante sarà quindi posizionata al di sotto della pista ciclabile a ovest del parcheggio e riceverà le acque bianche raccolte dalla nuova dorsale che partirà dall'angolo sud-est del cimitero, attraverserà il sagrato della chiesetta per poi continuare in direzione est-ovest fino ad arrivare all'opera di dispersione. Si sottolinea che il terreno che verrà scavato in corrispondenza del sagrato è stato

già rimaneggiato in passato per la posa del grosso e profondo collettore di CAP Holding che passa poco distante dalle opere in progetto, per cui si presume non necessaria la redazione di una relazione archeologica preventiva.

- Nelle tavole allegate sono riportati i sottoservizi presenti nella zona ricavati dai sopralluoghi, dal GIS di CAP Holding, dal PUGSS del Comune e dalla segnalazione dell'UTC. Si segnala la presenza di un grosso collettore Ø80 cm in c.a. contenuto nel GIS di CAP Holding che parte dalla cameretta 680 e si interrompe dopo circa 23 m. Non si presumono interferenze visto che il condotto esistente è molto superficiale; tuttavia, prima dell'inizio dei lavori, si consiglia di effettuare degli scavi di saggio e/o videoispezioni per individuare se il condotto prosegue e nel caso interferisse con le opere in progetto prevedere l'eventuale risoluzione.
- Dai sopralluoghi effettuati è emersa l'inadeguatezza del sistema di smaltimento delle acque meteoriche della carreggiata di via Padana Superiore, in corrispondenza del cimitero e fino all'incrocio con via della Repubblica. Infatti, le acque meteoriche decadenti sulla semicarreggiata settentrionale sono raccolte dalle uniche due caditoie presenti davanti al cimitero, a est della chiesetta. In corrispondenza di queste caditoie si formano ristagni d'acqua che perdurano anche oltre la fine degli eventi meteorici, confermando l'insufficienza idraulica del sistema di drenaggio.



La riqualificazione dell'ingresso sud del cimitero prevede la realizzazione di un marciapiede, rendendo necessaria la realizzazione di due caditoie a bocca di lupo collegate alle due caditoie esistenti per permettere, a lavori conclusi, la raccolta delle acque della semicarreggiata settentrionale. Gli allagamenti che oggi avvengono sulla banchina, una volta realizzate le opere di riqualificazione, andranno quindi ad interessare la carreggiata, creando problemi alla circolazione. Si evidenzia che tale problematica si potrebbe risolvere realizzando una serie di caditoie a bocca di lupo, lungo tutto il tratto, collegate ad un

sistema di dispersione dedicato. Tale intervento, fortemente consigliato e non soggetto alla normativa di invarianza, non è stato previsto nel presente progetto perchè esula dalle sue effettive finalità.

3 - Opere previste in progetto

Le opere in progetto prevedono i seguenti interventi:

a) Rete acque meteoriche

I condotti per le acque bianche saranno costituiti da tubazioni in PVC SN8, di diametri variabili da 200 mm a 400 mm.

I condotti saranno corredati da griglie e caditoie stradali (di tipo passante per tubazioni con diametro inferiore o uguale a 315 mm) per una corretta raccolta delle acque meteoriche.

La pendenza assegnata ai condotti (5‰) è stata scelta per mediare tra le opposte esigenze di ridurre i diametri necessari al convogliamento delle portate di pioggia e limitare le profondità di posa in modo da ridurre gli scavi per la realizzazione dei condotti.

Le tubazioni saranno posate con sottofondo e rinfilco completo in sabbia e saranno intervallate da camerette di ispezione in cls. prefabbricato o gettato in opera, poste ad ogni incrocio, curva e, mediamente, ogni 15-30 m e provviste di chiusini in ghisa sferoidale o da caditoie stradali di tipo centrale.

La dorsale sarà dotata nella parte finale di un pozzetto scolmatore che convoglierà le acque di prima pioggia provenienti dalle aree in progetto ad un disoleatore che garantirà un'elevata qualità dell'acqua avviata a dispersione prima di raggiungere la trincea drenante, mentre l'eccedenza sarà inviata direttamente a dispersione verso la trincea. A valle del disoleatore sarà collocato un pozzetto di campionamento a fondo ribassato di 50 cm e di dimensioni 100x100 cm in cls prefabbricato provvisto anch'esso di chiusino in ghisa sferoidale a norma UNI EN 124

Il recapito finale dei tratti di rete bianca sarà una trincea drenante.

b) Trincea drenante

La trincea drenante garantirà la dispersione delle acque nel sottosuolo e sarà costituita da tubazioni forate Ø60 cm in HDPE corrugato SN8 posate in uno strato di ghiaia (pezzatura 15/30 – porosità 0.35) avente sezione 2.5 m di larghezza e 1.5 m di altezza completamente circondato da uno strato di tessuto non tessuto che ne impedisca la commistione col terreno circostante.

In relazione alla stratigrafia del suolo evidenziata dai sondaggi effettuati, lo strato drenante di pietrisco avrà una quota di fondo pari a -3.7 m dal p.c. in modo che la trincea sia a contatto con lo strato di terreno costituito da sabbie e ghiaie grossolane con discrete caratteristiche di permeabilità ($K = 8.85 \cdot 10^{-5}$ m/s, valore minimo ottenuto dalle prove di permeabilità effettuate a 5 m dal p.c.);

c) Il progetto prevede inoltre:

- spostamento della caditoia in corrispondenza del pozzetto 669 della rete fognaria CAP;
- aggiunta di due caditoie a bocca di lupo nel tratto di realizzazione del nuovo marciapiede.

Il riempimento degli scavi verrà effettuato con materiale arido riciclato stabilizzato per tutti i tratti tranne quelli della trincea drenante che verrà effettuato utilizzando il terreno scavato.

Le tavole grafiche allegate al presente progetto illustrano in dettaglio la localizzazione e le caratteristiche tecnico-costruttive di tutte le opere previste.

A lavori conclusi, il direttore lavori compilerà il modulo all'allegato D del R.R. utilizzando esclusivamente l'applicativo INVID.

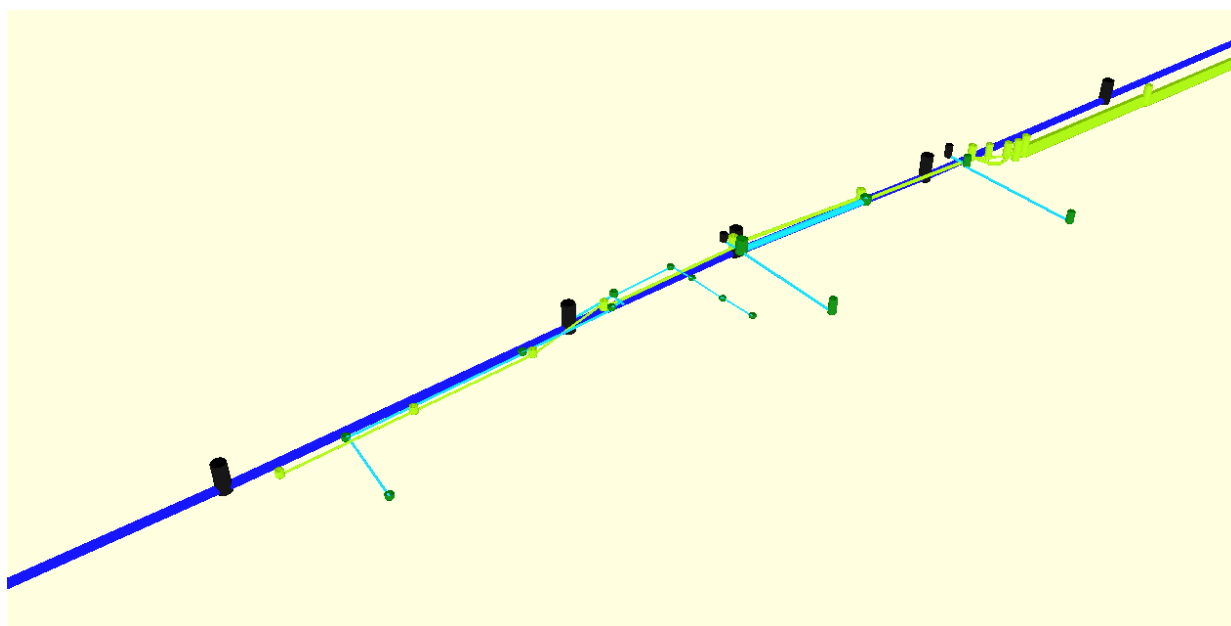
4 - Calcolo delle portate di pioggia

4.1 - Descrizione del modello idraulico utilizzato

Il software di analisi idraulica tramite modellazione matematica utilizzato nella presente progettazione è quello denominato *Infoworks*, prodotto e commercializzato dalla Società inglese Wallingford Software Ltd., che si colloca nel novero dei più avanzati strumenti informatici attualmente disponibili nel settore dei sistemi di drenaggio. Tale software costituisce un raffinato e completo strumento per la ricostruzione delle portate e delle onde di piena che si generano e quindi per la verifica ed il dimensionamento delle reti di drenaggio, che permette di analizzare in modo approfondito sistemi comunque complessi, utilizzando algoritmi di calcolo molto sofisticati, basati su ipotesi idrauliche verificate sia a livello teorico in sedi universitarie, sia in numerose applicazioni pratiche in tutto il mondo.

Inoltre, in aggiunta alle funzionalità ingegneristiche proprie dei programmi di calcolo, *Infoworks* comprende al proprio interno funzioni GIS, offrendo così al progettista un'interfaccia grafica molto efficace.

Una volta costruito il modello della rete sulla base dei dati di rilievo eseguiti in campo, è infatti possibile esaminare la planimetria dell'intero sistema di drenaggio, ricavando in modo istantaneo le caratteristiche delle tubazioni quali materiale, tipo di sezione, lunghezza, pendenza e capacità di smaltimento.



Rappresentazione tridimensionale del modello della rete costruito per il progetto.

In modo analogo, dopo aver effettuato una simulazione di funzionamento idraulico della rete di drenaggio, sollecitando la stessa con una pioggia sintetica creata a computer (ad esempio con l'evento $T = 50$ anni) o con una pioggia reale registrata da un pluviografo di monitoraggio idrologico, l'interfaccia grafica di Infoworks consente l'immediata individuazione delle zone del sistema di drenaggio che risultano inadeguate allo smaltimento delle piene e delle aree che, in conseguenza, sono soggette al rischio concreto di allagamento.

Sempre relativamente alle simulazioni di funzionamento idraulico, il programma permette di visualizzare, istante per istante dell'evento, i profili longitudinali delle tubazioni, indicando il valore delle portate transitanti e livelli idrici che si instaurano al loro interno; tale funzionalità risulta di notevole importanza, in quanto consente al progettista di comprendere, ad esempio, se le esondazioni che si verificano in un tratto della rete sono dovute all'insufficienza dello stesso tratto o al rigurgito causato dall'insufficienza dei tronchi di valle.

In pratica, quindi, con il supporto di Infoworks è possibile visualizzare ogni aspetto del fenomeno idraulico, esaminandolo sia da un punto di vista matematico che da un punto di vista essenzialmente pratico e gestionale.

In aggiunta, il programma permette la stampa e l'esportazione in diversi formati del proprio database e di tutte le planimetrie ed i profili della rete fognaria creati al suo interno.

Dal punto di vista modellistico, infine, si sottolinea che Infoworks appartiene alla categoria dei modelli di simulazione cosiddetti "distribuiti" e "fisicamente basati", ossia utilizza procedure che descrivono con fedeltà la realtà fisica dei fenomeni idraulici allo studio, anziché schematizzare i fenomeni stessi secondo procedure semplificate, "a scatola chiusa".

- **schematizzazione della rete di drenaggio e costruzione del modello matematico**

Infoworks, così come tutti i più diffusi programmi di simulazione idraulica, descrive il fenomeno idraulico di trasformazione da afflussi meteorici a deflussi nella rete, fornendo la portata attesa alla sezione di chiusura del bacino fognario considerato.

Il processo comprende le seguenti tre fasi distinte:

- depurazione delle piogge dalle perdite idrologiche
(pioggia lorda -> pioggia netta);
- trasformazione della pioggia netta in deflusso in rete;
- propagazione delle portate in rete.

Nel concreto utilizzo del programma di modellazione e con riferimento alle suddette tre fasi, si sono seguiti i seguenti criteri operativi:

a) depurazione delle piogge dalle perdite idrogeologiche:

la trasformazione da piogge lorde a piogge nette può essere effettuata con diversi modelli, a seconda della tipologia del bacino e del grado di conoscenza dei parametri che influenzano tale fenomeno.

In questa sede si è optato per l'utilizzo del metodo "percentuale" che risulta adatto a bacini scolanti di tipo prettamente urbano.

b) trasformazione della pioggia netta in deflusso in rete:

le superfici contribuenti vengono tipicamente divise dal programma in "impermeabili" (costituite da strade, piazzali e coperture degli edifici) e "permeabili" (aree a verde) e schematizzate come "due doppi serbatoi lineari in cascata", ai quali è possibile assegnare differenti costanti di invaso e coefficienti di afflusso.

Il deflusso superficiale può essere calcolato dal programma in quattro diversi modi, che differiscono tra loro per le procedure di definizione delle costanti di invaso, permettendo all'operatore di scegliere, di volta in volta, il metodo più idoneo.

Il metodo che si è utilizzato è la così detta "Wallingford procedure", consigliato per bacini di tipo urbano;

c) propagazione delle portate in rete:

il programma utilizza la schematizzazione dinamica delle equazioni differenziali di De Saint Venant che, richiedendo le condizioni al contorno sia a monte che a valle, permette, tra l'altro, di considerare anche gli "effetti di rigurgito".

Il moto in pressione viene calcolato con le stesse equazioni, mediante l'utilizzo della "Slot di Preissman", che consente la valutazione del moto riutilizzando le equazioni di moto a pelo libero.

La costruzione del modello matematico della rete di drenaggio ha previsto le seguenti fasi operative:

1 – Inserimento nel modello delle informazioni relative ai pozzetti ed ai condotti in progetto

Sulla base del rilievo topografico delle aree interessate dalle nuove opere in progetto, si è provveduto ad inserire le stesse nel modello matematico, secondo lo schema idraulico previsto.

2 – Inserimento nel modello delle informazioni relative ai bacini scolanti

Le aree scolanti vengono suddivise automaticamente dal software in base ai nodi, ai bacini scolanti inseriti, ed alle tipologie di aree definite.

4.2 - Curva di possibilità pluviometrica

Le curve di possibilità pluviometrica (c.p.p.) esprimono la relazione che intercorre tra l'altezza di pioggia e la corrispondente durata, sono state ricavate dal Sistema Informativo Idrologico di ARPA Lombardia, tramite il quale è possibile determinare per tutto il territorio regionale i parametri della curva di riferimento per la zona.

La tecnica idrologica abituale fornisce per le curve di possibilità climatica l'espressione di tipo monomio:

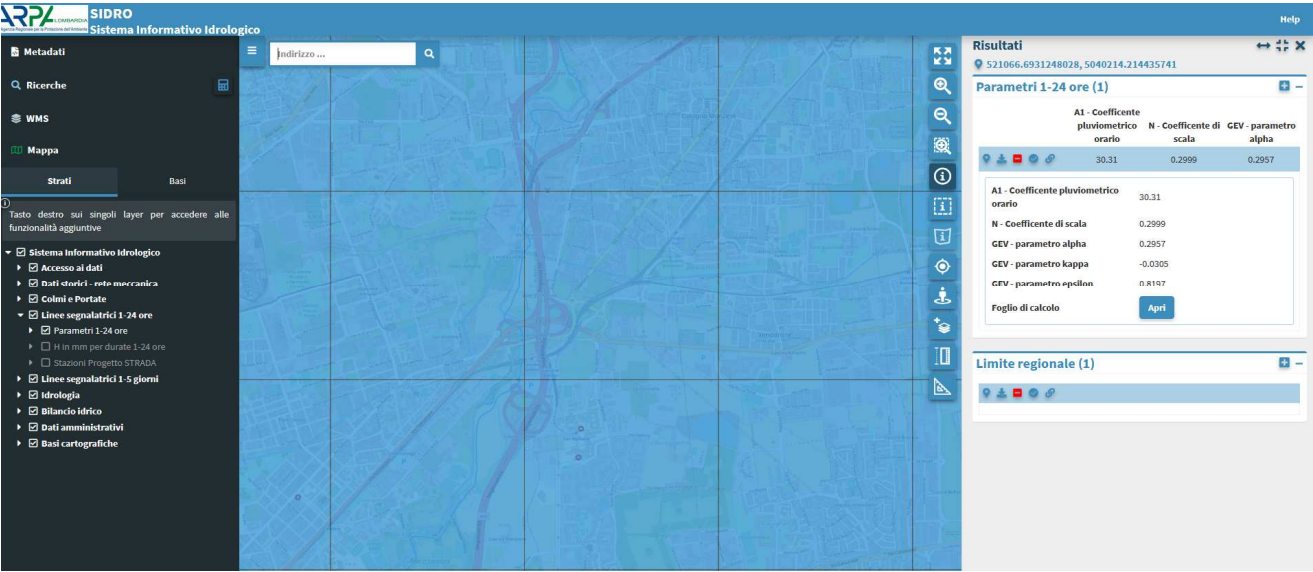
$$h = at^n$$

dove:

h = altezza di pioggia espressa in mm.

t = durata della pioggia espressa in ore

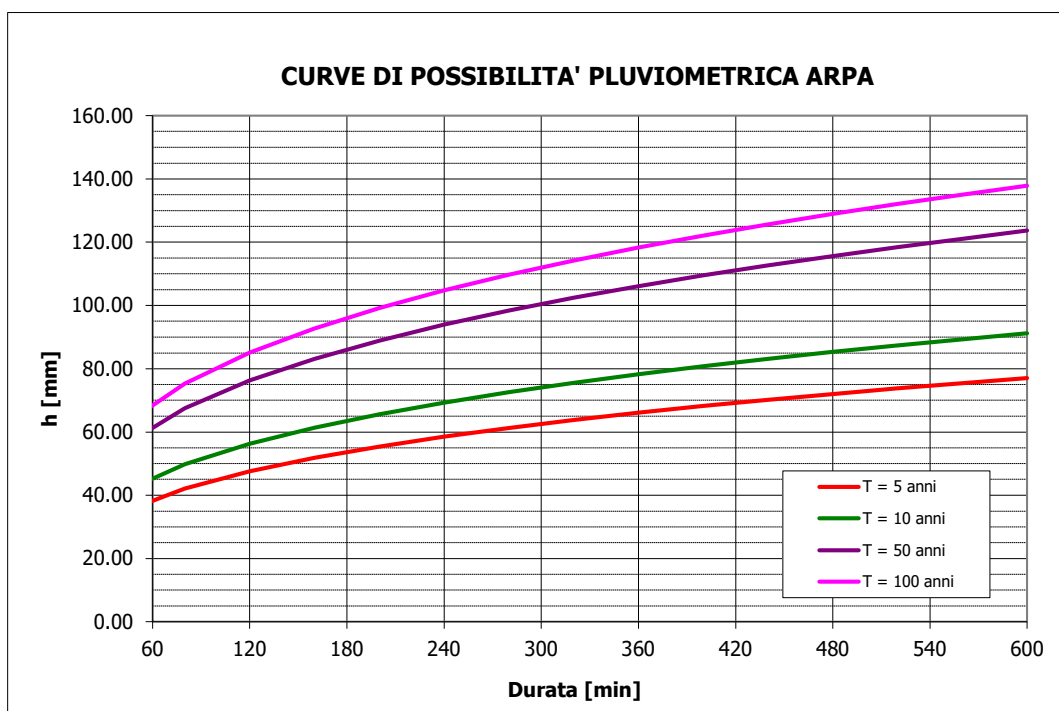
a, n = sono parametri che dipendono dal tempo di ritorno dell'evento T



PARAMETRI ED EQUAZIONI							
A1 - Coefficiente pluviometrico orario	30.310	$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$					
N - Coefficiente di scala	0.2999						
GEV - parametro alpha	0.2957						
GEV - parametro kappa	-0.0305						
GEV - parametro epsilon	0.8197						
		$h_T(D) = a_1 w_T D^n$					
T	2	5	10	20	50	100	200
wT	0.93	1.27	1.51	1.74	2.04	2.28	2.52
aT	28.15	38.60	45.72	52.71	61.98	69.11	76.36

anni	5	10	50	100
a	38.601	45.723	61.983	69.107
n	0.300	0.300	0.300	0.300

Le curve ottenute sono riportate nella seguente figura:



Le curve dell'ARPA si riferiscono a piogge intense con durate superiori all'ora; di conseguenza, in presenza di reti fognarie caratterizzate da un tempo di corrivazione sensibilmente inferiore a un'ora come la rete in oggetto, l'applicazione di queste CPP comporterebbe una sovrastima significativa dell'intensità di pioggia e quindi una sovrastima dei valori di picco e dei volumi di pioggia convogliati in rete.

Partendo quindi dalle curve come calcolate nel paragrafo precedente, come indicato dal Prof C. Ciaponi (Dipartimento di ingegneria Idraulica e Ambientale Università degli Studi di Pavia) in 'Conoscenza ed affidabilità dei sistemi fognari', si prevede di adottare la formulazione di Bell, che considera il fatto che relativamente agli scrosci, il rapporto r_d tra le altezze h_d di durata d molto breve e l'altezza oraria h_1 sono relativamente poco dipendenti dalla località e dal tempo di ritorno.

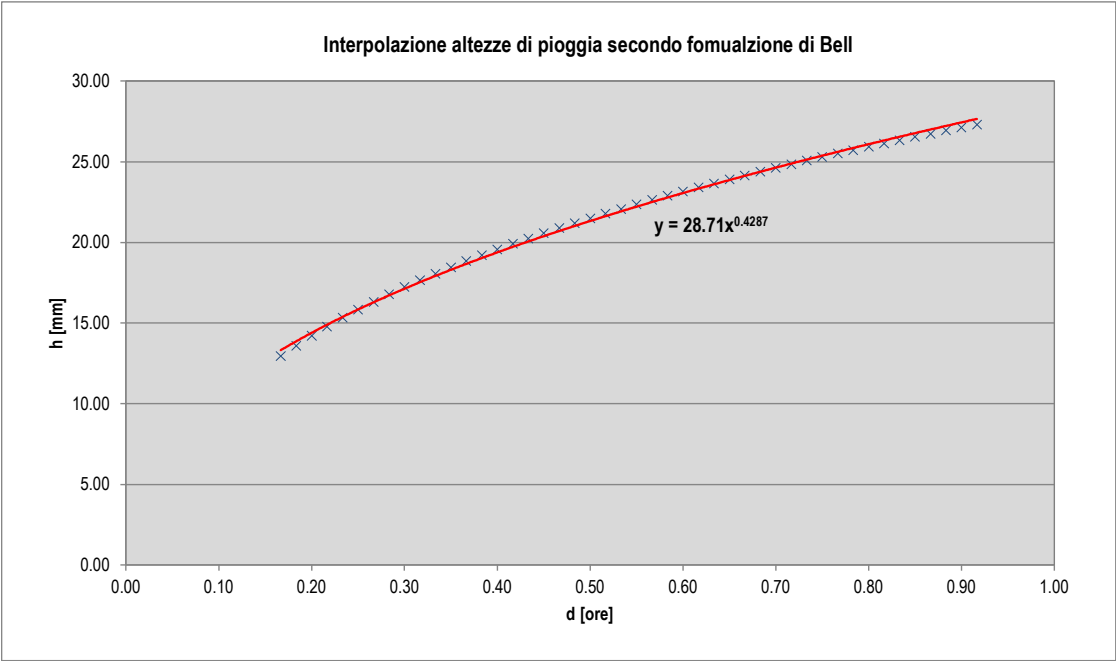
La procedura fornisce l'altezza di precipitazione tramite la seguente formulazione:

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5$$

dove $h_{d,T}$ è l'altezza di pioggia relativa al tempo di ritorno T-esimo di durata d inferiore all'ora, mentre $h_{60,T}$ è l'analoga altezza di pioggia associata ad una durata di un'ora.

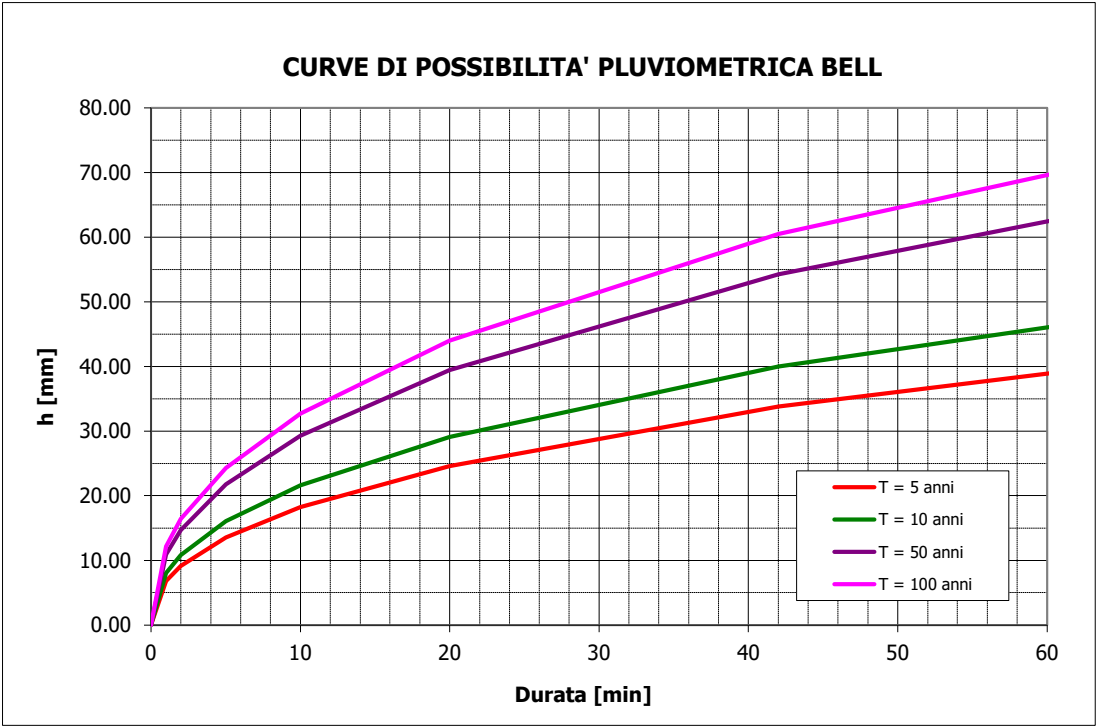
Per ciascuna durata inferiore all'ora, quindi, si ricava un'altezza di pioggia specifica attraverso la formulazione sopra esposta. Per interpolazione in potenza (tipo $Y = a X^n$) delle suddette altezze, si ricavano pertanto i due parametri a ed n della curva che rappresenta di fatto la CPP relativa allo scroscio inferiore all'ora di un determinato

tempo di ritorno.



anni	5	10	50	100
a	39.371	46.635	63.219	70.486
n	0.429	0.429	0.429	0.429

Le curve ottenute sono riportate nella seguente figura:



I calcoli di stima delle massime portate di piena, di tracciamento dei profili idraulici e di dimensionamento opere sono stati effettuati considerando i seguenti tempi di ritorno:

- $T = 50$ anni per il dimensionamento del reticolo di drenaggio e della trincea drenante;
- $T = 100$ anni per la verifica dei franchi di sicurezza delle opere sopra dimensionate.

4.3 - Ietogramma di progetto

La generazione dell'idrogramma di piena su cui effettuare i dimensionamenti delle nuove opere presuppone, nota la curva di possibilità pluviometrica e fissato un tempo di ritorno di progetto, la ricostruzione di uno ietogramma di progetto dalla cui convoluzione con l'idrogramma unitario di piena relativo al bacino scolante in oggetto, si ottiene l'onda di piena col desiderato tempo di ritorno.

Per il dimensionamento delle sezioni dei condotti si è scelto di utilizzare uno ietogramma di tipo "Chicago".

I parametri che lo contraddistinguono sono il tempo di base θ , ossia la durata complessiva dell'evento, ed il tempo t_r a cui si ha il picco di massima intensità.

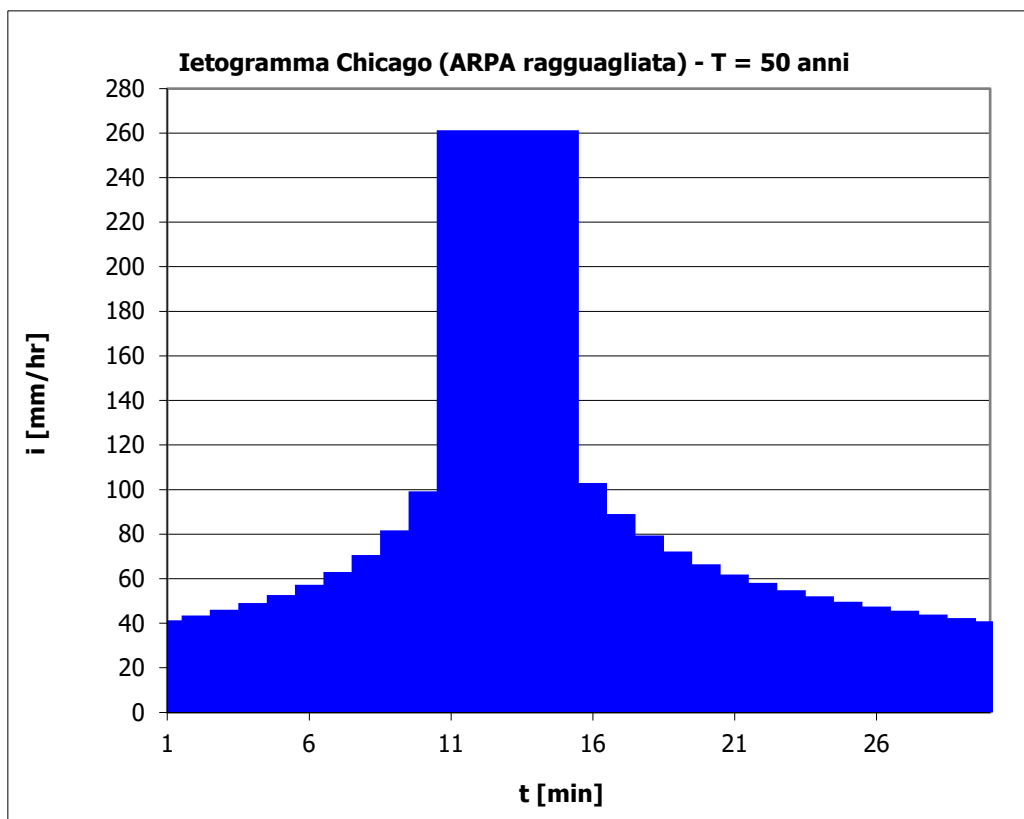
Questo ietogramma ha la caratteristica, per il modo in cui è costruito, di contenere le piogge critiche per tutte le durate di pioggia inferiori al tempo di base; perciò, lo stesso ietogramma può essere utilizzato, nel dimensionamento di una rete di fognatura, per determinare la massima portata relativa ad ogni sottobacino a patto che si scelga un tempo di base superiore al tempo di corrivazione stimato del bacino.

Inoltre, lo ietogramma Chicago risulta essere poco sensibile alla variazione del tempo di base; infatti, la parte centrale dello ietogramma rimane costante, mentre al crescere della durata di pioggia complessiva si aggiungono due "ali" all'inizio ed alla fine dell'evento.

Il tempo di corrivazione dei bacini in oggetto è stimabile in circa 15 min; pertanto, il tempo di base dello ietogramma Chicago adottato per i calcoli idraulici è stato scelto pari a 30 min.

Per quel che riguarda il tempo di picco t_r , non avendo indicazioni più precise sulla distribuzione delle intensità di pioggia di brevissima durata, è stato scelto pari a 12 min imponendo, come consigliato dalla letteratura tecnica, $t_r/\theta = 0.4$.

Di seguito è riportato l'istogramma rappresentativo dello ietogramma Chicago adottato con intervallo di integrazione pari a 1 minuto.



Oltre allo ietogramma Chicago appena descritto sono stati considerati anche ietogrammi di tipo costante per simulare eventi di lunga durata e bassa intensità; tali eventi non sono certamente significativi dal punto di vista delle portate generate in rete, ma possono esserlo dal punto di vista dei volumi da invasare e/o disperdere.

In certi casi, pertanto, soprattutto quando i valori di permeabilità sono bassi e quindi si hanno ridotte portate infiltrate, gli eventi di lunga durata possono risultare quelli critici per i sistemi di accumulo e dispersione e pertanto vanno sempre verificati.

4.4 - Modellazione di elementi puntuali (soglie di sfioro, paratoie etc.)

Per quanto concerne elementi particolari spesso presenti nelle reti fognarie quali soglie di sfioro, paratoie, leaping weir etc. infoworks utilizza le classiche leggi idrauliche che vengono qui di seguito riportate:

- Soglia di sfioro a larga soglia

La legge di efflusso dipende dalle condizioni al contorno di valle:

nel caso la quota dell'acqua a valle della soglia sia inferiore a quella della soglia stessa, il deflusso è indipendente dalle condizioni di valle e, pertanto, vale l'equazione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h_m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (1)$$

dove:

- Q = portata sfiorata
 μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.385 come indicato in letteratura per sfioratori a larga soglia¹
L = larghezza della soglia di sfioro
 h_m = altezza dell'acqua di monte rispetto alla soglia
g = accelerazione di gravità

nel caso invece di soglia rigurgitata da valle, l'equazione diventa la seguente:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h_m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_m - h_v)} \quad (2)$$

dove:

- h_v = altezza dell'acqua di valle rispetto alla soglia

- Sfioratore con salto di fondo (Leaping Weir)

Il salto di fondo viene schematizzato come una luce di fondo:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (3)$$

- Q = portata in uscita dalla luce di fondo
 μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.6
A = area della luce di passaggio
 h_m = altezza dell'acqua di monte rispetto al baricentro della luce
g = accelerazione di gravità

- Paratoia

Anche la paratoia viene assimilata ad una luce a battente, pertanto la formula è molto simile alla (3), ma varia a seconda delle condizioni di valle:

se l'efflusso non è influenzato dal livello di valle:

¹ Citrini Nosedà "Idraulica" – Casa editrice Ambrosiana Milano

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} \quad (4)$$

- Q = portata in uscita dalla paratoia
 C_v = coeff. di correzione della velocità d'efflusso nella sezione contratta = 0.95²
 C_c = coefficiente di contrazione rispetto all'apertura della paratoia = 0.61
a = apertura della paratoia
b = larghezza della paratoia
 h_m = altezza dell'acqua di monte rispetto alla soglia
g = accelerazione di gravità

se l'efflusso è rigurgitato da valle la portata dipende dalla differenza di carico tra monte e valle:

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_m - h_v)} \quad (5)$$

dove:

- h_v = altezza dell'acqua di valle rispetto alla soglia
 C_v = coeff. di correzione della velocità d'efflusso nella sezione contratta = 0.99³

- Griglia

Il calcolo della perdita di carico nella griglia viene eseguito secondo l'equazione di Kirschmer descritta nel seguente riquadro:

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

con:

² Il valore del coefficiente C_v dipende dal rapporto $\frac{h_m}{a}$ secondo la relazione:

$$\sqrt{\frac{1}{1 + \frac{C_c \cdot a}{h_m}}}$$

per i valori di altezza d'acqua ed apertura della paratoia normalmente in uso tale coefficiente può essere assunto pari a 0.95.

³ In questo caso C_v ha la seguente espressione:

$$\sqrt{1 - \left(\frac{C_c \cdot a}{h_m}\right)^2}$$

e per i valori di altezza d'acqua ed apertura della paratoia normalmente in uso vale 0.99.

$$k = C_k \cos \alpha \left(\frac{w}{s} \right)^{4/3} \quad (7)$$

dove:

- v = velocità di deflusso
g = accelerazione di gravità
C_k = coeff. di Kirschmer dipendente dalla forma delle barre⁴
α = angolo verticale di inclinazione della griglia
w = spessore delle barre
s = spazio libero tra le barre

4.5 - Scabrezze

Per quanto concerne i coefficienti di scabrezza, sulla base dell'esperienza di modellazione e taratura di diverse reti fognarie esistenti si è scelto di utilizzare la formula di Colebrook e White imponendo un unico coefficiente di scabrezza equivalente indipendentemente dalla tipologia del materiale, pari a 1.5 mm.

Se infatti inizialmente (a tubi “nuovi”) esiste una certa differenza di scabrezza tra le diverse tipologie di tubazioni, questa tende a colmarsi nel tempo a causa delle incrostazioni che inevitabilmente si formano sulle pareti delle tubazioni, livellando quindi il comportamento dei diversi materiali alla soprariportata scabrezza equivalente.

4.6 - Stima delle perdite idrologiche

Non tutta la pioggia caduta affluisce alla rete di drenaggio; esistono infatti delle perdite dovute a evapotraspirazione, infiltrazioni ed immagazzinamento dell'acqua nei naturali avvallamenti del terreno.

Per il caso in esame si è utilizzato il classico **metodo percentuale** che determina la pioggia netta da quella lorda applicando un coefficiente di perdita φ costante assunto pari a **1,00** per strade ed i parcheggi, così come indicato nel R.R. n.7.

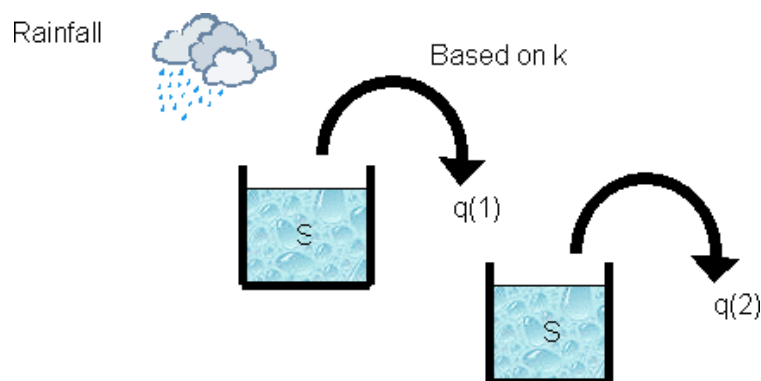
⁴ Il coeff. di Kirschmer da letteratura assume i seguenti valori a seconda della sezione delle barre della griglia:

rettangolare a spigoli retti	2.42
circolare	1.79
rettangolare con spigoli arrotondati	1.67

4.7 - Generazione delle portate di piena

Per il calcolo degli idrogrammi di pioggia si è utilizzato il metodo di “Wallingford”, che utilizza un modello con “due serbatoi lineari in cascata” per schematizzare la trasformazione in portata di deflusso in rete della pioggia netta depurata delle perdite idrologiche.

La pioggia cade sul bacino scolante e riempie un serbatoio immaginario, in ogni istante parte della pioggia si invasa nel serbatoio e parte esce dal serbatoio per andare nel serbatoio successivo o da questo in rete.



La relazione che lega la pioggia in ingresso e la portata in uscita da ogni singolo serbatoio è la seguente:

$$S = kq$$

dove:

- S è il volume di pioggia ricadente sulla superficie del bacino
- q il volume che esce dal serbatoio immaginario
- k una costante che si calcola tramite la relazione:

$$k = C[0.5(1 + i_{10})]^{-0.39}$$

C è un parametro legato alle caratteristiche del bacino scolante e si calcola secondo la relazione:

$$C = 0.117s^{-0.13} A^{0.24}$$

con s pendenza media del bacino e A superficie del bacino scolante in m².

Il parametro i_{10} è l'intensità media di pioggia nei 10 minuti precedenti di precipitazioni.

La combinazione delle due relazioni dei due serbatoi con l'equazione di continuità dà come risultato un'equazione differenziale di secondo grado proposta per la prima volta da Sarginson e Nussey del tipo:

$$k^2\left(\frac{d^2q}{dt^2}\right)+2k\left(\frac{dq}{dt}\right)+q=i_n$$

Tale relazione proposta inizialmente per bacini urbani inglesi è stata adattata successivamente ai bacini francesi e tedeschi e risulta pienamente valida anche per quelli italiani.

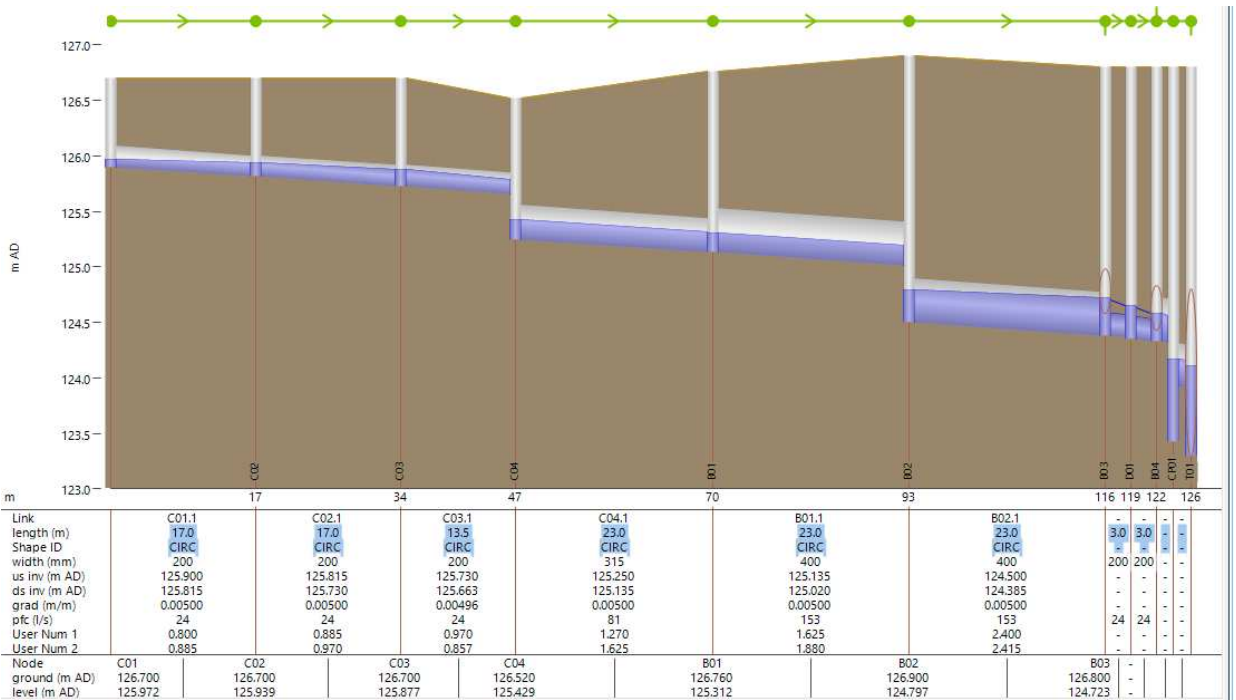
5 - Dimensionamento dei condotti per le acque bianche

Il dimensionamento dei condotti attraverso il modello idraulico descritto avviene seguendo un processo iterativo per successive approssimazioni e verifiche, fino a giungere all'ottimizzazione delle sezioni per tempo di ritorno T=50 anni.

Il software utilizzato nelle simulazioni permette di visualizzare un involucro dei massimi livelli verificatisi in ogni punto della rete durante la simulazione e di generare un profilo longitudinale dei condotti che mostri tali livelli massimi.

Tale involucro non rappresenta un istante preciso della simulazione ma riporta, per ogni punto del sistema, il massimo livello che ha raggiunto l'acqua in tale punto durante l'intera simulazione; pertanto, non ha un significato fisico, ma è molto utile dal punto di vista della verifica idraulica perché consente di visualizzare immediatamente tutti i punti critici.

Di seguito si riporta il profilo del tratto C01-T01.



Di seguito si riporta una tabella sintetica che riassume le caratteristiche dei singoli condotti e le portate massime smaltibili (Qc_max) e massime di pioggia a T=50 anni (Qmax_Chicago).

Tratto		Diametro	Materiale	Lunghezza	i	Qc_max	Qmax_Chicago
Monte	Valle	[mm]		[m]		[l/s]	T=50 anni [l/s]
C01	C02	200	PVC	17	0.005	24	5.4
C02	C03	200	PVC	17	0.005	24	15.27
C03	C04	200	PVC	13.5	0.005	24	21.73
C04	B01	315	PVC	23	0.005	81	48.79
B01	B02	400	PVC	23	0.005	153	61.43
B02	B03	400	PVC	23	0.005	153	111.9
B04	CP01	400	PVC	2	0.005	153	111.51
CP01	T01	400	PVC	2	0.005	153	111.49
B03	B04	400	PVC	7.7	0.02	298	69.09

Come si evince dalla tabella riportata in precedenza, le tubazioni risultano correttamente dimensionate per le massime portate con tempo di ritorno pari a T = 50 anni.

6 - Dimensionamento disoleatore

Secondo la normativa UNI EN858-2, il dimensionamento dei separatori di liquidi leggeri deve essere basato sulla natura e sulla portata dei liquidi trattati, tenendo conto di quanto segue:

- portata massima dell'acqua piovana;
- portata massima delle acque reflue (effluenti commerciali);
- massa volumica dei liquidi leggero;
- presenza di sostanze che possano impedire la separazione (per esempio detersivi)

Le dimensioni del separatore devono essere calcolate dalla formula:

$$NS = (Q_r + f_x \times Q_s) \times f_d$$

dove:

- NS rappresenta le dimensioni nominali del separatore;
- Q_r è la portata massima dell'acqua piovana, in l/s;
- Q_s è la portata massima delle acque reflue, in l/s;
- f_d è il fattore di massa volumica per il liquido leggero in oggetto che dipende dalla combinazione del

separatore e dalla massa volumica degli oli da separare;

- f_x è il fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico.

Il sistema è dimensionato per avviare a disoleazione una portata minima pari a quella generata da un evento di prima pioggia (5 mm in 15 minuti, ovvero $55.56 \frac{l}{s \cdot ha}$), pertanto il valore della Q_r risulta essere:

$$Q_r = 55.56 [l/s \cdot ha] \times A [ha] = 55.56 \times 0.136 = 7.55 l/s$$

Nella presente soluzione progettuale l'impianto di separazione avrà combinazione del tipo S-I-P in cui:

- a) $Q_r = 7.55 l/s$;
- b) $Q_s = 0 l/s$;
- c) $f_d = 1$, considerando il tipo di combinazione del separatore e una massa volumica degli oli compresa tra 0.85 e 0.90;
- d) $f_x = 0$;

e quindi:

$$NS = (7.55 + 0 \times 0) \times 1 = 7.55;$$

e scegliendo il valore commerciale D01 avrà dimensione **NS10**.

7 - Dimensionamento delle trincee drenanti

Come accennato sopra, per il calcolo delle trincee drenanti è stato utilizzato uno ietogramma di tipo costante in quanto risulta più adatto, come detto, rispetto al "Chicago" a stimare i volumi piovuti con tempo di ritorno $T=50$ anni come richiesto dal R.R. n.7.

Il dimensionamento del sistema di dispersione è stato effettuato esprimendo la relazione che intercorre tra portata di pioggia affluente (Q_p), capacità d'infiltrazione del terreno ed il volume immagazzinato nel sistema drenante, tramite la seguente equazione di continuità che esprime il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante:

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

con:

Q_p = portata di pioggia influente;

Q_f = portata infiltrata;

Δt = intervallo di tempo;

ΔW = variazione del volume invasato all'interno della trincea, nell'intervallo di tempo Δt

Il calcolo della **portata di pioggia** (Q_e) è stato effettuato utilizzando il metodo cinematico:

$$Q_p = A \phi \epsilon a t^{n-1}$$

dove:

- A = superficie del bacino afferente al pozzo perdente
- ϕ = coefficiente di afflusso del bacino in oggetto (vedi "stima delle perdite idrologiche")
- ϵ = coefficiente di laminazione
- a, n = parametri della c.p.p. per $T = 50$ anni
- t = tempo di pioggia

La **portata d'infiltrazione** si determina utilizzando la legge di Darcy:

$$Q_f = \frac{K}{2} J A_f$$

dove:

- K = permeabilità del terreno, assunta pari a $8.85 \cdot 10^{-5}$ m/s; tale valore rappresenta il minimo dei valori ottenuti nelle prove di permeabilità effettuate nel sito ad una profondità di circa 5 m dal p.c.; per garantire un fattore di sicurezza maggiore va sottolineato, inoltre, che il valore di permeabilità K indicato viene comunque dimezzato nei calcoli, come previsto nella precedente formula, per tenere conto di eventuali condizioni di insaturazione del terreno;
- J = cadente piezometrica dipendente dalla posizione della falda a dall'altezza d'acqua all'interno della trincea drenante secondo l'espressione:

$$J = \frac{Z + h}{Z + \frac{h}{2}}$$

con:

h = altezza dell'acqua all'interno dei pozzi perdenti

Z = spessore dello strato di terreno compreso tra fondo dei pozzi e livello della falda.

La falda, seguendo le indicazioni contenute nello studio geologico effettuato, è stata considerata ad una profondità di circa 14 m dal piano campagna.

- A_f = superficie netta d'infiltrazione, pari alla superficie della campana d'infiltrazione che crea la trincea:

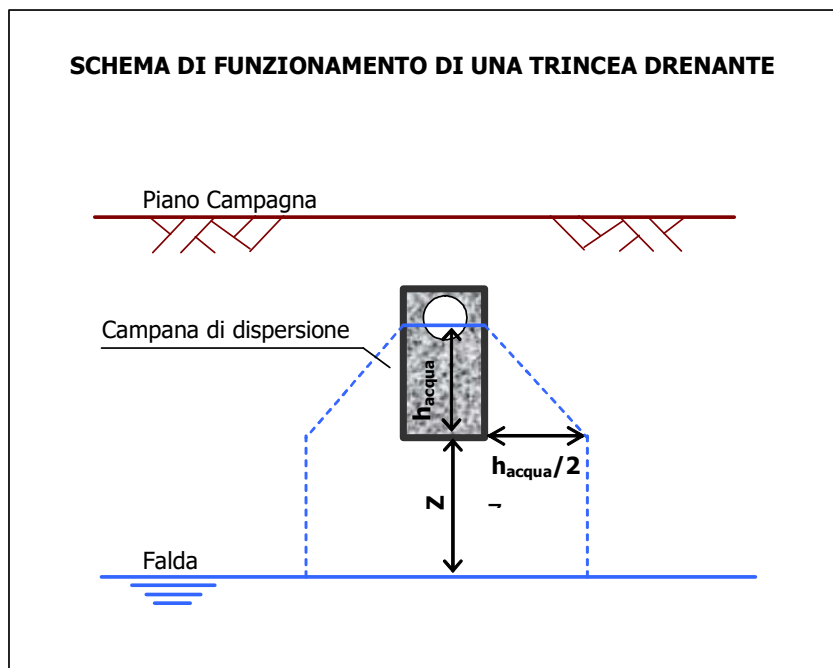
$$A_f = L(b + h_{acqua})$$

dove:

L = lunghezza della trincea

b = larghezza di base della trincea

h_{acqua} = altezza dell'acqua all'interno della trincea



Il **volume invasato** nell'intervallo di tempo viene calcolato in funzione della variazione di altezza d'acqua all'interno della trincea:

$$\Delta W = pb\Delta h$$

con:

b = larghezza di base della trincea

p = porosità dello spessore dello stato di ghiaione (assunto pari a 0.35)

Δh = variazione del livello dell'acqua all'interno dei pozzi nell'intervallo di tempo

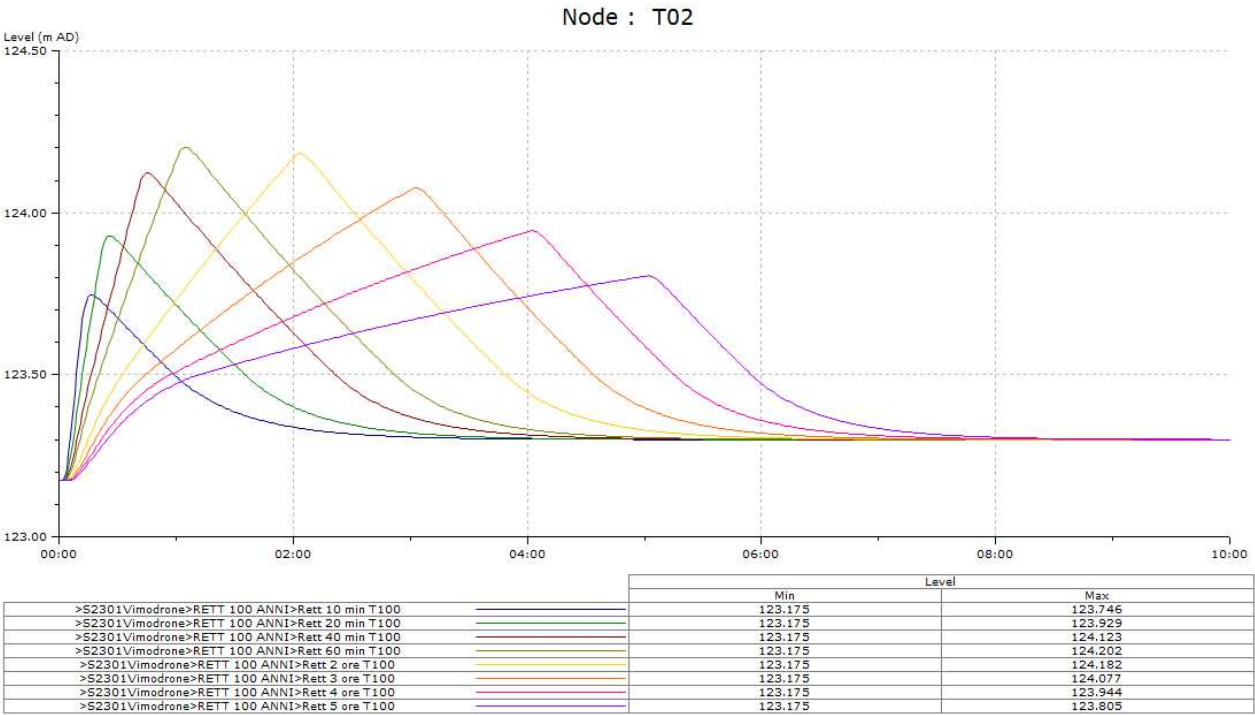
Fissando un adeguato intervallo temporale è possibile simulare l'evento piovoso critico determinando l'altezza d'acqua massima invasata all'interno delle trincee e verificando che non crei rigurgiti nella rete di monte.

Variando la durata di pioggia si può determinare la durata dell'evento critico: quello cioè che determina la massima altezza d'acqua all'interno delle trincee drenanti.

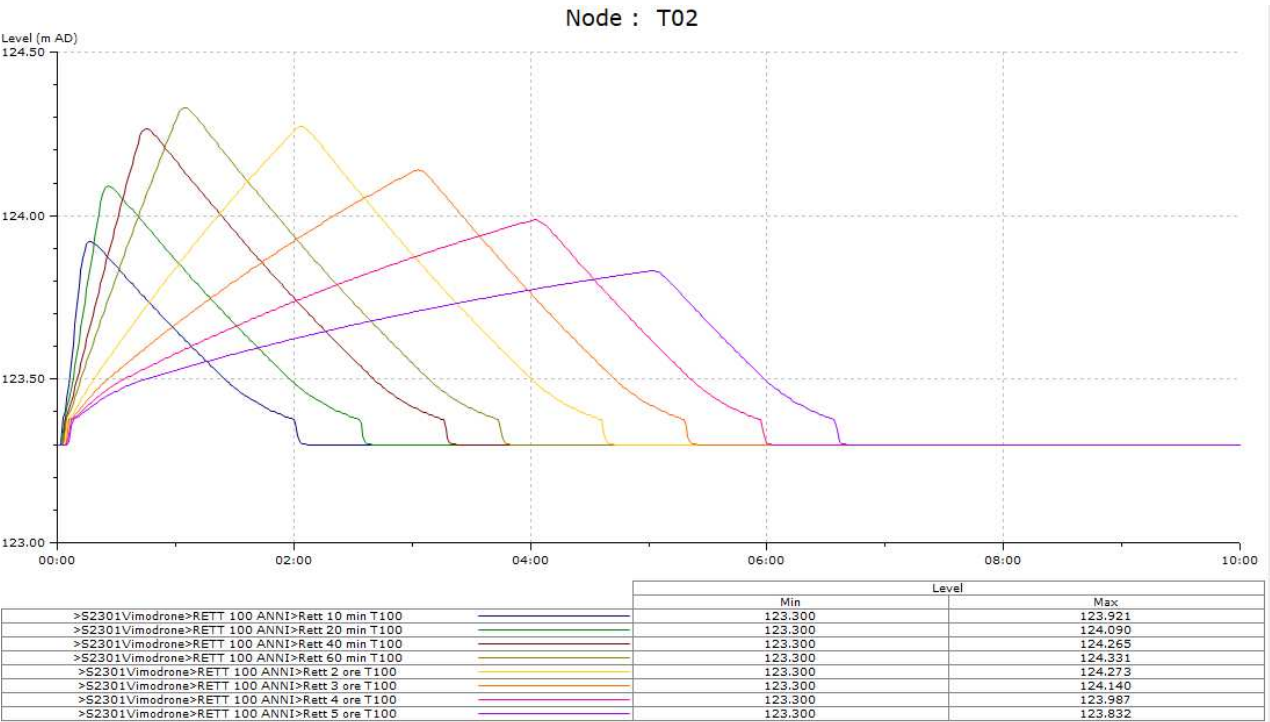
La trincea drenante avrà le seguenti caratteristiche:

	Trincea
Lunghezza [m]	60
Larghezza di base [m]	2.5
Altezza [m]	1.5
Profondità [m]	3.7
Diametro tubo [m]	0.6

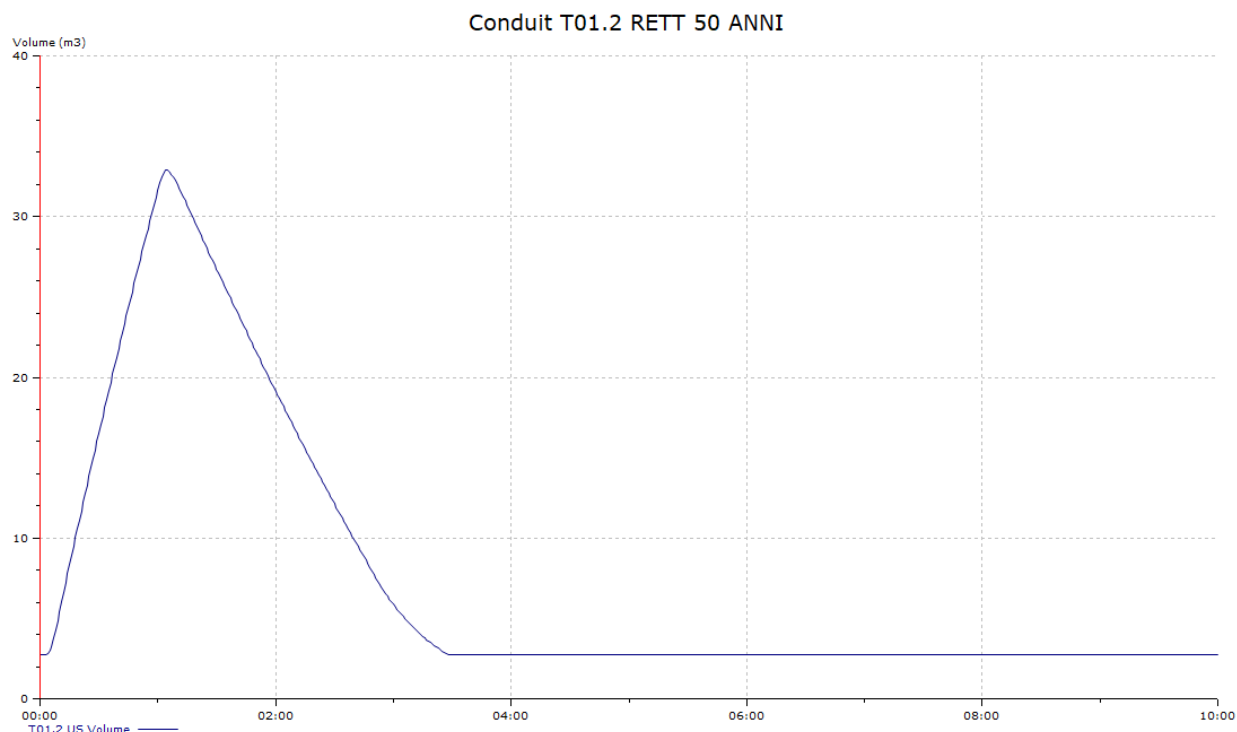
Nel grafico seguente è riportato l'andamento del livello dell'acqua che si verifica all'interno della trincea drenante durante i diversi eventi meteorici simulati (ietogrammi costanti con durata pari a 10, 20, 40, 60 min, 2, 3, 4 e 5 ore con tempo di ritorno pari a T = 50 anni); come si può rilevare nel grafico seguente il massimo livello si verifica per l'evento con durata D = 60 min ed ammonta ad **124.08 m.s.l.m.**, inferiore alla quota dell'estradosso superiore delle trincee (pari a 124.8 m.s.l.m), ad una profondità di 2.12 m della quota minima del piano campagna.



Con tempo di ritorno centennale il livello massimo della trincea si attesta a 124.20 m s.l.m. per l'evento con durata D = 60 min, inferiore alla quota dell'estradosso superiore delle trincee (pari a 124.8 m s.l.m), ad una profondità di 2.00 m della quota minima del piano campagna, garantendo quindi un buon franco di sicurezza anche per eventi eccezionali.



Il grafico sottostante riporta il volume invasato nella trincea nel tratto T01-T02 per l'evento critico D=60 min per tempo di ritorno T=50 anni, in cui si evince che la trincea drenante si svuota, dopo la fine dell'evento piovoso, in meno di 3 ore.



8 - Rispetto del requisito minimo (art.12 R.R. 7/2017)

Per il dimensionamento delle opere l'art. 12 comma 3 impone di adottare il massimo tra il volume definito dal requisito minimo e quello ricavato dai calcoli. **L'ultimo aggiornamento del regolamento di invarianza idraulica (R.R. n.7 del 19/04/2019), all'art. 11, comma 2.e.3**, specifica inoltre che "qualora si attui il regolamento mediante la realizzazione di sole strutture di infiltrazione, e quindi non siano previsti scarichi verso ricettori, il requisito minimo di cui all'art.12, comma 2, è ridotto del 30%, purché i calcoli di dimensionamento delle strutture di infiltrazione siano basati su prove di permeabilità, allegate al progetto, rispondenti ai requisiti riportati nell'allegato F del regolamento stesso".

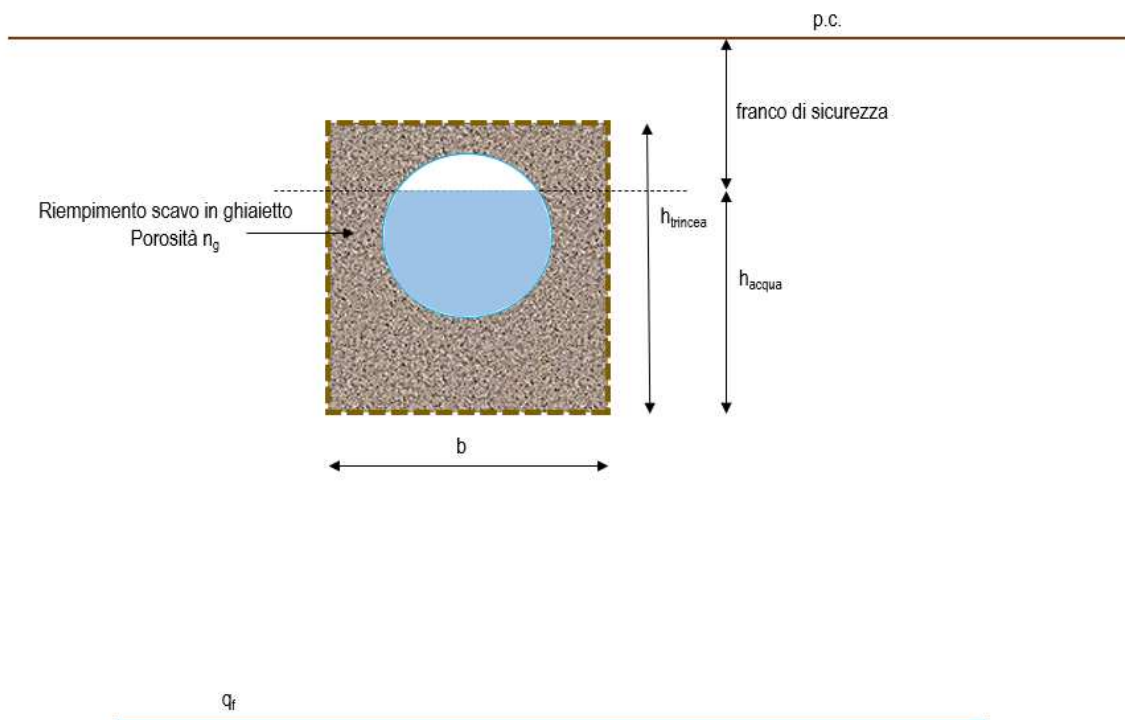
Essendo l'intervento classificato ad impermeabilizzazione potenziale media e ricadente nell'ambito territoriale A ad alta criticità, il requisito minimo da soddisfare viene calcolato partendo da un valore parametrico di 800 m³/ha di superficie scolante impermeabile S_{imp} dell'intervento.

Il volume da requisito minimo risulta pari a:

$$W_{rm} = 800 [m^3/ha_{imp}] * S_{imp} [ha_{imp}] * 70\% = 800 [m^3/ha_{imp}] * 0.136 [ha_{imp}] * 70\% = \mathbf{76.16 \text{ m}^3}$$

Per verificare il rispetto del requisito minimo si è stimato il volume “vuoto” invasabile dalle opere di dispersione, calcolato come sommatoria dei seguenti contributi:

- V_1 , il volume vuoto invasabile interno al tubo forato;
- V_2 , il volume dei vuoti del riempimento in ghiaietto dello scavo considerando una porosità pari a $n_g=0.35$;
- V_3 , il volume vuoto all'interno dei pozzetti d'ispezione della trincea.



Di seguito si esplicita il calcolo dei volumi:

$$V_1 = A_{\text{tubo}} \times L_{\text{trincea}}$$

Dove:

- $A_{\text{tubo}} = \pi \times r^2$;
- r = raggio del tubo forato all'interno della trincea, pari a 0.60 m;
- L_{trincea} = lunghezza trincea, pari a 60 m.

$$V_2 = n_g \times (h_{\text{trincea}} \times b - A_{\text{tubo}}) \times L_{\text{trincea}}$$

Dove:

- $h_{trincea}$ = altezza della trincea, pari a 1.50 m
- b = larghezza di base della trincea, pari a 2.50 m;
- n_g = porosità volume di ghiaietto, pari a 0.35.

$$V_3 = N_p \times h_{pozzetto} \times A_{pozzetto}$$

Dove:

- $A_{pozzetto}$ = area in pianta del pozzetto di ispezione a servizio della trincea, pari a (1.00x1.00) m;
- $h_{pozzetto}$ = altezza dei pozzetti, assunto pari a 1 a favore di sicurezza;
- N_p = numero pozzetti a servizio della trincea, pari a 3.

Il volume “vuoto” invasabile $W_{eff\ trincea}$ ($V_1 + V_2 + V_3$) ottenuto è pari a **92.77** m³. Tale volume è superiore al requisito minimo W_m stabilito dall'art. 12 comma 2 del R.R. 7/2017 (ridotto del 30% secondo le indicazioni riportate all'art. 11, comma 2.e.3, dell'aggiornamento del regolamento di invarianza idraulica R.R. n.7 del 19/04/2019).