



Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Costruzioni Idrauliche

Anno Accademico 2022 – 2023

Elaborato 3

Progetto di una rete di drenaggio urbano

Docente

Prof. Ing. Francesco **Pugliese**

Tutor

Ing. Giuseppe **Ascione**

Studenti

Pasquale Maria **Esposito**

Riccardo Maria **Polidoro**

Anna Laura **Rosa**

Sommario

1. Introduzione	7
1.1 Parametri di progetto	8
2. Metodo Cinematico o della Corrivazione	13
2.1 Generalità	13
2.2 Applicazione a Sottobacini senza Confluenze a Monte	14
<i>Sottobacino 1</i>	14
2.2.1 <i>Sottobacino 2</i>	18
2.2.2 <i>Sottobacino 4</i>	20
2.2.3 <i>Sottobacino 5</i>	22
2.3 Applicazione a Sottobacini con Confluenze a Monte	24
2.3.1 <i>Sottobacino 3</i>	24
2.3.2 <i>Sottobacino 6</i>	29
2.3.3 <i>Conclusione</i>	31
3. Metodo dell’Invaso Lineare	32
3.1 Generalità	32
3.2 Applicazione a Sottobacini senza Confluenze a Monte	33
3.2.1 <i>Sottobacino 1</i>	33
3.2.2 <i>Sottobacino 2</i>	37
3.2.3 <i>Sottobacino 4</i>	39
3.2.4 <i>Sottobacino 5</i>	42
3.3 Applicazione a Sottobacini con Confluenze a Monte	45
3.3.1 <i>Sottobacino 3</i>	45
3.3.2 <i>Sottobacino 6</i>	48
3.3.3 <i>Conclusione</i>	50
4. Metodo dell’Invaso Semplificato	51
4.1 Introduzione	51
4.2 Applicazione	52
4.2.1 <i>Sottobacino 1</i>	52
4.2.2 <i>Sottobacino 2</i>	53
4.2.3 <i>Sottobacino 3</i>	54
4.2.4 <i>Sottobacino 4</i>	54
4.2.5 <i>Sottobacino 5</i>	54
4.2.6 <i>Sottobacino 6</i>	54

4.2.7	Conclusione.....	55
5.	Verifica delle velocità minime e massime	56
5.1	Verifica alle Velocità Minime	56
5.1.1	Applicazione.....	56
5.1.2	Dimensionamento dei Pozzetti di Lavaggio.....	57
5.2	Verifica alle Velocità Massime	59
6.	Verifica di Stato Critico	60
6.1.1	Corrivazione.....	61
6.1.2	Invaso Lineare	63
6.1.3	Invaso Semplificato	65
6.1.4	Verifiche alle condizioni di esercizio.....	66
7.	Pozzetti di Ispezione	67
8.	Dimensionamento delle opere di scarico di un edificio.....	67
8.1	Impianti di scarico domestico – dimensionamento.....	68
8.2	Impianti di scarico delle acque meteoriche – dimensionamento.....	72

1. Introduzione

Il presente elaborato verte sulla verifica ed il dimensionamento di un sistema di drenaggio urbano, opera terminale di un sistema acquedottistico.

La funzione dei sistemi di drenaggio urbano è quella di allontanare le acque reflue sia civili che industriali, nonché le acque meteoriche; da questa seconda aliquota si intuisce la suscettività dell'impianto ai cambiamenti climatici e all'incremento di consumo di suolo. Il sistema si articola in una rete fognaria, organizzata in canali ramificati secondo un ordine gerarchico che determina sistemi lineari, indipendenti e convergenti (corsetto-fognolo-fogna principale-collettore-emissario) che convogliano parte dei reflui – acque nere – e un'aliquota delle acque meteoriche – in particolare, le acque di prima pioggia¹ – verso gli impianti di depurazione nel minor tempo possibile; la restante parte viene riversata² nel corpo idrico ricettore, garantendo la *ciclicità* complessiva del sistema idrico. Complessivamente, una rete di drenaggio urbano può ritenersi divisa in tre sottosistemi:

- Sistema di fognatura: destinato alla raccolta, l'allontanamento e lo smaltimento di acque reflue e meteoriche attraverso canalizzazioni sotterranee con funzionamento a pelo libero – a causa della presenza, ad esempio, di caditoie – salvo eventuali brevi tratti con funzionamento a pressione (come le condotte di mandata negli impianti di sollevamento fognario). E' progettata nel rispetto degli obiettivi di assicurare e regolare il drenaggio delle acque bianche e il loro convogliamento nei corpi idrici ricettori eliminando i danni a cose e persone o limitandoli in caso di eventi meteorici di intensità eccezionale. Il sottosistema inoltre convoglia tutte le acque nere (reflue) verso gli impianti di depurazione per trattarle in funzione di precisi obiettivi di qualità. Il loro dimensionamento dipende dalle scale di deflusso, che valutano il quantitativo d'acqua che attraversa una sezione in funzione del livello idrico raggiunto nello speco.
- Impianto di depurazione: adibito alla depurazione delle acque reflue e di parte di quelle meteoriche prima di inviarle al corpo idrico ricettore.
- Corpi idrici ricettori: ricevono le acque scaricate, subendone l'impatto.

Il dimensionamento dell'opera richiede dunque una stima delle aliquote fecali (desunte in base alle portate presenti nella rete di distribuzione, tenendo conto dell'aliquota di dispersione tra rete e sistema di drenaggio dovuta, ad esempio, all'utilizzo dell'acqua prelevata in impianti irrigui) e pluviali (valutate attraverso proiezioni statistiche sugli afflussi meteorici e una loro trasformazione in deflussi pluviali attraverso appositi modelli matematici) che incidono sul sistema.

Più in generale, il processo di dimensionamento di una rete di drenaggio urbano prevede le seguenti fasi:

- Analisi delle necessità dell'intervento e degli obiettivi della progettazione, dell'assetto territoriale e delle caratteristiche di recapito (impianti di depurazione, corpi idrici ricettori...);

¹ Quantità d'acqua precipitata nei primi 15 minuti di un evento meteorico, per la quale si assume un valore di altezza di pioggia di riferimento di 5 mm; devono essere depurate poiché dilavano gran parte degli inquinanti presenti sulle superfici del contesto urbano (coperture, manti stradali, pavimentazioni...), raggiungendo concentrazioni di inquinanti paragonabili a quelle dei reflui.

² In virtù della differenza di ordini di grandezza tra portate meteoriche e portate fecali in tempo di asciutto, non è possibile prevedere di depurare l'intera portata sopraggiunta in tempo di pioggia a causa di limitazioni tecniche degli impianti, che necessitano una fornitura di portata non soggetta a forti intermittenze e al contempo vengono dimensionati in ragione delle portate più frequentemente presenti, per evitare sovradimensionamenti.



- Scelta del sistema di drenaggio (unitario/separato³);
- Definizione del tracciato della rete con indicazione dei manufatti speciali;
- Analisi delle piogge intense e valutazione delle portate meteoriche;
- Valutazione dei carichi inquinanti di tempo asciutto e di tempo di pioggia;
- Calcolo degli specchi e dimensionamento dei manufatti ordinari e speciali;
- Definizione di criteri gestionali dell'impianto⁴.

Per evitare l'occlusione degli specchi o la sedimentazione delle particelle più pesanti, così come il rilascio di miasmi in atmosfera, si fissa una velocità minima del flusso all'interno delle condotte fognarie di almeno 0,50 m/s. Analogamente, per prevenire fenomeni di abrasione o deterioramento delle condotte a causa di velocità eccessive (essendo presenti materiali sedimentabili in sospensione nel fluido), viene fissata una velocità massima entro i 5,0 m/s.

1.1 Parametri di progetto

Si vuole dimensionare il sistema di drenaggio urbano unitario schematizzato in figura.

Per la determinazione delle portate meteoriche, sono stati considerati i seguenti metodi di trasformazione afflussi-deflussi⁵:

- Metodo della Corrivazione;
- Metodo dell'Invaso Lineare;
- Metodo dell'Invaso Semplificato di Guido De Martino.

³ In questa esercitazione si è selezionato un sistema unitario, non potendo assicurare una corretta separazione delle acque reflue e di quelle meteoriche a causa dei possibili allacci irregolari alla rete pluviale e la maggiore onerosità realizzativa di un sistema separato.

⁴ Come indicato dal Testo Unico Ambientale: è necessario programmare gli interventi di manutenzione, definendo determinati intervalli di spurgo della rete e una calendarizzazione delle verifiche delle condizioni statiche dei manufatti e del loro stato di usura.

⁵ In maniera tale da garantirne un confronto.

Una volta effettuato il dimensionamento, si effettua la verifica delle velocità minime e massime in ciascun tronco del sistema di drenaggio e, laddove necessario, il dimensionamento dei pozzetti di lavaggio.

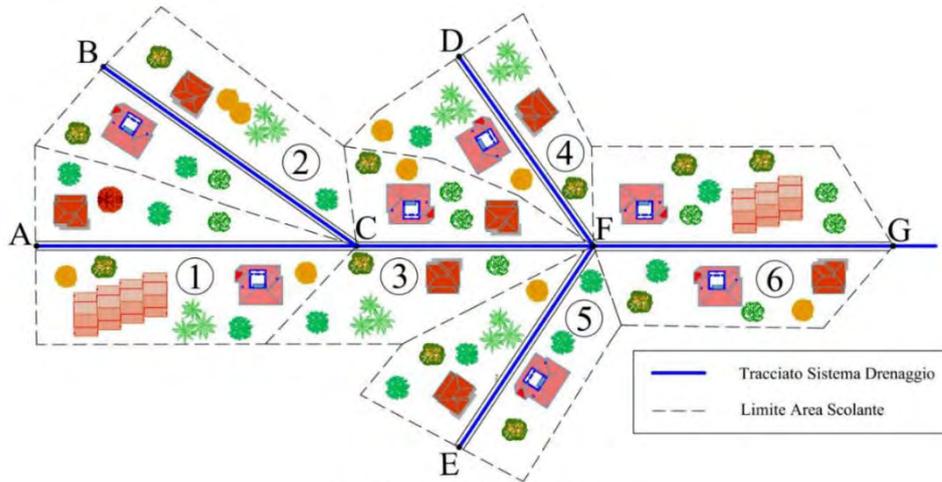


Fig. 1 Schema del Sistema di Drenaggio

Per determinare le caratteristiche di riferimento dell'ambito di intervento, sono stati assunti i seguenti parametri:

- **M**: parte intera della media del numero di lettere dei cognomi dei costituenti il gruppo, assunto pari a 7;
- **N**: parte intera della media del numero di lettere dei nomi dei costituenti il gruppo, assunto pari a 7⁽⁶⁾;

Si ricavano dunque i seguenti dati di progetto:

Parametri di Dimensionamento del Sistema di Drenaggio		
Densità Abitativa (δ) [ab/ha]	Liv. Urbanizzazione A (δ_A)	174
	Liv. Urbanizzazione B (δ_B)	141
	Liv. Urbanizzazione C (δ_C)	84
Coefficiente Di Afflusso (ϕ)	Liv. Urbanizzazione A (ϕ_A)	0,80
	Liv. Urbanizzazione B (ϕ_B)	0,67
	Liv. Urbanizzazione C (ϕ_C)	0,52

⁶ Contrariamente alla definizione rigorosa dei parametri, a causa del considerevole valore assunto dal parametro N (pari a 12 in caso di rispetto rigoroso delle indicazioni) si è ritenuto di considerare solo il primo nome di uno dei costituenti del gruppo, determinando il valore indicato.



Dotazione Idrica Giornaliera Pro-Capite [l/ab*g]	-	252
Curva di Probabilità Pluviometrica	$k_T * a$ [mm/h]	49
	n	0,42
Coefficiente di Punta (C_P)	-	2,9

Fissate le aree e i coefficienti di afflusso per i livelli di urbanizzazione A, B e C, si procede al calcolo dell'area scolante dell'i-emo tronco come sommatoria delle aree A_A , A_B e A_C :

$$A_i = A_{Ai} + A_{Bi} + A_{Ci}$$

	Estensione dei Livelli di Urbanizzazione A, B, C di Ciascuna Area Scolante			
	Area A (A_A) [ha]	Area B (A_B) [ha]	Area C (A_C) [ha]	Area Totale (ΣA_i) [ha]
Area Scolante 1	0,80	0,41	0,72	1,93
Area Scolante 2	0,27	0,98	0,49	1,74
Area Scolante 3	0,59	0,84	0,23	1,66
Area Scolante 4	0,80	0,30	0,89	1,99
Area Scolante 5	0,89	0,16	0,79	1,84
Area Scolante 6	0,90	0,20	0,80	1,90

Sono inoltre assegnate lunghezze e pendenze dei collettori della rete, come proposto di seguito.

	Lunghezza e Pendenza dei Tronchi del Sistema di Drenaggio	
	Lunghezza [m]	Pendenza (i) [%]

Tronco 1 (AC)	170,0	1,30
Tronco 2 (BC)	155,0	1,40
Tronco 3 (CF)	165,0	1,80
Tronco 4 (DF)	180,0	1,45
Tronco 5 (EF)	175,0	1,70
Tronco 6 (FG)	205,0	1,85

Si esegue il calcolo delle restanti caratteristiche dei sottobacini, calcolando in primo luogo i coefficienti di afflusso medi.

Tratti che non presentano confluenze (1, 2, 4 e 5):

$$\varphi_i = \frac{A_{Ai} \cdot \varphi_{Ai} + A_{Bi} \cdot \varphi_{Bi} + A_{Ci} \cdot \varphi_{Ci}}{A_{Ai} + A_{Bi} + A_{Ci}}$$

Successivamente, si considerano i tronchi presentanti delle confluenze a monte; in questo caso, i coefficienti di afflusso sono dati dalla media ponderata dei coefficienti di afflusso in ragione delle aree di riferimento, considerando tutte le aree scolanti sottese dal collettore in esame:

$$\varphi_{m3} = \frac{A_1 \cdot \varphi_1 + A_2 \cdot \varphi_2 + A_3 \cdot \varphi_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$\varphi_{m6} = \frac{A_1 \cdot \varphi_1 + A_2 \cdot \varphi_2 + A_3 \cdot \varphi_3 + A_4 \cdot \varphi_4 + A_5 \cdot \varphi_5 + A_6 \cdot \varphi_6}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6}$$

Sulla base dei dati forniti vengono calcolate le portate fecali media e di punta:

$$Q_{fm} = \varepsilon \cdot \frac{\text{dot} \cdot N_{ab}}{86400} \text{ [l/s]}$$

$$Q_{fp} = C_p \cdot \varepsilon \cdot \frac{\text{dot} \cdot N_{ab}}{86400} = Q_{fm} \cdot C_p \text{ [l/s]}$$



Con:

$\epsilon = 0,80$ – Coefficiente di Dispersione⁷

$C_p = 2,9$ – Coefficiente di Punta

$\dot{d} = 252$ [l/ab·g] – Dotazione Idrica Giornaliera Pro Capite

Si osserva come l'andamento temporale della portata nera dipenda anch'esso dalle dinamiche di consumo analizzate nello studio della rete di distribuzione idrica⁸, presentando rispetto ad esse uno sfasamento temporale dovuto al tempo impiegato dall'acqua per scorrere dall'utenza al tratto di fognatura considerato e variazioni di portata meno accentuate nel corso della giornata a causa del funzionamento a pelo libero (che determina un certo potere moderatore delle portate) e dello sfasamento temporale tra contributi di portata dovuti ad utenze poste a distanze differenti rispetto al tratto considerato.

Complessivamente, si ottengono le seguenti caratteristiche per ciascun sottobacino:

Caratteristiche dei Sottobacini											
	A	Nab	L	i	Calcolo dei Coefficienti di Afflusso		Confluenze			Portate Fecali	
Sottobacino	[ha]	-	[m]	[%]	(ϕ_i)	(ϕ_{mi})	Tronchi Confluenti	ΣA [ha]	ΣNab	Q_{fm} [l/s]	Q_{fp} [l/s]
1	1,93	257	170,0	1,30	0,67	-	-	1,93	257	0,60	1,74
2	1,74	226	155,0	1,40	0,65	-	-	1,74	226	0,53	1,53
3	1,66	240	165,0	1,80	0,70	0,67	1, 2	5,33	724	1,69	4,90
4	1,99	256	180,0	1,45	0,66	-	-	1,99	256	0,60	1,73
5	1,84	244	175,0	1,70	0,67	-	-	1,84	244	0,57	1,65
6	1,90	252	205,0	1,85	0,67	0,67	1, 2, 3, 4, 5	11,06	1476	3,44	9,99

Nelle sezioni successive ci si occuperà della determinazione dei deflussi pluviali in ragione dei quali effettuare dimensionamento e verifica dell'impianto.

⁷ Il coefficiente schematizza come parte dell'acqua erogata dalla rete di distribuzione non viene smaltita attraverso il sistema di drenaggio perché utilizzata per altri scopi – come nel caso di acqua ad uso irriguo.

⁸ P.M. ESPOSITO, R.M. POLIDORO, A.L. ROSA – Progetto di una rete di distribuzione idrica. Par. 1.2.1, p. 7.

2. Metodo Cinematico o della Corrivazione

2.1 Generalità

Il metodo della corrivazione è un modello di trasformazione afflussi-deflussi concettuale⁹ lineare con schematizzazione a canale, che tiene principalmente conto del tempo intercorrente tra la caduta delle gocce di pioggia ed il loro passaggio attraverso la sezione di chiusura di riferimento, considerando la particella nelle condizioni di precipitazione più gravose. Il metodo si basa sulle ipotesi di:

- Moto uniforme: le caratteristiche cinematiche e dinamiche permangono costanti nello spazio e nel tempo;
- Moto sincrono: si raggiunge lo stesso grado di riempimento in tutte le sezioni contemporaneamente¹⁰;
- Moto autonomo: il funzionamento idraulico di un tronco non è influenzato dai tronchi adiacenti;
- Alveo cilindrico: la sezione trasversale di ciascun canale è costante, ovvero il canale è ottenuto da una traslazione longitudinale di una sezione ed è dunque a diametro costante;
- La formazione della piena è unicamente dovuta al trasferimento della massa liquida (senza alcuna influenza dovuta, ad esempio, a bolle d'aria);
- Il percorso delle singole gocce di pioggia sulla superficie del bacino – come la loro velocità – è immutabile ed è influenzato unicamente dal punto di caduta;
- La portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante nella sezione di chiusura;
- Formula razionale: nell'ipotesi di pluviogramma rettangolare (Pioggia d'Intensità Costante), si può assumere che la portata massima Q_{max} , in una generica sezione di una rete, si ottenga per una durata di pioggia pari al massimo tempo di corrivazione¹¹ del bacino sotteso (t_c) e risulti pari a:

$$Q_{max} = \frac{\varphi \cdot i_{tc} \cdot A}{360} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Con:

Q_{max} [m³/s] – Portata al Colmo;

φ – Coefficiente di Afflusso;

i_{tc} [mm/h] – Intensità media di pioggia per una durata pari al Tempo di Corrivazione (t_c);

A [ha] – Superficie del bacino.

⁹ Prevede una schematizzazione del fenomeno fisico, analizzando la risposta del sistema schematizzandolo con componenti idraulici.

¹⁰ Questa ipotesi è molto cautelativa.

¹¹ Tempo che l'acqua impiega per portarsi dal punto più lontano del bacino alla sezione considerata; è pari alla somma tra il tempo di ruscellamento – tempo massimo impiegato dalle particelle d'acqua per raggiungere lo speco dal loro punto di caduta, fissato tra 5 e 15 minuti dal progettista – e dai tempi di percorrenza dei tratti attraversati. Nel caso di tratti dotati di confluenze a monte, il tempo di corrivazione è pari alla somma tra tempo di percorrenza e il massimo tra il tempo di ruscellamento nel tratto considerato e i tempi di corrivazione dei tratti a monte.



2.2 Applicazione a Sottobacini senza Confluenze a Monte

Viene di seguito illustrata la modalità di applicazione del metodo cinematico ai sottobacini non presentanti tronchi confluenti a monte. I passaggi vengono specificati per il solo sottobacino 1, vengono poi riportati sinteticamente i dati ricavati per i restanti casi, in quanto il procedimento è il medesimo per i sottobacini 2,4 e 5.

Sottobacino 1

Si inizia ipotizzando una velocità iniziale v_{11} pari a 2 m/s e si fissa il tempo di ruscellamento – $t_r = 600s$.

Si calcolano il tempo di percorrenza – $t_{p1} = L_1/v_{11}$ – ed il tempo di corrivazione – $t_{c1} = t_{r1} + t_{p1}$ – (entrambi espressi in secondi).

Si prosegue imponendo $d = t_{c1}$ e si calcola il valore dell'intensità di pioggia:

$$i_{c1} = k_r \cdot a \cdot \left(\frac{t_c}{3600}\right)^{(n-1)} \text{ [mm/h]}$$

Con:

k_r – Coefficiente di Crescita

a [mm/h] – Coefficiente della Curva di Probabilità Pluviometrica

n – Esponente della Curva di Probabilità Pluviometrica

Si calcola la Portata Pluviale:

$$Q_{p1} = \frac{\varphi_{m1} \cdot i_{c1} \cdot A_1}{0,36} \text{ [l/s]}$$

e successivamente la Portata Totale:

$$Q_{tot} = Q_{p1} + Q_{fp1} \text{ [l/s]}$$

Si riportano di seguito i dati ottenuti:

v_{11}	t_{r1}	t_{p1}	t_{c1}	d	$kr \cdot a$	n	i_{c1}	Q_{p1}	Q_{tot1}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	85,0	685	685,00	49,00	0,42	128,28	459,34	461,08
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,459	0,461

Per la tipologia di speco scelta (speco circolare) si fissa un grado di riempimento ammissibile ($\leq 0,50$ fino a DN600, $\leq 0,70$ oltre DN600). Nel caso in esame si ha $h_r = 0,50$ m. Avendo poi definito il materiale delle tubazioni si può individuare il coefficiente di conducibilità idraulica (K). Nell'ambito del presente progetto si è optato per tubazioni in polietilene a parete strutturata (corrugato), con

$$K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}.$$

Dalla scala di deflusso specifica è possibile desumere il valore di $Q_r/\sqrt{i_r}$, fissato h_r .

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_1	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,01	1

Si calcola poi il diametro teorico D_1 come:

$$D_1 = D_r \cdot \left(\frac{Q_{tot1}}{Q_r \cdot K} \cdot \frac{\sqrt{i_1}}{\sqrt{i_r} \cdot K_r} \right)^{(3/8)}$$

Da cui è possibile individuare il corrispondente diametro commerciale DN_1 tramite apposite tabelle fornite dal produttore:



D_i	DN_i	D_{i1}
[mm]	[mm]	[mm]
689	700	600,00

Si calcola così $Q_r/\sqrt{i_r}$,effettivo in funzione del diametro interno D_i :

$$Q_r/\sqrt{i_r,effettivo} = \frac{Q_{tot1}}{\sqrt{i_1}} \cdot \left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}$$

Dalla scala di deflusso, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$,effettivo, si desumono h_r e $v_r/\sqrt{i_r}$, e si calcola la velocità v_{21} :

$$v_{21} = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_1}$$

Nota v_{21} , si calcola lo scarto relativo tra la velocità di primo tentativo (v_{11}) e quest'ultima (v_{21}):

$$\Delta v\% = \left| \frac{v_{21} - v_{11}}{v_{11}} \right|$$

Si ritiene accettabile uno scarto inferiore all'1%. Qualora lo scarto relativo dovesse essere superiore a tale valore, è necessario procedere con una seconda iterazione. I passaggi vengono ripetuti nell'ordine illustrato per il primo tentativo, assumendo stavolta v_{21} come velocità fissata (velocità di secondo tentativo). Il processo iterativo si ferma nel momento in cui $\Delta v\%$ raggiunge un valore minore dell'1%; la portata pluviale sarà allora determinata.

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44
630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

$Q_r/\sqrt{i_r,eff.}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{21}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
15,791	0,631	30,275	2,46	22,78

Essendo $\Delta v\% > 1\%$, si procede come descritto con una seconda iterazione:

II Iterazione

v_{21}	t_{r1}	t_{p1}	t_{c1}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c1}	Q_{p1}	Q_{tot1}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,46	600	69,2	669	669	49,00	0,42	130,02	465,59	467,33
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,466	0,467

K_r	K/K_r	i_1	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,01	1

DN_i	D_{i1}
[mm]	[mm]
700,00	600,00

$Q_r/\sqrt{i_r \text{ eff.}}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{31}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
16,005	0,636	30,354	2,46	0,26

Lo scarto è inferiore all' 1%, la portata è determinata.



2.2.1 Sottobacino 2

I Iterazione

v_{12}	t_{r2}	t_{p2}	t_{c2}	d	kr^*a	n	i_{c2}	Q_{p2}	Q_{tot2}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	77,5	678	678	49,00	0,42	129,10	404,30	405,83
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,404	0,406

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_2	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,01	1

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44

D_2	DN_2	D_{i2}
[mm]	[mm]	[mm]
648	700,00	600,00

630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{22}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
13,393	0,566	29,194	2,46	22,87

Il Iterazione

v_{22}	t_{r2}	t_{p2}	t_{c2}	d	kr^*a	n	i_{c2}	Q_{p2}	Q_{tot2}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,46	600	63,1	663	663	49,00	0,42	130,72	409,37	410,91
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,409	0,411

K_r	K/K_r	i_2	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,01	1

DN_2	D_{i2}
[mm]	[mm]
700	600,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{32}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
13,560	0,571	29,279	2,46	0,29



2.2.2 Sottobacino 4

I Iterazione

v_{14}	t_{r4}	t_{p4}	t_{c4}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c4}	Q_{p4}	Q_{tot4}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	90,0	690	690	49,00	0,42	127,74	462,62	464,36
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,463	0,464

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_4	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,01	1

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44
630,00	533,00	126,55	145,76	227,45

700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

D ₄	DN ₄	D _{i4}
[mm]	[mm]	[mm]
682	700,00	600,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h _r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v ₂₄	Δv%
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
15,324	0,618	30,080	2,53	26,60

II Iterazione

v ₂₄	t _{r4}	t _{p4}	t _{c4}	d	k _r *a	n	i _{c4}	Q _{p4}	Q _{tot4}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,53	600	71,1	671	671	49,00	0,42	129,81	470,14	471,87
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,470	0,472

K _r	K/K _r	i ₄	D _r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,01	1

DN ₄	D _{i4}
[mm]	[mm]
700	600,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h _r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v ₃₄	Δv%
-----------------------	----------------	------------------	-----------------	-----



[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
15,572	0,625	30,187	2,54	0,35

2.2.3 Sottobacino 5

I Iterazione

v ₁₅	t _{r5}	t _{p5}	t _{c5}	d	k _r *a	n	i _{c5}	Q _{p5}	Q _{tot5}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	87,5	688	688	49,00	0,42	128,01	437,36	439,01
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,437	0,439

h _r	K _r	Q _r /√i _r	K/K _r	i ₅	D _r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,02	1

D ₅	DN ₅	D _{i5}
[mm]	[mm]	[mm]
643	700,00	600,00

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D _i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{25}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
13,147	0,560	29,069	2,70	34,81

315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44
630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

II Iterazione

v_{25}	t_{r5}	t_{p5}	t_{c5}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c5}	Q_{p5}	Q_{tot5}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,70	600	64,9	665	665	49,00	0,42	130,51	445,92	447,57
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								0,446	0,448

K_r	K/K_r	i_5	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,02	1

DN_5	D_{i5}
[mm]	[mm]
700	600,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{35}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
13,404	0,567	29,204	2,71	0,46



2.3 Applicazione a Sottobacini con Confluenze a Monte

In presenza di tratti confluenti a monte, nella sezione terminale di un tratto generico il tempo di corrivazione sarà dato da:

$$t_c = t_c' + (L/v)$$

Con:

$$L/v = t_p$$

dove t_c' indica il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte o, nel caso che tale tempo sia minore del tempo di ruscellamento del tratto considerato, il tempo di ruscellamento stesso (Ipotesi di Sincronismo).

2.3.1 Sottobacino 3

In questo paragrafo verrà illustrata l'applicazione del metodo della corrivazione al sottobacino 3, che presenta i tratti 1 e 2 come confluenze a monte, successivamente vengono riportati i dati ricavati con il medesimo procedimento per il sottobacino 6 che presenta a monte i tratti confluenti 1, 2, 3, 4, e 5.

Ipotesi iniziali:

$$v_{13} = 2 \text{ [m/s]}$$

$$t_r = 600 \text{ [s]}$$

Calcolo del tempo di percorrenza e del tempo di corrivazione:

$$t_{p3} = L_3/v_{13} \text{ [s]}$$

$$t_{c3} = t_c' + t_{p3} \text{ [s]}$$

Calcolo di dell'intensità di pioggia:

$$d = t_{c3}$$

$$i_{c3} = k_r \cdot a \cdot \left(\frac{t_{c3}}{3600}\right)^{(n-1)} \text{ [mm/h]}$$

Con:

k_r – Coefficiente di Crescita

a [mm/h] – Coefficiente della Curva di Probabilità Pluviometrica

n – Esponente della Curva di Probabilità Pluviometrica

Si calcola la Portata Pluviale:

$$Q_{p3} = \frac{\varphi_{m3} \cdot i_{c3} \cdot \sum A_3}{0,36} \text{ [l/s]}$$

e successivamente la Portata Totale:

$$Q_{tot} = Q_{p3} + Q_{fp3} \text{ [l/s]}$$

v_{13}	t_{r3}	t_{p3}	t_{c3}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c3}	Q_{p3}	Q_{tot3}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	82,5	752	752	49,00	0,42	121,54	1205,6 2	1210,5 2
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								1,206	1,211

Fissato h_r e nota K , dalla scala di deflusso specifica è possibile desumere il valore di $Q_r/\sqrt{i_r}$.

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_3	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,02	1

Si calcola poi il diametro teorico D_3 :

$$D_3 = D_r \cdot \left(\frac{\frac{Q_{tot3}}{\sqrt{i_3}}}{\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot K_r} \right)^{(3/8)}$$

Si individua il corrispondente diametro commerciale DN_3 :



Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44
630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

D₃	DN₃	D_{i3}
[mm]	[mm]	[mm]
931	1000,00	855,00

Si calcola così $Q_r/\sqrt{i_r}$,effettivo in funzione del diametro interno D_i :

$$Q_r/\sqrt{i_r,effettivo} = \frac{\frac{Q_{tot3}}{\sqrt{i_3}}}{\left(\frac{D_{i3}}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}}$$

Dalla scala di deflusso, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$,effettivo, si desumono h_r e $v_r/\sqrt{i_r}$, e si calcola la velocità v_{23} :

$$v_{23} = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_{i3}}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_3}$$

Nota v_{23} , si calcola lo scarto relativo tra la velocità di primo tentativo (v_{13}) e quest'ultima (v_{23}):

$$\Delta v\% = \left| \frac{v_{23} - v_{13}}{v_{13}} \right|$$

$Q_r/\sqrt{i_r, eff.}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{23}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
13,701	0,574	29,344	3,55	77,32

Si procede con la seconda iterazione.

II Iterazione

v_{23}	t_{i3}	t_{p3}	t_{c3}	d	kr^*a	n	i_{c3}	Q_{p3}	Q_{tot3}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
3,55	600	46,5	716	716	49,00	0,42	125,05	1287,5 4	1292,4 4
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								1,288	1,292

K_r	K/K_r	i_3	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]

DN_3	D_{i3}
[mm]	[mm]



70	1	0,02	1
----	---	------	---

1000	855,00
------	--------

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{33}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
14,628	0,599	29,783	3,60	1,50

In questo caso è necessaria anche una terza iterazione, malgrado l'elevata rapidità di convergenza del metodo.

III Iterazione

v_{33}	t_{r3}	t_{p3}	t_{c3}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c3}	Q_{p3}	Q_{tot3}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
3,60	600	45,8	715	715	49,00	0,42	125,12	1288,26	1293,16
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								1,288	1,293

K_r	K/K_r	i_3	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,02	1

DN_3	D_{i3}
[mm]	[mm]
1000	855,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{43}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
14,637	0,599	29,783	3,60	0,00

2.3.2 Sottobacino 6

Come effettuato per i tratti privi di convergenze a monte, si elencano di seguito i soli risultati del calcolo in ciascuna iterazione.

I Iterazione

v_{16}	t_{r6}	t_{p6}	t_{c6}	d	kr^*a	n	i_{c6}	Q_{p6}	Q_{tot6}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	102,5	818	818	49,00	0,42	115,77	2365,93	2375,92
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								2,366	2,376

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_6	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,02	1

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44



D_6	DN_6	D_{i6}
[mm]	[mm]	[mm]
1199	1200,00	1024,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{26}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
16,624	0,653	30,584	4,17	108,43

630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

II Iterazione

v_{26}	t_{r6}	t_{p6}	t_{c6}	d	$k_r \cdot a$	n	i_{c6}	Q_{p6}	Q_{tot6}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
4,17	600	49,2	764	764	49,00	0,42	120,39	2472,17	2482,16
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								2,472	2,482

K_r	K/K_r	i_6	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,02	1

DN_6	D_{i6}
[mm]	[mm]
1200	1024,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{36}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
17,367	0,674	30,839	4,20	0,84

2.3.3 Conclusione

Si ottengono i seguenti dati per ciascun sottobacino, completando il dimensionamento della rete nelle sue condizioni di esercizio ordinarie.

CARATTERISTICHE SOTTOBACINI					CONFLUENZE	
Sottobacino	A	L	i	ϕ_m	Tronchi Confluenti	ΣA
	[ha]	[m]	[%]	[-]		[ha]
1	1,93	170,0	1,30	0,67	-	1,93
2	1,74	155,0	1,40	0,65	-	1,74
3	1,66	165,0	1,80	0,67	1, 2	5,33
4	1,99	180,0	1,45	0,66	-	1,99
5	1,84	175,0	1,70	0,67	-	1,84
6	1,90	205,0	1,85	0,67	1, 2, 3, 4, 5	11,06

Sottobacino	PORTATE PLUVIALI E TOTALI										
	tr	tp	tc	ic	Qp	Qtot	DN	Di	hr	v	u
	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	[l/s]	[l/s]	[mm]	[mm]	[%]	[m/s]	[l/s*ha]
1	600	69,2	669	130,02	465,59	467,33	800,00	691,00	63,65	2,46	242,14
2	600	63,1	663	130,72	409,37	410,91	700,00	600,00	57,10	2,46	236,15
3	600	45,8	715	125,12	1288,26	1293,16	1200,00	1024,00	59,95	3,60	242,62
4	600	71,1	671	129,81	470,14	471,87	800,00	691,00	62,50	2,54	237,12
5	600	64,9	665	130,51	445,92	447,57	800,00	691,00	56,70	2,71	243,24
6	600	49,2	764	120,39	2472,17	2482,16	1200,00	1024,00	67,45	4,20	224,43



3. Metodo dell'Invaso Lineare

3.1 Generalità

Il metodo dell'invaso lineare è un modello di trasformazione afflussi-deflussi concettuale¹² lineare con schematizzazione ad invaso che si basa sull'equazione di continuità:

$$\varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = (q \cdot dt) + dw$$

Si osserva in essa che del volume idrico affluito alla fognatura nel tempo dt (φ i A dt), una parte defluisce (q dt) dalla sezione considerata e una parte si invasa (dw) nella rete a monte di questa. In ipotesi di pluviogramma rettangolare (pioggia d'intensità costante), il termine $\varphi \cdot i \cdot A$ si mantiene costante per poi annullarsi istantaneamente al cessare dell'evento meteorico. La portata defluente $q(t)$ invece, così come il volume w invasato nella fogna, aumenta durante la durata della pioggia per poi diminuire progressivamente, fino ad annullarsi, una volta cessate le precipitazioni. Per tale motivo, al termine dell'evento meteorico si raggiungerà la portata massima Q_{max} .

Il problema di progetto consiste nel determinare la durata di pioggia (t_p) che massimizza la portata, tenendo conto che i è inversamente proporzionale ad essa.

Ricordando che $i(t_p) = k_t \cdot a \cdot t_p^{(n-1)}$, la definizione della portata massima viene condotta introducendo il coefficiente udometrico $u = Q_{max}/A$ e l'invaso specifico $w = W_{tot}/A$, ottenendo:

$$u = \frac{2168 [n \cdot (\varphi \cdot k_t \cdot a)^{\frac{1}{n}}]}{w^{\frac{1}{n}-1}} [l/(s \cdot ha)]$$

Con:

$k_t \cdot a$ – Coefficiente della Curva di Probabilità Pluviometrica (a) ampliato mediante il Coefficiente di Crescita (k_t);

n – Esponente della Curva di Probabilità Pluviometrica;

φ – Coefficiente di Afflusso;

w [m^3/m^2] – Invaso Specifico per Unità di Area;

u [$l/(s \cdot ha)$] – Coefficiente Udometrico.

Il volume W_{tot} rappresenta invece il volume invasato in tutto il sistema:

$$W_{tot} = W_{ip} + W_{conf} + W_{pi}$$

Con:

W_{ip} – Volume di invaso proprio, il volume che si invasa nel tronco in progetto;

W_{conf} – Volume di invaso delle confluenze a monte, il volume invasato nei tratti a monte di quello considerato;

W_{pi} – Volume di piccolo invaso, il volume invasato in tutte le capacità minori diffuse sul bacino;

Nella pratica, vista l'impossibilità di determinare analiticamente W_{pi} , si assume un valore $W_{pis} = 30/50$ [m^3/ha] che consente di ricavare $W_{pi} - W_{pi} = W_{pis} \cdot A$. In questa applicazione, $W_{pis} = 40$ [m^3/ha].

¹² Prevede una schematizzazione del fenomeno fisico, analizzando la risposta del sistema schematizzandolo con componenti idraulici.

3.2 Applicazione a Sottobacini senza Confluenze a Monte

Il seguente paragrafo illustra la modalità di applicazione del metodo dell'invaso lineare ai sottobacini non presentanti tronchi confluenti a monte. I passaggi vengono specificati per il solo sottobacino 1, vengono poi riportati sinteticamente i dati ricavati per i restanti casi, in quanto il procedimento è il medesimo per i sottobacini 2, 4 e 5. In sintesi, si applica un procedimento iterativo che prevede di fissare un coefficiente udometrico di primo tentativo per poi verificarne l'eventuale scarto rispetto al coefficiente udometrico valutato a seguito di un'analisi dell'invaso specifico tramite la scala di deflusso specifica.

3.2.1 Sottobacino 1

In primo luogo, si fissa un valore per u_{11} pari a 200 l/(s·ha), in modo da poter calcolare la portata al colmo di piena come segue:

$$Q_{p1} = u_{11} \cdot A_1 \text{ [l/s]}$$

Si calcola poi la portata totale:

$$Q_{tot1} = Q_{p1} + Q_{fp1} \text{ [l/s]}$$

Infine, si ricava la portata specifica $Q_r/\sqrt{i_r}$ dall'espressione:

$$Q_r/\sqrt{i_r} = \frac{Q_{tot1}}{\frac{\sqrt{i_1}}{\left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

u_{11}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_1	D_r	Q_{p1}	Q_{tot1}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s·ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,01	1	386,0	387,7	9,112

Dalla scala di deflusso specifica, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$, si ricavano h_r , $v_r/\sqrt{i_r}$ e σ_r , noti i quali è possibile calcolare la sezione idrica (σ_1), la velocità (v_1) ed il volume di invaso proprio (W_{ip1}):

$$\sigma_1 = \sigma_r \cdot \left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^2 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$v_1 = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_1} \text{ [m/s]}$$

$$W_{ip1} = \sigma_1 \cdot L_1 \text{ [m}^3\text{]}$$



$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_1	v_1	W_{pis1}	W_{pi1}	W_{conf1}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
9,112	0,451	26,539	0,344	0,16	2,37	40,00	77,20	0,00

Si calcolano dunque il volume totale (W_{tot}), il volume totale di invaso specifico (w) ed il coefficiente udometrico (u):

$$W_{tot1} = W_{ip1} + W_{pi1} + W_{conf1}^{(13)} \text{ [m}^3\text{]}$$

$$w_1 = \frac{W_{tot1}}{A_1} \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{]}$$

$$u_{21} = \frac{2168[n \cdot (\varphi \cdot k_t \cdot a)^{\frac{1}{n}}]}{w_1^{\frac{1}{n-1}}} \text{ [l/(s} \cdot \text{ha)]}$$

Calcoliamo infine lo scarto relativo tra u_{11} ed u_{21} :

$$\Delta u \% = \left| \frac{u_{21} - u_{11}}{u_{11}} \right|$$

W_{ip1}	W_{tot1}	w_1	u_{21}	$\Delta u \%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
27,91	105,11	0,0054	354,65	77,33

Come per il metodo cinematico, si ritiene ammissibile uno scarto minore dell'1%. In questo caso è perciò necessario procedere con ulteriori iterazioni.

II Iterazione

u_{21}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_1	D_r	Q_{p1}	Q_{tot1}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
354,65	49,00	0,42	1	0,01	1	684,5	686,2	16,127

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_1	v_1	W_{pis1}	W_{pi1}	W_{conf1}
------------------	-------	------------------	------------	------------	-------	------------	-----------	-------------

¹³ (si ricorda che in questo caso $W_{conf} = 0,00$)

[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
16,127	0,640	30,403	0,531	0,25	2,71	40,00	77,20	0,00

W _{ip1}	W _{tot1}	w ₁	u ₃₁	Δu%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
43,09	120,29	0,0062	294,35	17,00

III Iterazione

u ₃₁	k _r *a	n	K/K _r	i ₁	D _r	Q _{p1}	Q _{tot1}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
294,35	49,00	0,42	1	0,01	1	568,1	569,8	13,392

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₁	v ₁	W _{pis1}	W _{pi1}	W _{conf1}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
13,392	0,566	29,194	0,459	0,22	2,60	40,00	77,20	0,00

W _{ip1}	W _{tot1}	w ₁	u ₄₁	Δu%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
37,26	114,46	0,0059	315,26	7,10

IV Iterazione

u ₄₁	k _r *a	n	K/K _r	i ₁	D _r	Q _{p1}	Q _{tot1}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
315,26	49,00	0,42	1	0,01	1	608,5	610,2	14,340

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₁	v ₁	W _{pis1}	W _{pi1}	W _{conf1}
---------------------------------	----------------	---------------------------------	----------------	----------------	----------------	-------------------	------------------	--------------------



[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
14,340	0,592	29,656	0,484	0,23	2,64	40,00	77,20	0,00

W _{ip1}	W _{tot1}	w ₁	u ₅₁	Δv%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
39,30	116,50	0,0060	307,65	2,41

V Iterazione

u ₅₁	k _r *a	n	K/K _r	i ₁	D _r	Q _{p1}	Q _{tot1}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
307,65	49,00	0,42	1	0,01	1	593,8	595,5	13,995

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₁	v ₁	W _{pis1}	W _{pi1}	W _{conf1}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
13,995	0,582	29,489	0,475	0,23	2,63	40,00	77,20	0,00

W _{ip1}	W _{tot1}	w ₁	u ₆₁	Δv%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
38,54	115,74	0,0060	310,44	0,91

VI Iterazione

u ₆₁	k _r *a	n	K/K _r	i ₁	D _r	Q _{p1}	Q _{tot1}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
310,44	49,00	0,42	1	0,01	1	599,2	600,9	14,122

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₁	v ₁	W _{pis1}	W _{pi1}	W _{conf1}
---------------------------------	----------------	---------------------------------	----------------	----------------	----------------	-------------------	------------------	--------------------

[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
14,122	0,586	29,551	0,478	0,23	2,63	40,00	77,20	0,00

W _{ip1}	W _{tot1}	w ₁	u ₇₁	Δv%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
38,82	116,02	0,0060	309,41	0,33

Nel seguito, vengono brevemente riportati i passaggi relativi ai sottobacini 2, 4, e 5.

3.2.2 Sottobacino 2

I Iterazione

u ₁₂	k _r *a	n	K/K _r	i ₂	D _r	Q _{p2}	Q _{tot2}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,01	1	348,0	349,5	11,535

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₂	v ₂	W _{pis2}	W _{pi2}	W _{conf2}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
11,535	0,517	28,170	0,410	0,15	2,37	40,00	69,60	0,00

W _{ip2}	W _{tot2}	w ₂	u ₂₂	Δu%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
22,86	92,46	0,0053	341,26	70,63

II Iterazione



u_{22}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_2	D_r	Q_{p2}	Q_{tot2}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
341,26	49,00	0,42	1	0,01	1	593,8	595,3	19,647

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_2	v_2	W_{pis2}	W_{pi2}	W_{conf2}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
19,647	0,742	31,443	0,625	0,23	2,65	40,00	69,60	0,00

W_{ip2}	W_{tot2}	w_2	u_{32}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
34,89	104,49	0,0060	288,22	15,54

III Iterazione

u_{32}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_2	D_r	Q_{p2}	Q_{tot2}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
288,22	49,00	0,42	1	0,01	1	501,5	503,0	16,601

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_2	v_2	W_{pis2}	W_{pi2}	W_{conf2}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
16,601	0,653	30,577	0,543	0,20	2,57	40,00	69,60	0,00

W_{ip2}	W_{tot2}	w_2	u_{42}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
30,31	99,91	0,0057	306,61	6,38

IV Iterazione

u_{42}	$k_T \cdot a$	n	K/K_r	i_2	D_r	Q_{p2}	Q_{tot2}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
306,61	49,00	0,42	1	0,01	1	533,5	535,0	17,657

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_2	v_2	W_{pis2}	W_{pi2}	W_{conf2}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
17,657	0,682	30,928	0,571	0,21	2,60	40,00	69,60	0,00

W_{ip2}	W_{tot2}	w_2	u_{52}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
31,87	101,47	0,0058	300,16	2,10

IV Iterazione

u_{52}	$k_T \cdot a$	n	K/K_r	i_2	D_r	Q_{p2}	Q_{tot2}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
300,16	49,00	0,42	1	0,01	1	522,3	523,8	17,287

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_2	v_2	W_{pis2}	W_{pi2}	W_{conf2}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
17,287	0,672	30,811	0,561	0,20	2,59	40,00	69,60	0,00

W_{ip2}	W_{tot2}	w_2	u_{62}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
31,32	100,92	0,0058	302,41	0,75

3.2.3 Sottobacino 4

I Iterazione



u_{14}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_4	D_r	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,01	1	398,0	399,7	8,895

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_4	v_4	W_{pis4}	W_{pi4}	W_{conf4}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
8,895	0,445	26,375	0,338	0,16	2,48	40,00	79,60	0,00

W_{ip4}	W_{tot4}	w_4	u_{24}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
29,03	108,63	0,0055	337,62	68,81

II Iterazione

u_{24}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_4	D_r	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
337,62	49,00	0,42	1	0,01	1	671,9	673,6	14,989

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_4	v_4	W_{pis4}	W_{pi4}	W_{conf4}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
14,989	0,609	29,939	0,501	0,24	2,82	40,00	79,60	0,00

W_{ip4}	W_{tot4}	w_4	u_{34}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
43,04	122,64	0,0062	285,54	15,42

III Iterazione

u_{34}	$k_T \cdot a$	n	K/K_r	i_4	D_r	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
285,54	49,00	0,42	1	0,01	1	568,2	570,0	12,683

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_4	v_4	W_{pis4}	W_{pi4}	W_{conf4}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
12,683	0,547	28,821	0,440	0,21	2,71	40,00	79,60	0,00

W_{ip4}	W_{tot4}	w_4	u_{44}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
37,83	117,43	0,0059	303,21	6,19

IV Iterazione

u_{44}	$k_T \cdot a$	n	K/K_r	i_4	D_r	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
303,21	49,00	0,42	1	0,01	1	603,4	605,1	13,465

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_4	v_4	W_{pis4}	W_{pi4}	W_{conf4}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
13,465	0,568	29,232	0,461	0,22	2,75	40,00	79,60	0,00

W_{ip4}	W_{tot4}	w_4	u_{54}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
39,62	119,22	0,0060	296,93	2,07

V Iterazione



u_{54}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_4	D_r	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
296,93	49,00	0,42	1	0,01	1	590,9	592,6	13,187

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_4	v_4	W_{pis4}	W_{pi4}	W_{conf4}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
13,187	0,561	29,089	0,454	0,22	2,74	40,00	79,60	0,00

W_{ip4}	W_{tot4}	w_4	u_{64}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
38,98	118,58	0,0060	299,14	0,75

3.2.4 Sottobacino 5

I Iterazione

u_{15}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_5	D_r	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,02	1	368,0	369,6	7,597

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_5	v_5	W_{pis5}	W_{pi5}	W_{conf5}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
7,597	0,408	25,291	0,301	0,14	2,58	40,00	73,60	0,00

W_{ip5}	W_{tot5}	w_5	u_{25}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
25,13	98,73	0,0054	345,75	72,88

II Iterazione

u_{25}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_5	D_r	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
345,75	49,00	0,42	1	0,02	1	636,2	637,8	13,108

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_5	v_5	W_{pis5}	W_{pi5}	W_{conf5}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
13,108	0,559	29,050	0,452	0,22	2,96	40,00	73,60	0,00

W_{ip5}	W_{tot5}	w_5	u_{35}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
37,73	111,33	0,0061	307,25	11,14

III Iterazione

u_{35}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_5	D_r	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
307,25	49,00	0,42	1	0,02	1	565,3	567,0	11,652

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_5	v_5	W_{pis5}	W_{pi5}	W_{conf5}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
11,652	0,520	28,237	0,413	0,20	2,88	40,00	73,60	0,00

W_{ip5}	W_{tot5}	w_5	u_{45}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
34,48	108,08	0,0059	320,07	4,17



IV Iterazione

u_{45}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_5	D_r	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
320,07	49,00	0,42	1	0,02	1	588,9	590,6	12,137

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_5	v_5	W_{pis5}	W_{pi5}	W_{conf5}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
12,137	0,533	28,520	0,426	0,20	2,91	40,00	73,60	0,00

W_{ip5}	W_{tot5}	w_5	u_{55}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
35,57	109,17	0,0059	315,69	1,37

V Iterazione

u_{55}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_5	D_r	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
315,69	49,00	0,42	1	0,02	1	580,9	582,5	11,971

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_5	v_5	W_{pis5}	W_{pi5}	W_{conf5}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
11,971	0,528	28,423	0,421	0,20	2,90	40,00	73,60	0,00

W_{ip5}	W_{tot5}	w_5	u_{65}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
35,19	108,79	0,0059	317,19	0,48

3.3 Applicazione a Sottobacini con Confluenze a Monte

Dopo aver analizzato i passaggi necessari all'applicazione del metodo dell'invaso lineare ai sottobacini non presentanti tronchi confluenti a monte, ci si concentra ora sui sottobacini 3 e 6, presentanti confluenze. I passaggi vengono specificati per il solo sottobacino 3, essendo il procedimento adottato per il sottobacino 6 analogo.

3.3.1 Sottobacino 3

In primo luogo, si fissa un valore per u_{13} pari a 200 l/(s·ha), in modo da poter calcolare la portata al colmo di piena come segue:

$$Q_{p3} = u_{13} \cdot \sum A_3 \text{ [l/s]}$$

Si calcola poi la portata totale:

$$Q_{tot3} = Q_{p3} + Q_{fp3} \text{ [l/s]}$$

Infine, si ricava la portata specifica $Q_r/\sqrt{i_r}$ dall'espressione:

$$Q_r/\sqrt{i_r} = \frac{Q_{tot3}}{\frac{\sqrt{i_3}}{\left(\frac{D_{i3}}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

u_{13}	$k_r \cdot a$	n	K/K _r	i_3	D_r	Q_{p3}	Q_{tot3}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s·ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,02	1	1066,0	1070,9	7,493

Dalla scala di deflusso specifica, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$, si ricavano h_r , $v_r/\sqrt{i_r}$ e σ_r , noti i quali, è possibile calcolare la sezione idrica (σ_3), la velocità (v_3) ed il volume di invaso proprio (W_{ip3}):

$$\sigma_3 = \sigma_r \cdot \left(\frac{D_{i3}}{D_r}\right)^2 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$v_3 = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_{i3}}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_3} \text{ [m/s]}$$

$$W_{ip3} = \sigma_3 \cdot L_3 \text{ [m}^3\text{]}$$

Inoltre, si calcola il volume di invaso delle confluenze a monte come segue:

$$W_{conf} = W_{tot1} + W_{tot2}$$

(Si ricorda che per il sottobacino 6 è sufficiente calcolare W_{conf} come somma di W_{tot3} , W_{tot4} e W_{tot5} , in quanto il volume totale dei tratti confluenti 1 e 2 è già contenuto nell'aliquota relativa al sottobacino 3).



$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_3	v_3	W_{pis3}	W_{pi3}	W_{conf3}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
7,493	0,405	25,200	0,298	0,31	3,43	40,00	66,40	216,94

Si calcolano dunque il volume totale (W_{tot}), il volume totale di invaso specifico (w) ed il coefficiente udometrico (u):

$$W_{tot3} = W_{ip3} + W_{pi3} + W_{conf3} \text{ [m}^3\text{]}$$

$$w_3 = \frac{W_{tot3}}{\Sigma A_3} \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{]}$$

$$u_{23} = \frac{2168[n \cdot (\varphi \cdot k_t \cdot a)^{\frac{1}{n}}]}{w_3 \left(\frac{1}{n} - 1\right)} \text{ [l/(s} \cdot \text{ha)]}$$

Si calcola infine lo scarto relativo tra u_{11} ed u_{23} :

$$\Delta u\% = \left| \frac{u_{23} - u_{13}}{u_{13}} \right|$$

W_{ip3}	W_{tot3}	w_3	u_{23}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
51,52	334,86	0,0063	293,28	46,64

Si procede per iterazione fino al raggiungimento di uno scarto accettabile.

II Iterazione

u_{23}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_3	D_r	Q_{p3}	Q_{tot3}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
293,28	49,00	0,42	1	0,02	1	1563,2	1568,1	10,972

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_3	v_3	W_{pis3}	W_{pi3}	W_{conf3}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
10,972	0,502	27,827	0,395	0,41	3,79	40,00	66,40	216,94

W_{ip3}	W_{tot3}	w_3	u_{33}	$\Delta u\%$
-----------	------------	-------	----------	--------------

[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
68,29	351,63	0,0066	274,15	6,52

III Iterazione

u ₃₃	k _r *a	n	K/K _r	i ₃	D _r	Q _{p3}	Q _{tot3}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
274,15	49,00	0,42	1	0,02	1	1461,2	1466,1	10,258

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₃	v ₃	W _{pis3}	W _{pi3}	W _{conf3}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
10,258	0,483	27,356	0,375	0,39	3,73	40,00	66,40	216,94

W _{ip3}	W _{tot3}	w ₃	u ₄₃	Δu%
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
64,92	348,26	0,0065	277,82	1,34

IV Iterazione

u ₄₃	k _r *a	n	K/K _r	i ₃	D _r	Q _{p3}	Q _{tot3}	Q _r /√i _r
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
277,82	49,00	0,42	1	0,02	1	1480,8	1485,7	10,395

Q _r /√i _r	h _r	v _r /√i _r	σ _r	σ ₃	v ₃	W _{pis3}	W _{pi3}	W _{conf3}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
10,395	0,487	27,455	0,379	0,40	3,74	40,00	66,40	216,94



W_{ip3}	W_{tot3}	w_3	u_{33}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
65,61	348,95	0,0065	277,06	0,27

3.3.2 Sottobacino 6

I Iterazione

u_{16}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,02	1	2212,0	2222,0	15,335

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
15,335	0,618	30,088	0,510	0,53	4,16	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{26}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
109,65	761,97	0,0069	256,77	28,39

II Iterazione

u_{26}	$k_r \cdot a$	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
256,77	49,00	0,42	1	0,02	1	2839,9	2849,9	19,669

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
19,669	0,743	31,446	0,626	0,66	4,35	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{36}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
134,51	786,83	0,0071	245,63	4,34

III Iterazione

u_{36}	k_r^*a	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
245,63	49,00	0,42	1	0,02	1	2716,7	2726,7	18,819

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
18,819	0,716	31,254	0,602	0,63	4,32	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{46}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
129,45	781,78	0,0071	247,83	0,89



3.3.3 Conclusione

Si riportano di seguito i dati ottenuti per ciascun sottobacino.

CARATTERISTICHE SOTTOBACINI					CONFLUENZE	
Sottobacino	A	L	i	ϕ_m	Tronchi Confluenti	ΣA
	[ha]	[m]	[%]	[-]		[ha]
1	1,93	170,0	1,30	0,67	-	1,93
2	1,74	155,0	1,40	0,65	-	1,74
3	1,66	165,0	1,80	0,67	1, 2	5,33
4	1,99	180,0	1,45	0,66	-	1,99
5	1,84	175,0	1,70	0,67	-	1,84
6	1,90	205,0	1,85	0,67	1, 2, 3, 4, 5	11,06

Sottobacino	PORTATE PLUVIALI E TOTALI											
	Qp	Qtot	σ	Wip	Wpi	Wconf	Wtot	DN	Di	h	v	u
	[l/s]	[l/s]	[m ²]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[mm]	[mm]	[%]	[m/s]	[l/s*ha]
1	599,2	600,9	0,228	38,82	77,20	0,00	116,02	800,00	691,00	58,6	2,63	309,41
2	522,3	523,8	0,202	31,32	69,60	0,00	100,92	700,00	600,00	67,2	2,59	302,41
3	1480,8	1485,7	0,398	65,61	66,40	216,94	348,95	1200,00	1024,00	48,7	3,74	277,06
4	590,9	592,6	0,217	38,98	79,60	0,00	118,58	800,00	691,00	56,1	2,74	299,14
5	580,9	582,5	0,201	35,19	73,60	0,00	108,79	800,00	691,00	52,8	2,90	317,19
6	2716,7	2726,7	0,631	129,45	76,00	576,32	781,78	1200,00	1024,00	71,6	4,32	247,83

4. Metodo dell'Invaso Semplificato

4.1 Introduzione

Il metodo dell'invaso semplificato, dell'Ing. Guido De Martino, è il risultato di una serie di calcoli con il metodo dell'invaso lineare. Consente di determinare direttamente la portata al colmo di piena, senza procedimenti iterativi, basandosi sulla seguente ipotesi:

La portata al colmo di piena si determina in corrispondenza di un evento meteorico critico di durata $d_c = 15 \text{ min} = 900 \text{ s} = 0,25 \text{ h}$.

Confrontando i risultati ottenuti dal metodo dell'invaso lineare con quelli risultanti dall'applicazione della formula razionale per $d_c = 15 \text{ min}$, si nota che con l'utilizzo della formula la portata al colmo di piena risulta sovrastimata; l'Ing. De Martino introdusse dunque un coefficiente di ritardo (ψ) per eguagliare i risultati del metodo sviluppato con quelli del metodo dell'invaso lineare.

La portata risulta dunque così determinata da:

$$Q_p = \psi \cdot \frac{\phi \cdot i_c \cdot A}{360}$$

Con:

Q_p [m^3/s] – Portata al colmo di piena;

ψ – Coefficiente di ritardo (funzione di i_c , di A , della pendenza (i) del tronco e di ϕ);

ϕ – Coefficiente di afflusso;

i_c [mm/h] – Intensità di pioggia critica di durata d_c ;

A [ha] – Superficie del bacino.

Dalla seguente tabella è possibile determinare il coefficiente ψ in bacini di estensione entro i 30 ettari:

Coefficiente di Ritardo ψ

Area (ha) →		1-5			5-15			15-30		
Pendenza ↓	$\frac{\phi}{i} \downarrow$	0.30	0.50	0.70	0.30	0.50	0.70	0.30	0.50	70
0.001	0.072	0.46	0.52	0.56	0.44	0.49	0.53	0.42	0.47	0.51
	0.109	0.49	0.56	0.60	0.46	0.52	0.56	0.44	0.49	0.53
	0.183	0.57	0.65	0.70	0.51	0.58	0.62	0.44	0.54	0.58
0.005	0.072	0.47	0.54	0.59	0.45	0.52	0.57	0.43	0.50	0.55
	0.109	0.51	0.60	0.64	0.49	0.56	0.61	0.47	0.54	0.58
	0.183	0.63	0.74	0.83	0.57	0.67	0.74	0.53	0.64	0.70
0.01	0.072	0.48	0.55	0.60	0.46	0.53	0.58	0.45	0.51	0.56
	0.109	0.52	0.61	0.66	0.50	0.59	0.63	0.48	0.57	0.60
	0.183	0.66	0.80	0.88	0.61	0.72	0.79	0.57	0.68	0.75
0.05	0.072	0.49	0.56	0.61	0.47	0.54	0.59	0.46	0.52	0.57
	0.109	0.54	0.63	0.69	0.51	0.60	0.66	0.49	0.58	0.63
	0.183	0.70	0.86	0.97	0.65	0.79	0.88	0.60	0.75	0.84

Valida per $A \leq 30 \text{ ha}$



4.2 Applicazione

Il seguente paragrafo illustra la modalità di applicazione del metodo dell'invaso semplificato. I passaggi vengono specificati per il solo sottobacino 1, vengono poi riportati sinteticamente i dati ricavati per i restanti casi, in quanto il procedimento è il medesimo per i sottobacini 2, 4 e 5 e presenta solo piccole variazioni per i sottobacini 3 e 6 (con confluenze a monte).

4.2.1 Sottobacino 1

Si procede anzitutto a determinare il coefficiente di ritardo basandosi sulle caratteristiche del sottobacino in esame e sui dati di progetto, ricordando che $i_c = k_r \cdot a \cdot d_c^{(n-1)}$:

d_c	i_c	K/K_r	D_r
[min]	[mm/h]	-	[m]
15	109	1	1
[s]			
900			
[h]			
0,25			

Sottobacino	A	i	ϕ_m	ψ	DN	Di	ΣA
[-]	[ha]	[%]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[ha]
1	1,93	1,30	0,67	0,66	800,00	691,00	1,93
2	1,74	1,40	0,65	0,66	700,00	600,00	1,74
3	1,66	1,80	0,67	0,69	1200,00	1024,00	5,33
4	1,99	1,45	0,66	0,66	800,00	691,00	1,99
5	1,84	1,70	0,67	0,69	800,00	691,00	1,84
6	1,90	1,85	0,67	0,69	1200,00	1024,00	11,06

Si calcola poi la portata al colmo di piena (Q_{p1}):

$$Q_{p1} = \psi_1 \cdot \frac{\varphi_{m1} \cdot i_c \cdot A_1}{0,36} \text{ [l/s]} \quad (14)$$

E la portata totale (Q_{tot1}):

$$Q_{tot1} = Q_{p1} + Q_{fp1} \text{ [l/s]}$$

Nota la portata totale si ricava quella specifica come segue:

$$Q_r / \sqrt{i_r} = \frac{\frac{Q_{tot1}}{\sqrt{i_1}}}{\left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Dalla scala di deflusso specifica, in funzione di $Q_r / \sqrt{i_r}$, si desumono h_r e $v_r / \sqrt{i_r}$, e si calcola la velocità v_1 :

$$v_1 = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_{i1}}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i_1} \text{ [m/s]}$$

Si calcola inoltre il coefficiente udometrico u_1 :

$$u_1 = Q_{tot1} / A_1 \text{ [l/s]}$$

Q_{fp1}	Q_{p1}	Q_{tot1}	$Q_r / \sqrt{i_r}$	h_r	$v_r / \sqrt{i_r}$	v_1	u_1
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
1,74	258,77	260,52	6,12	0,363	23,848	2,13	134,98

4.2.2 Sottobacino 2

Q_{fp2}	Q_{p2}	Q_{tot2}	$Q_r / \sqrt{i_r}$	h_r	$v_r / \sqrt{i_r}$	v_2	u_2
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
1,53	226,31	227,84	7,52	0,405	25,215	2,12	130,95

¹⁴ per i sottobacini presentanti confluenze a monte si sostituisce A_i con $\sum A_i$.



4.2.3 Sottobacino 3

Q_{fp3}	Q_{p3}	Q_{tot3}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_3	u_3
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
4,90	749,44	754,35	5,28	0,335	22,884	3,12	141,53

4.2.4 Sottobacino 4

Q_{fp4}	Q_{p4}	Q_{tot4}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_4	u_4
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
1,73	261,72	263,46	5,86	0,355	23,574	2,22	132,39

4.2.5 Sottobacino 5

Q_{fp5}	Q_{p5}	Q_{tot5}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_5	u_5
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
1,65	258,13	259,78	5,34	0,337	22,956	2,34	141,19

4.2.6 Sottobacino 6

Q_{fp6}	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_6	u_6
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
9,99	1551,47	1561,46	10,78	0,497	27,697	3,83	141,18

4.2.7 Conclusione

Si riportano di seguito i dati relativi ai vari sottobacini nel metodo considerato.

CARATTERISTICHE SOTTOBACINI					CONFLUENZE	
Sottobacino	A	L	i	ϕ_m	Tronchi Confluenti	ΣA
	[ha]	[m]	[%]	[-]		[ha]
1	1,93	170,0	1,30	0,67	-	1,93
2	1,74	155,0	1,40	0,65	-	1,74
3	1,66	165,0	1,80	0,67	1, 2	5,33
4	1,99	180,0	1,45	0,66	-	1,99
5	1,84	175,0	1,70	0,67	-	1,84
6	1,90	205,0	1,85	0,67	1, 2, 3, 4, 5	11,06

Sottobacino	PORTATE PLUVIALI E TOTALI						
	Q_p	Q_{tot}	DN	D_i	h	v	u
	[l/s]	[l/s]	[mm]	[mm]	[%]	[m/s]	[l/s*ha]
1	258,8	260,52	800,00	691,00	36,3	2,13	134,98
2	226,3	227,84	700,00	600,00	40,5	2,12	130,95
3	749,4	754,35	1200,00	1024,00	33,5	3,12	141,53
4	261,7	263,46	800,00	691,00	35,5	2,22	132,39
5	258,1	259,78	800,00	691,00	33,7	2,34	141,19
6	1551,5	1561,46	1200,00	1024,00	49,7	3,83	141,18



5. Verifica delle velocità minime e massime

5.1 Verifica alle Velocità Minime

Come già accennato all'inizio del presente elaborato, è necessario fissare una velocità minima della corrente nei condotti fognari in modo da evitare la formazione di depositi di materiali sedimentabili, l'occlusione degli specchi o il rilascio di gas tossici. Tale velocità è stabilita dalla Circolare n°11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici, ed è pari a 0,50 m/s per le portate nere medie. Nel caso in cui la portata fecale media non consenta il raggiungimento di detta velocità minima si ritiene accettabile il dilavamento delle superfici della fognatura almeno una volta al giorno, quando la portata fecale di punta defluisce nello speco (purché si raggiungano velocità tali da allontanare il materiale sedimentato). Pertanto, qualora la prima verifica alle velocità minime non dovesse essere soddisfatta, si effettua lo stesso controllo con riferimento alle portate fecali di punta. Il valore delle velocità connesse alla portata fecale di punta deve essere maggiore di 0,50-0,60 m/s, per fognature nere, e maggiore di 0,60/0,70 m/s per le fognature miste.

La verifica viene eseguita quando nel sistema di drenaggio transita esclusivamente la portata fecale.¹⁵

5.1.1 Applicazione

Ipotizzando che nello speco transiti la portata fecale media Q_{fm} si valuta la velocità v_{fm} corrispondente:

$$Q_r/\sqrt{i_r} = \frac{Q_{fm}}{\left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Dalla scala di deflusso specifica, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$, si ricava $v_r/\sqrt{i_r}$, e si calcola la velocità v_{fm} :

$$v_{fm} = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \text{ [m/s]}$$

Se $v_{fm} \geq 0,50$ m/s, la verifica è soddisfatta. Altrimenti si procede alla verifica in funzione della portata fecale di punta (Q_{fp}):

$$Q_r/\sqrt{i_r} = \frac{Q_{fp}}{\left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \frac{K}{K_r}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Dalla scala di deflusso specifica, in funzione di $Q_r/\sqrt{i_r}$, si ricava $v_r/\sqrt{i_r}$, e si calcola la velocità v_{fp} :

$$v_{fp} = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \text{ [m/s]}$$

¹⁵ Tale condizione implica l'assenza di eventi meteorici e viene definita "condizione di asciutto".

Se $v_{fp} \geq 0,50$ m/s la verifica è soddisfatta. Se invece i valori delle velocità delle correnti nei diversi spechi dovessero essere inferiori alla velocità minima, è necessario ricorrere all'installazione di pozzetti di lavaggio, il cui dimensionamento è illustrato nel successivo paragrafo.

Sottobacino	Q_{fm}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{fm}	$v \geq 0,50$ m/s
	[l/s]	[m ³ /s]	[m/s]	[m/s]	
1	0,60	0,014	3,911	0,35	no
2	0,53	0,017	4,165	0,35	no
3	1,69	0,012	3,715	0,51	sì
4	0,60	0,013	3,847	0,36	no
5	0,57	0,012	3,715	0,38	no
6	3,44	0,016	4,039	0,62	sì

Sottobacino	Q_{fp}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{fp}	$v \geq 0,50$ m/s
	[l/s]	[m ³ /s]	[m/s]	[m/s]	
1	1,74	0,041	5,385	0,48	no
2	1,53	0,051	5,759	0,48	no
3	4,90	0,034	5,109	0,70	sì
4	1,73	0,039	5,276	0,50	sì
5	1,65	0,034	5,109	0,52	sì
6	9,99	0,069	6,320	0,87	sì

5.1.2 Dimensionamento dei Pozzetti di Lavaggio

Le verifiche non soddisfatte, di cui al paragrafo precedente, sono riferite ai sottobacini 1 e 2. Pertanto, si procede al dimensionamento dei pozzetti di lavaggio nei tratti suddetti.

Il pozzetto di lavaggio (o di cacciata) è composto da una vasca che si riempie grazie ad un rubinetto tarato collegato all'acquedotto. Quando la vasca ha raggiunto un certo livello di riempimento, un sifone di cacciata si adescia scaricando bruscamente il volume contenuto nella vasca all'interno della rete fognaria. Si produce così un'onda di portata in grado di allontanare il materiale sedimentato. Di



norma, le cacciate giornaliere non dovrebbero essere meno di 2, ed è preferibile se ne verifichino almeno 3 o 4.

Nel caso in esame, si è optato per un pozzetto in calcestruzzo gettato in opera con sifone di tipo "Milano", con rivestimento in gres e chiusino in ghisa sferoidale.

Si considerano le seguenti ipotesi per il dimensionamento:

- Q_0 , portata scaricata dal pozzetto, costante durante il tempo di cacciata T ;
- Il fronte d'onda positivo generato dalla variazione di portata da quella iniziale a Q_0 si propaga con velocità costante v_0 ;
- Il fronte d'onda negativo generato dalla variazione di portata da Q_0 a quella finale dovuta allo svuotamento del pozzetto si propaga con velocità costante $v_0 + \sqrt{g \cdot h_m}$;
- L'azione dilavante della portata Q_0 si esaurisce quando il fronte d'onda negativo raggiunge quello positivo.

In altre parole, a t_0 la vasca raggiunge il volume di cacciata, rilasciato dal sifone generando un fronte d'onda positivo di velocità v_0 e che percorre in ogni istante t uno spazio $v_0 t$. All'istante $t=T$, raggiunto il tempo di cacciata, essendosi esaurito il volume nella vasca si genera un fronte d'onda negativo con celerità di propagazione $v_0 + \sqrt{g \cdot h_m}$; bisogna definire la sezione in cui il fronte d'onda negativo raggiunge quello positivo, laminando la testa del volume.

Considerando un pozzetto gettato in opera¹⁶, assegnata la lunghezza L del tratto da lavare si calcola il volume W necessario affinché ciò avvenga: nota la velocità di auto-lavaggio $v = 0,60$ m/s si calcola v_r sapendo che:

$$\frac{v_0}{v_r} = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{k}{k_r} \cdot \left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Noto $v_r/\sqrt{i_r}$, dalla scala di deflusso specifica si ricavano σ_r , l_r e $Q_r/\sqrt{i_r}$ e si calcolano σ , l e Q_0 :

$$\sigma = \sigma_r \cdot \left(\frac{D_i}{D_r}\right)^2$$

$$l = l_r \cdot \frac{D_i}{D_r}$$

$$Q_0 = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{k}{k_r} \cdot \left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}}$$

Inoltre, si ha:

$$h_m = \frac{\sigma}{l}$$

¹⁶ Nel caso di pozzetti prefabbricati, aventi volume fissato, si determina la lunghezza del tratto che essi sono in grado di lavare per poi verificarne la compatibilità con il tratto considerato.

Infine, si calcola W come:

$$W = \frac{L \cdot Q_0 \cdot \sqrt{g \cdot h_m}}{v_0 \cdot (v_0 + \sqrt{g \cdot h_m})}$$

Sottobacino	Tronco	L	v0	vr/√ir	Qr/√ir	σr	lr	Q0	σ	l	hm	W
	[-]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m³/s]	[m²]	[m]	[m³/s]	[m²]	[m]	[m]	[m³]
1	AC	170,0	0,60	6,73	0,088	0,013	0,419	0,0037	0,0062	0,29	0,021	0,46
2	BC	155,0	0,60	7,13	0,105	0,015	0,436	0,0032	0,0053	0,26	0,020	0,35

5.2 Verifica alle Velocità Massime

Nel caso in cui le pendenze del terreno, e quindi dei tronchi di fognatura, non fossero tali da permettere di contenere le velocità massime entro il limite di 5.0 m/s è necessario conferire ai tronchi di fognatura una pendenza minore di quella del terreno, realizzando lungo la canalizzazione dei salti di fondo.

Tale verifica verrà effettuata per i valori massimi di velocità derivanti da ciascuno dei 3 metodi.

Sottobacino	v	v ≤ 5,0 m/s
	[m/s]	
1	2,63	sì
2	2,59	sì
3	3,74	sì
4	2,74	sì
5	2,90	sì
6	4,32	sì

Le verifiche risultano tutte soddisfatte; non è necessario dunque prevedere pozzetti di salto nei tratti della rete di drenaggio.



6. Verifica di Stato Critico

Essendo i metodi di trasformazione afflussi-deflussi considerati basati sulla ipotesi semplificativa di moto uniforme, risulta necessario eseguire la verifica di stato critico, finalizzata a garantire che anche quando la corrente è in condizioni di stato critico (ovvero risulta il minimo contenuto energetico per un fissato valore di portata Q oppure, similmente, massimo valore di portata Q per un dato valore di energia specifica h ; la condizione può determinare gradi di riempimento anche molto maggiori rispetto al dimensionamento) il grado di riempimento h_{cr} sia tale da non comportare la pressurizzazione dello speco.

La verifica risulta soddisfatta se $h_{cr} \leq 80 \div 85\%$.

Per ciascun tronco, si impone dunque che la portata defluente nello speco Q_{tot} sia in condizioni di stato critico Q_{cr} :

$$Q_{cr} = \frac{Q_{tot}}{\left(\frac{D_i}{D_r}\right)^{\frac{5}{2}}}$$

Dalla scala di deflusso si ricava h_{cr} .

Sottobacino	Q_{tot}	Q_{cr}	h_{cr}	h_u	Alveo	Verifica
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[%]	[%]		$h_{cr} \leq 80/85 \%$
1	0,601	1,51	71,00	58,60	Forte Pendenza	sì
2	0,524	1,88	78,90	67,20	Forte Pendenza	sì
3	1,486	1,40	68,25	48,65	Forte Pendenza	sì
4	0,593	1,49	70,55	56,10	Forte Pendenza	sì
5	0,583	1,47	69,90	52,85	Forte Pendenza	sì
6	2,727	2,57	89,70	71,65	Forte Pendenza	no

Si osserva che la verifica non è soddisfatta nel sottobacino 6. Per tale motivo, in via cautelativa, si è deciso di aumentare la classe diametrale risultante dal dimensionamento con quella immediatamente successiva piuttosto che prevedere uno scaricatore di alleggerimento. In questo modo, il diametro interno dello speco passa da 1024,00 mm a 1200,00 mm; nei paragrafi seguenti vengono illustrati i tre metodi di dimensionamento e verifica, nonché le relative verifiche alle velocità minime e massime e la verifica di stato critico con il nuovo diametro.

Polietilene a Parete Strutturata (Corrugato) (ECOPAL - Polieco Group)				
DE	D_i	SN 4	SN 8	SN 16
[mm]	[mm]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]
		[€/m]	[€/m]	[€/m]
160,00	135,00	-	13,90	17,12
200,00	170,00	14,91	16,78	25,51
250,00	218,00	21,30	25,17	35,23
315,00	273,00	31,13	35,16	60,22
350,00	300,00	-	53,36	75,31
400,00	344,00	47,92	55,93	86,29
465,00	400,00	-	84,58	127,54
500,00	427,00	77,41	94,92	133,76
580,00	500,00	-	135,93	186,44
630,00	533,00	126,55	145,76	227,45
700,00	600,00	-	198,56	292,09
800,00	691,00	212,42	270,76	352,37
930,00	800,00	-	335,93	476,03
1000,00	855,00	325,92	376,05	528,24
1200,00	1024,00	501,40	531,48	708,46
1395,00	1200,00	-	1042,46	-

6.1.1 Corrivazione

Sottobacino 6
Confluenze: Si

I Iterazione



v_{16}	t_{r6}	t_{p6}	t_{c6}	d	kr^*a	n	i_{c6}	Q_{p6}	Q_{tot6}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
2,00	600	102,5	818	818	49,00	0,42	115,77	2365,93	2375,92
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								2,366	2,376

h_r	K_r	$Q_r/\sqrt{i_r}$	K/K_r	i_6	D_r
[m]	[m ^{1/3} /s]	[m ³ /s]	-	-	[m]
0,50	70	10,909	1	0,02	1

D_6	DN_6	D_{i6}
[mm]	[mm]	[mm]
1199	1395,00	1200,00

$Q_r/\sqrt{i_r}$ eff.	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{26}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
10,890	0,500	27,768	4,21	110,35

II Iterazione

v_{26}	t_{r6}	t_{p6}	t_{c6}	d	kr^*a	n	i_{c6}	Q_{p6}	Q_{tot6}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
4,21	600	48,7	764	764	49,00	0,42	120,43	2473,01	2483,00
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								2,473	2,483

K_r	K/K_r	i_6	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,02	1

DN_6	D_{i6}
[mm]	[mm]
1395	1200,00

$Q_r/\sqrt{i_r \text{ eff.}}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{36}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
11,381	0,513	28,080	4,25	1,13

III Iterazione

v_{26}	t_{r6}	t_{p6}	t_{c6}	d	k_{r^*a}	n	i_{c6}	Q_{p6}	Q_{tot6}
[m/s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[mm/h]	-	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
4,25	600	48,2	763	763	49,00	0,42	120,48	2474,03	2484,02
								[m ³ /s]	[m ³ /s]
								2,474	2,484

K_r	K/K_r	i_6	D_r
[m ^{1/3} /s]	-	-	[m]
70	1	0,02	1

DN_6	D_{i6}
[mm]	[mm]
1395,00	1200,00

$Q_r/\sqrt{i_r \text{ eff.}}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{36}	$\Delta v\%$
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]
11,386	0,513	28,080	4,25	0,00

6.1.2 Invaso Lineare

Sottobacino 6

Confluenze: Si

I Iterazione



u_{16}	k_r^*a	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
200,00	49,00	0,42	1	0,02	1	2212,0	2222,0	10,046

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
10,046	0,477	27,219	0,370	0,532	4,18	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{26}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
109,14	761,46	0,0069	257,01	28,50

II Iterazione

u_{26}	k_r^*a	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
257,01	49,00	0,42	1	0,02	1	2842,5	2852,5	12,897

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
12,897	0,553	28,942	0,446	0,642	4,45	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{36}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
131,69	784,01	0,0071	246,86	3,95

III Iterazione

U_{26}	$k_T \cdot a$	n	K/K_r	i_6	D_r	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$
[l/s*ha]	[mm/h]	-	-	-	[m]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]
246,86	49,00	0,42	1	0,02	1	2730,2	2740,2	12,389

$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	σ_r	σ_6	v_6	W_{pis6}	W_{pi6}	W_{conf6}
[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m ²]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /ha]	[m ³]	[m ³]
12,389	0,540	28,667	0,433	0,623	4,40	40,00	76,00	576,32

W_{ip6}	W_{tot6}	w_6	u_{36}	$\Delta u\%$
[m ³]	[m ³]	[m ³ /m ²]	[l/s*ha]	[%]
127,72	780,04	0,0071	248,59	0,70

6.1.3 Invaso Semplificato

Sottobacino 6

Confluenze: Sì

Q_{fp6}	Q_{p6}	Q_{tot6}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	h_r	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_6	u_6
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m ³ /s]	[m]	[m/s]	[m/s]	[l/s]
9,99	1551,47	1561,46	7,060	0,392	24,796	3,81	141,18



6.1.4 Verifiche alle condizioni di esercizio

VERIFICA ALLE v MASSIME

Sottobacino	v	$v \leq 5,0 \text{ m/s}$
	[m/s]	
6	4,40	sì

VERIFICA ALLE v MINIME

Sottobacino	Q_{fm}	$Q_r/\sqrt{i_r}$	$v_r/\sqrt{i_r}$	v_{fm}	$v \geq 0,50 \text{ m/s}$
	[l/s]	[m ³ /s]	[m/s]	[m/s]	
6	3,44	0,0238	4,59	0,63	sì

VERIFICA DI STATO CRITICO

Sottobacino	Q_{tot}	Q_{cr}	h_{cr}	h_u	Alveo	Verifica
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[%]	[%]		$h_{cr} \leq 80/85 \%$
6	2,740	1,74	76,05	54,00	Forte Pendenza	sì

7. Pozzetti di Ispezione

La manutenzione dei canali di una rete di drenaggio è fondamentale per garantirne il corretto funzionamento. Le operazioni di pulizia degli specchi sono rese possibili dalla presenza, lungo il tracciato delle canalizzazioni, di pozzetti di ispezione.

Tali manufatti, non hanno solo il compito di rendere possibile la sorveglianza e la pulizia dei tratti rettilinei di fogna tra pozzetto e pozzetto, ma anche di permettere la realizzazione di curve e confluenze.

La distanza massima tra due pozzetti successivi secondo la Circolare n° 11633 M.LL.PP. (07/01/1974):

- fogne praticabili, con $H > 1.05\text{m}$, distanza massima di 50 m¹⁷;
- fogne non praticabili, dove risulta $H \leq 1.05\text{m}$, distanza massima di 25 m.

Sottobacino	Praticabile	Dist.MAX
	H > 1,05 m	[m]
1	no	25,00
2	no	25,00
3	no	25,00
4	no	25,00
5	no	25,00
6	sì	50,00

8. Dimensionamento delle opere di scarico di un edificio

Gli impianti di scarico delle acque reflue sono costituiti da una rete di tubazioni che allontana le acque utilizzate dai dispositivi di un fabbricato o di un'unità abitativa, convogliandole in fogna. In genere si effettua una distinzione tra:

- Acque nere: provenienti dai WC;
- Acque grigie: provenienti da lavabi, lavabiancheria etc;
- Acque grasse: provenienti dalla cucina.

Per dimensionare un impianto di scarico, similmente a quanto fatto per l'impianto idrico sanitario di approvvigionamento nel progetto della rete di distribuzione¹⁸, è necessario conoscere i quantitativi massimi di acque scaricabili nell'unità di tempo dai singoli apparecchi (valori tabellati per ciascuna

¹⁷ L'altezza limite di 1.05 m è definita sulla base della dimensione minima dello speco vecchio inglese: a questa altezza corrisponde un diametro $D=70$ cm, che consente dunque il passaggio di un essere umano. In realtà, è buona norma considerare praticabili le fogne con altezza maggiore o uguale a 1.20 m.

¹⁸ P.M. ESPOSITO, R.M. POLIDORO, A.L. ROSA – Progetto di una rete di distribuzione idrica. Par. 6, p. 43.



tipologia) e la contemporaneità d'uso degli stessi, in maniera tale da determinare una portata ridotta di scarico.

In generale, una rete di scarico è composta da:

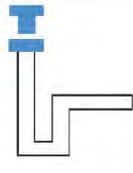
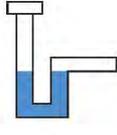
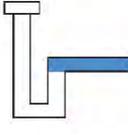
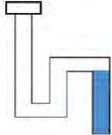
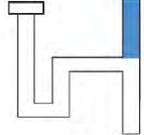
- Sifone: dispositivo di scarico che, tramite la chiusura idraulica, impedisce il rilascio di cattivi odori nell'ambiente;
- Diramazioni di scarico: tubazioni che collegano il sifone di ogni apparecchio alle colonne di scarico, dotate di una pendenza longitudinale minima verso lo scarico;
- Colonne di scarico: tubazioni verticali che raccolgono ad ogni piano i liquami delle diramazioni e li convogliano nei collettori attraverso cambiamenti di direzione a 45° ¹⁹;
- Collettori di scarico: tubazioni sub-orizzontali che raccolgono i liquami provenienti dalle colonne di scarico e li convogliano in fognatura. Le colonne di scarico sono ad essi collegati tramite sifone o connessione diretta;
- Bocche di ispezione: poste lungo le tubazioni, in particolare alla base di ogni colonna di scarico;
- Rete di ventilazione: fondamentale per garantire un efficace scarico dei liquami, prevenendo la formazione di una depressione a monte nelle fasi di scarico. Di norma, la tipologia di rete di ventilazione più economica e diffusa nelle applicazioni civili è la rete con ventilazione primaria, in cui la ventilazione si ottiene prolungando la colonna di scarico verticale oltre la copertura con una tubazione dello stesso diametro, impedendo la chiusura di detta apertura con sistemi che possono ridurre la sezione di passaggio dell'aria. Gli allacciamenti alla condotta di ventilazione vanno effettuati con braghe a 90° , in maniera tale da garantire la chiusura idraulica ad ogni scarico e non determinare fenomeni di aspirazione nei sifoni; l'uscita della condotta di ventilazione in copertura deve inoltre rispettare delle distanze minime per evitare la diffusione di emissioni maleodoranti negli ambienti abitati ai livelli superiori dell'edificio.

8.1 Impianti di scarico domestico – dimensionamento

Lo scarico delle acque – ad eccezione di alcuni impianti industriali e di laboratorio – è caratterizzato da periodi di deflusso brevi e discontinui. Come unità di misura delle acque di scarico si adotta un valore base corrispondente ad uno scarico specifico di 1.0 l/s , definito *unità di scarico* (US). Tutti i punti di scarico di acque usate sono ripartiti secondo opportune tabelle in unità costituenti dei gruppi di valori di allacciamento; il calcolo della portata totale Q_t di acque usate affluenti in una colonna o in un collettore si esegue sommando i singoli valori specifici di scarico secondo i tipi di apparecchi allacciati. Tramite la tabella relativa a detto valore o le formule riduttive di contemporaneità è possibile determinare il carico ridotto Q_r , corrispondente al carico probabile contemporaneo. A seconda del sistema di ventilazione selezionato o la pendenza fissata è dunque possibile determinare rispettivamente i diametri di colonne e collettori consultando le relative tabelle.

¹⁹ In particolare, per i raccordi al piede nei condotti di scarico si impiega un raccordo con 2 deviazioni angolari di 45° , con un tratto intermedio di lunghezza almeno pari al doppio del diametro esterno: in questo modo, si riduce la ruosità dello scarico di almeno il 35%, diminuendo anche la zona di pressione: una curva a 90° presenterebbe il massimo dell'intensità in termini di rumore e pressione idrostatica prodotti dall'urto.

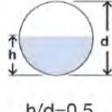
Nota l'intensità di scarico Q di un singolo apparecchio è possibile dimensionare i relativi apparecchi di scarico (piletta, sifone, canotto, scarico, eventuale ventilazione secondaria):

Intensità di scarico Q	Piletta		Sifone	Canotto	Scarico *	Ventil. secondaria
						
	1		2	3	4	5
I/s	ø mm	"	ø mm	ø mm	ø mm	ø mm
0,2	25	1"	25	32	40	25
0,5/0,6	32	1 1/4"	32	40	50	25
0,8/1,0	40	1 1/2"	32	50	63	32
1,5	50	2"	40	63	90	32
2,0			80	90	90	40
2,5			90	100	110	40

Il dimensionamento delle colonne di scarico si effettua in base al sistema di ventilazione scelto e la natura della braga (curvata o meno) secondo tabelle riferite alla portata Q transitante in esse. Si riporta di seguito la tabella riferita ad un sistema di ventilazione primaria, avendo selezionato tale tipologia di impianto.

ø interno/ esterno mm	portata Q l/s con braga 88° 1/2	portata Q l/s con braga 88° 1/2 curvata
57/63*	1,3	
69/75*	2,0	
83/90*	3,0	
101/110	4,2	5,2
115/125	5,0	
147/160	10,0	
187/200	15,0	
234/250	27,0	
295/315	50,0	
		

Per le diramazioni di raccolta degli apparecchi fino alla colonna di scarico si impiegano tabelle legate alla portata in transito ed alla pendenza delle tubazioni; i quantitativi massime di acque usate ammessi per i diversi diametri e le varie pendenze corrispondono ad un'altezza di riempimento h/D pari al 50%.

 h/d=0,5	pendenze in %				
	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%
ø mm	portata Q in l/s				
34/40*	0,11	0,15	0,19	0,22	0,24
44/50*	0,21	0,30	0,37	0,43	0,48
57/63*	0,43	0,61	0,75	0,87	0,98
69/75*	0,72	1,03	1,26	1,46	1,64
83/90**	1,05	1,53	1,88	2,18	2,44
101/110***	1,95	2,79	3,42	3,96	4,43



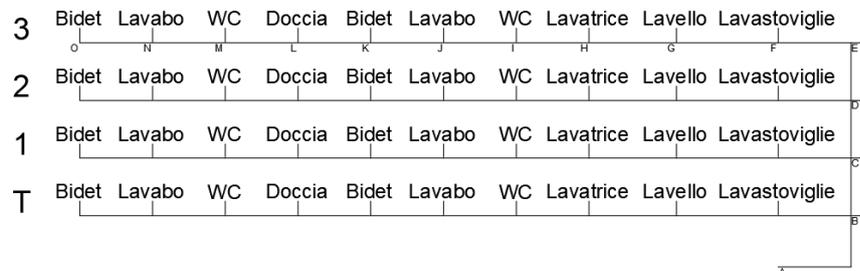
Per i collettori di scarico e gli altri allacciamenti installati nelle zone inferiori dei fabbricati (garage, cantine, magazzini, locali...) la tabella è analoga al caso precedente, prevedendo quantitativi massimi ammissibili corrispondenti ad un'altezza di riempimento h/D del 70%.

 $h/d=0,7$	pendenze in %				
	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%
\varnothing mm	portata Q in l/s				
57/63*	0,9	1,2	1,4	1,6	1,7
69/75*	1,7	2,0	2,4	2,6	2,9
83/90*	2,5	3,0	3,5	4,0	4,3
101/110	4,5	5,5	6,4	7,1	7,8
115/125	6,5	8,0	9,2	10,3	11,3
147/160	13,0	16,0	18,5	21,0	23,0
187/200	23,8	29,2	33,7	37,7	41,4
234/250	43,2	53,0	61,2	68,5	75,0
295/315	79,8	97,8	113,0	126,5	138,6

Per le diramazioni di scarico di acque usate installate esternamente ai fabbricati sia civili che industriali – diramazioni di scarico esterne ai fabbricati – il grado di riempimento ammissibile è dell'80%.

 $h/d=0,8$	pendenze in %						
	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	4,0%	5,0%
\varnothing mm	portata Q in l/s						
69/75*	1,8	2,3	2,6	3,0	3,2	3,8	4,2
83/90*	2,8	3,4	4,0	4,5	4,9	5,6	6,3
101/110	5,0	6,2	7,2	8,0	8,9	10,2	11,5
115/125	7,4	9,0	10,5	11,7	12,9	14,9	16,7
147/160	15,0	18,0	21,0	23,5	26,0	30,0	33,0
187/200	27,0	33,1	38,1	42,8	47,0	54,3	60,8
234/250	49,0	60,1	69,5	77,7	85,2	98,4	110,1
295/315	90,6	111,1	128,4	143,6	157,4	181,8	203,3

Si riportano di seguito i dati relativi al calcolo effettuato per l'edificio analizzato nel progetto della rete di distribuzione²⁰, considerando un impianto a ventilazione primaria con braghe a $88^{\circ} \frac{1}{2}$. Come visibile dallo schema, l'impianto presenta 16 WC, 16 bidet, 16 lavabi, 8 docce, 8 lavatrici, 8 lavastoviglie ed 8 lavelli complessivamente, corrispondenti ad un complesso di unità abitative con 2 bagni e una cucina. A causa del considerevole



²⁰ P.M. ESPOSITO, R.M. POLIDORO, A.L. ROSA – Progetto di una rete di distribuzione idrica. Par. 6, p. 44 e ss.

numero di WC, si considerano quattro colonne di scarico equamente ripartite in maniera tale da ridurre il carico per ciascuna colonna.

SCARICO DOMESTICO	
Tipo di Apparecchi	Unità di Scarico (U.S.)
(Apparecchi Idrosanitari)	Q [l/s]
Orinatoio	0.50
Lavabo	0.50
Bidet	0.50
Piatto Doccia	0.60
Vasca da Bagno	0.80
Lavello da Cucina	0.80
Lavastoviglie	0.80
Lavatrice	0.80
Pozzetto	1.00
WC con Scarico 6 l	2.00

Si riportano di seguito le unità di scarico dei singoli apparecchi considerate per il dimensionamento, considerando WC con impianto di scarico a cassetta. Si ottengono i seguenti valori di carico:

Portata Totale	Carico Ridotto
Q _t [l/s]	Q _r [l/s]
72.00	4.24

Da cui viene condotto il dimensionamento in base alle tabelle riportate in precedenza.

Dimensionamento scarico WC (Apparecchi di Scarico)	φ [mm]
Piletta	-
Sifone	80
Cannotto	90
Scarico	90
Ventilazione Secondaria	40

Dimensionamento scarico bidet, lavabo, doccia (Apparecchi di Scarico)	φ [mm]
Piletta	32
Sifone	32
Cannotto	40
Scarico	50
Ventilazione Secondaria	25

Dimensionamento scarico lavatrice, lavastoviglie, lavello (Apparecchi di Scarico)	φ [mm]
Piletta	40
Sifone	32
Cannotto	50
Scarico	63
Ventilazione Secondaria	32

Q _r /colonna [l/s]	Colonne di Scarico	φ int./ext. [mm]
1.06	Braga 88° 1/2	57/63



In particolare, per ciò che concerne la diramazione di raccolta degli apparecchi fino alla colonna di scarico si è impiegata la classe diametrale 101/110 in virtù della presenza di 4 WC per ciascuna colonna di scarico.

8.2 Impianti di scarico delle acque meteoriche – dimensionamento

Come intuibile, lo scarico delle acque pluviali è normalmente caratterizzato da periodi di captazione lunghi e continui; è dunque molto importante stabilire la quantità massima di acqua caduta in periodi di piogge intense. Come unità di misura delle acque pluviali si impiega l'intensità pluviometrica [L/(s·m²)], variabile da regione a regione e con valori massimi in corrispondenza di piogge brevi e di elevata intensità (temporali)²¹. Per determinare un buon valore dell'intensità di pioggia ci si basa solitamente su un periodo di ritorno T = 10 anni. Il carico pluviale Q_p, determinante per il dimensionamento delle condotte pluviali, si ottiene dalla seguente relazione:

$$Q_p = K \cdot i_p \cdot A$$

Con K coefficiente riduttivo funzione della natura e della pendenza delle superfici esposte a pioggia, interpretabile anche come coefficiente di ritardo allo scorrimento dell'acqua dalla superficie in esame alle bocchette di captazione. A vantaggio di sicurezza, si è assunto K = 1.0, corrispondente a tetti ricoperti di materiali plastici o lapidei, comunque duri e lisci.

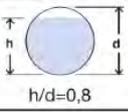
Analogamente a quanto visto in precedenza, il dimensionamento delle colonne d'acqua pluviali in base ai m² di superficie esposta è tabellato in funzione di K e del carico pluviale Q_p.

ø interno esterno	portata Q l/s	superficie massima in m ² evacuabile per i.p. = 0.04 l/s/m ²		
		K = 1,0	K = 0,6	K = 0,3
57/63	1,9	47	79	158
69/75	3,6	90	150	300
83/90	5,0	125	208	417
101/110	8,9	222	371	742
115/125	12,5	312	521	1042
147/160	25,0	625	1042	2083
187/200	47,0	1175	1958	3917
234/250	85,0	2125	3542	7083
295/315	157,0	3925	6542	13083

Diramazioni di Scarico	φ	i	Q _r /diramazione
	int./ext. [mm]	[%]	[l/s]
Apparecchi - Colonna	101/110*	1.0	1.06
Collettori - Allacci inferiori	101/110	1.0	4.24
Apparecchi Esteri	101/110	1.0	4.24

²¹ L'intensità pluviometrica consigliata nella pratica progettuale ed adottata in questa esercitazione è i_p = 0.04 L/(s·m²), corrispondente ad un'intensità di pioggia di circa 144 mm/h su proiezione orizzontale.

Il dimensionamento dei collettori pluviali – interni ed esterni ai fabbricati – dipende invece dalla pendenza degli stessi, con quantitativi massimi di acque pluviali ammessi per i diversi diametri e le varie pendenze corrispondenti ad un'altezza di riempimento h/D dell'80%.

 $h/d=0,8$	pendenze in %							
	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	4,0%	5,0%
ϕ mm	portata Q in l/s							
69/75	1,3	1,8	2,3	2,6	3,0	3,2	3,8	4,2
83/90	2,0	2,8	3,4	4,0	4,5	4,9	5,6	6,3
101/110	3,6	5,0	6,2	7,2	8,0	8,9	10,2	11,5
115/125	5,2	7,4	9,0	10,5	11,7	12,9	14,9	16,7
147/160	10,0	15,0	18,0	21,0	23,5	26,0	30,0	33,0
187/200	19,0	27,0	33,1	38,1	42,8	47,0	54,3	60,8
234/250	34,5	49,0	60,1	69,5	77,7	85,2	98,4	110,1
295/315	62,8	90,6	111,1	128,4	143,6	157,4	181,8	203,3

Si riportano di seguito i valori ottenuti dal calcolo, considerando un'area di influenza media per ciascun pluviale di 60 m^2 , in maniera tale da garantire un corretto deflusso delle acque.

SCARICO ACQUE METEORICHE			
Intensità Pluviometrica			
K	A	i_p	Q_p
[-]	$[\text{m}^2]$	$[\text{l/s} \cdot \text{m}^2]$	$[\text{l/s}]$
1.0	60	0.04	2.40

Colonne
ϕ
$[\text{mm}]$
69/75

Collettori	
i	ϕ
$[\%]$	$[\text{mm}]$
1.0	83/90



Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

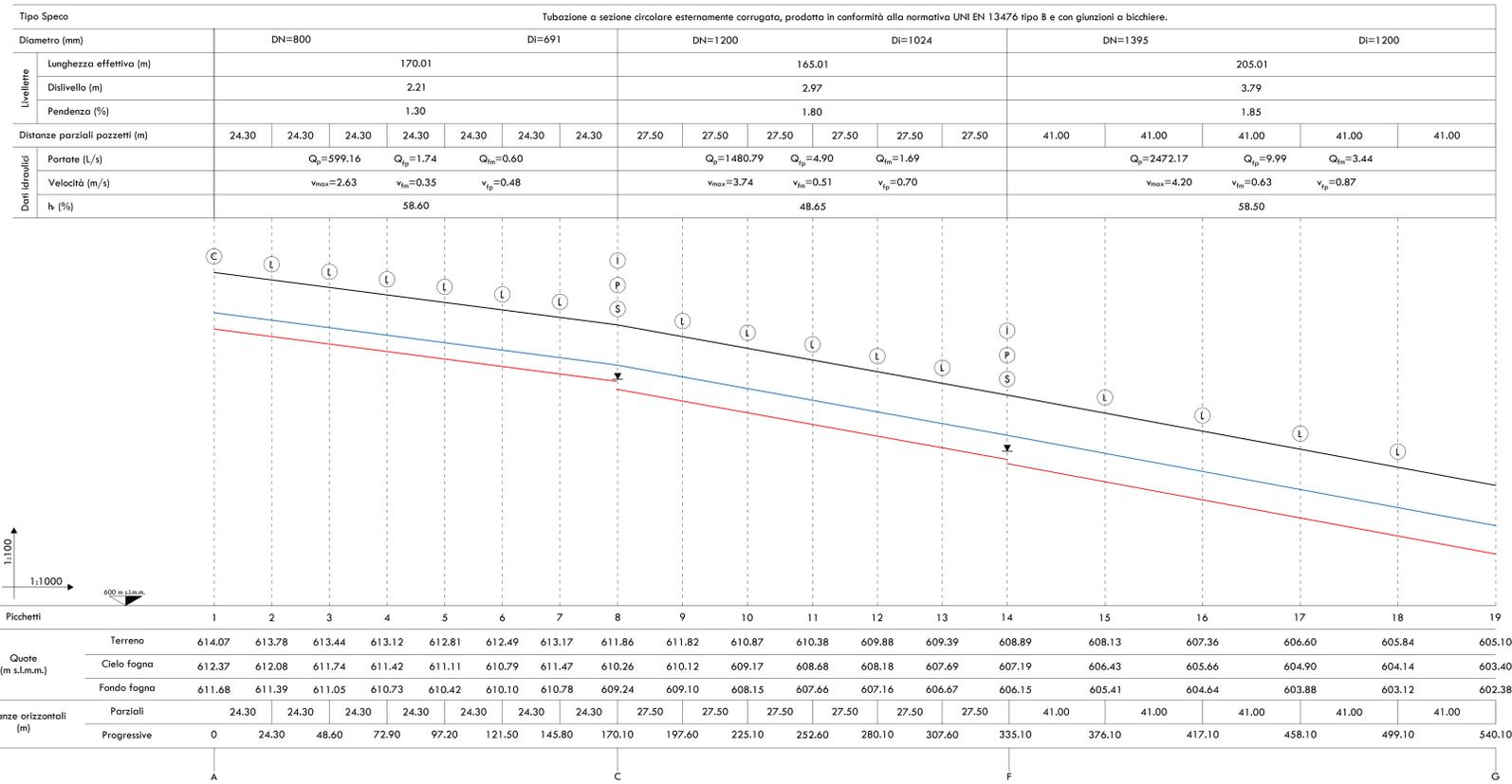
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

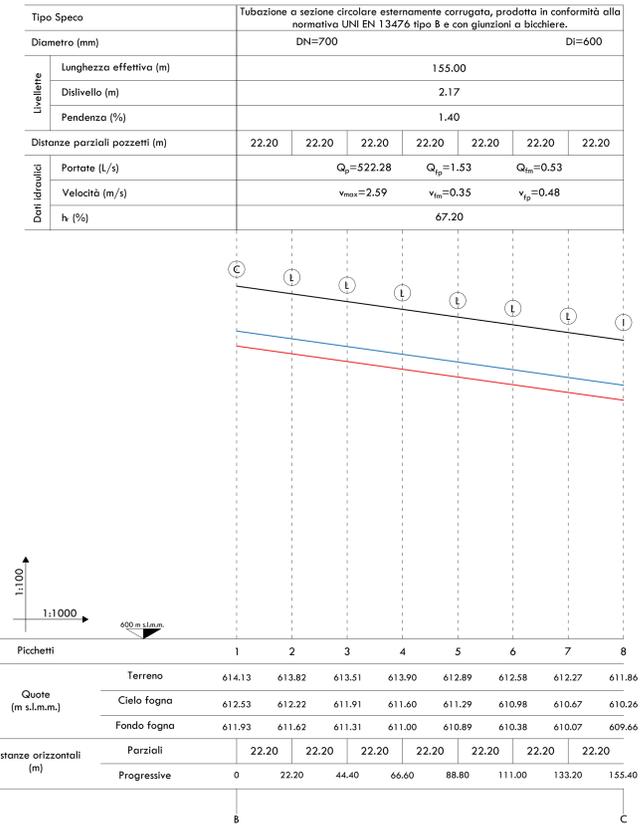
Corso di Costruzioni Idrauliche

Anno Accademico 2022 – 2023

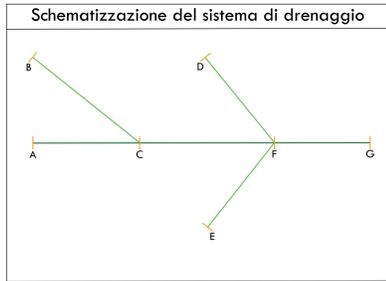
Collettore principale (A-C-F-G)



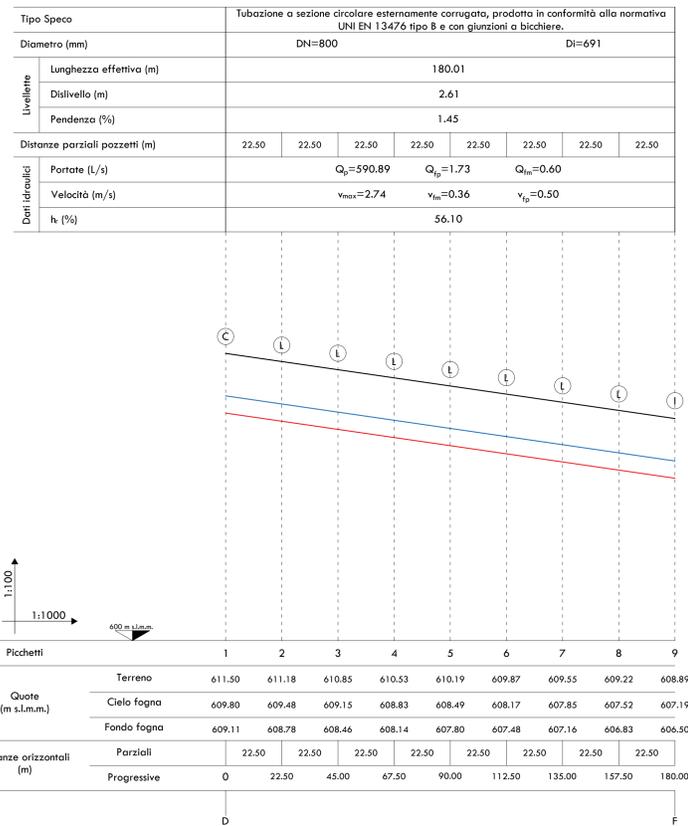
Collettore secondario (B-C)



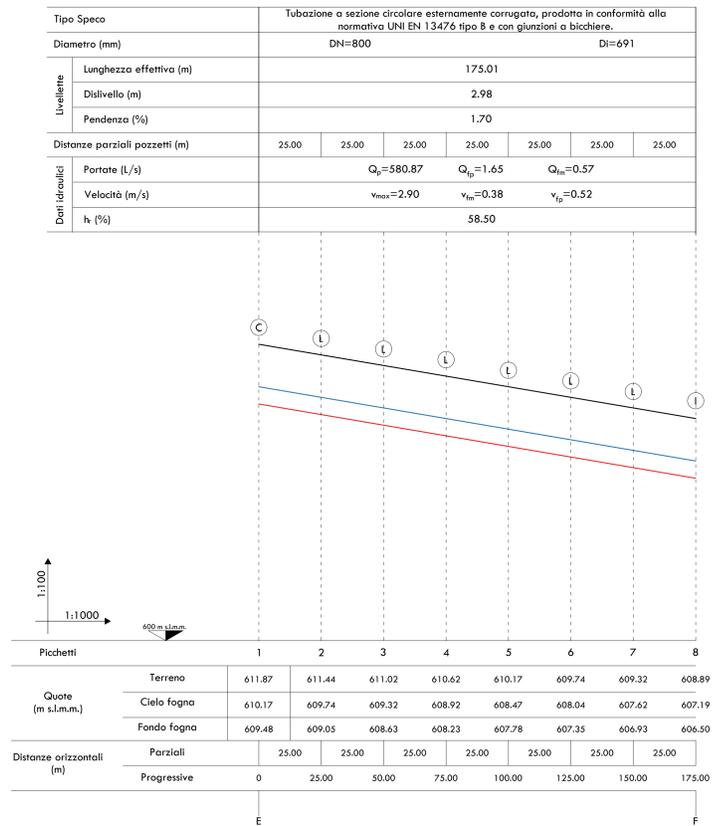
Legenda	
	Profilo del terreno
	Cielo fogna
	Fondo fogna
	Pozzetto di ispezione in linea
	Pozzetto di cacciata/lavaggio
	Pozzetto di cambio speco
	Pozzetto di cambio pendenza
	Pozzetto di immissione
	Fondo fogna immissione
	Sezione di chiusura
	Collettore principale
	Collettore secondario



Collettore secondario (D-F)



Collettore secondario (E-F)



Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Costruzioni Idrauliche
Anno Accademico 2022 - 2023

Elaborato 3
Progetto di una rete di drenaggio urbano

Tavola
1
Profili Longitudinali
Scala 1:100 - 1:1000

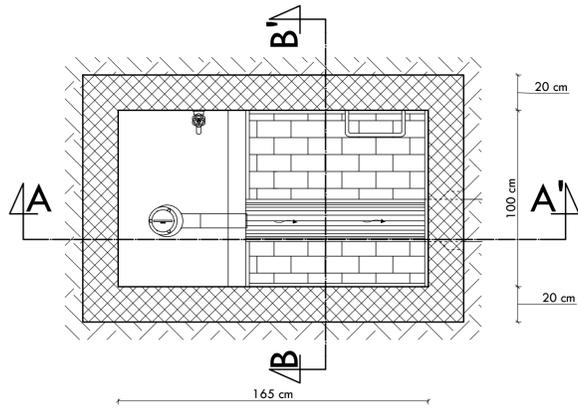
Docente: _____ Tutor: _____
Prof. Ing. Francesco Pugliese Ing. Giuseppe Ascione

Studenti:
Pasquale Maria Esposito NS2/738
Riccardo Maria Palidoro NS2/712
Anna Laura Rosa NS2/746

Pozzetto di Cacciata "Milano"

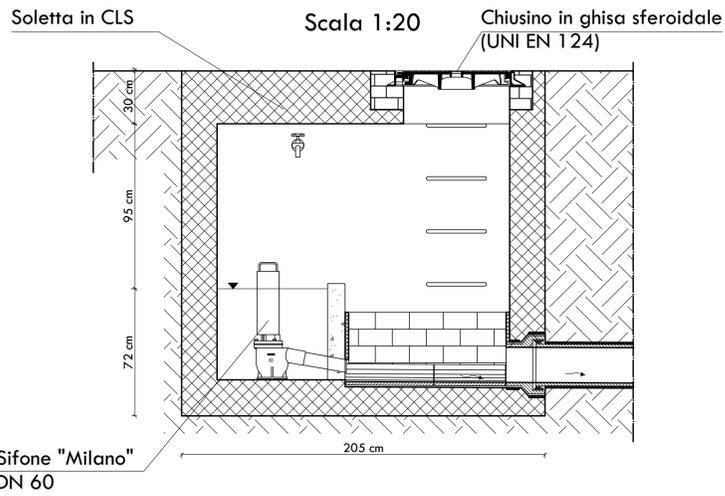
Planimetria

Scala 1:20



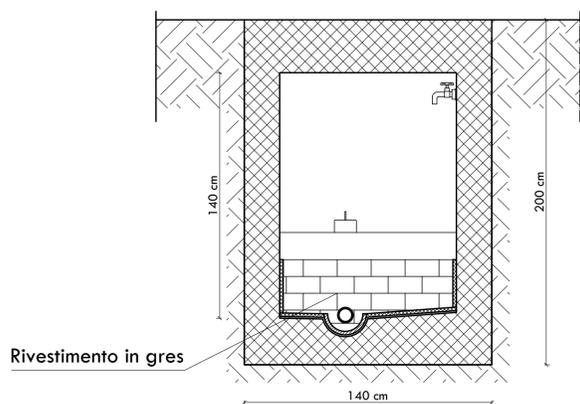
Sezione A-A'

Scala 1:20



Sezione B-B'

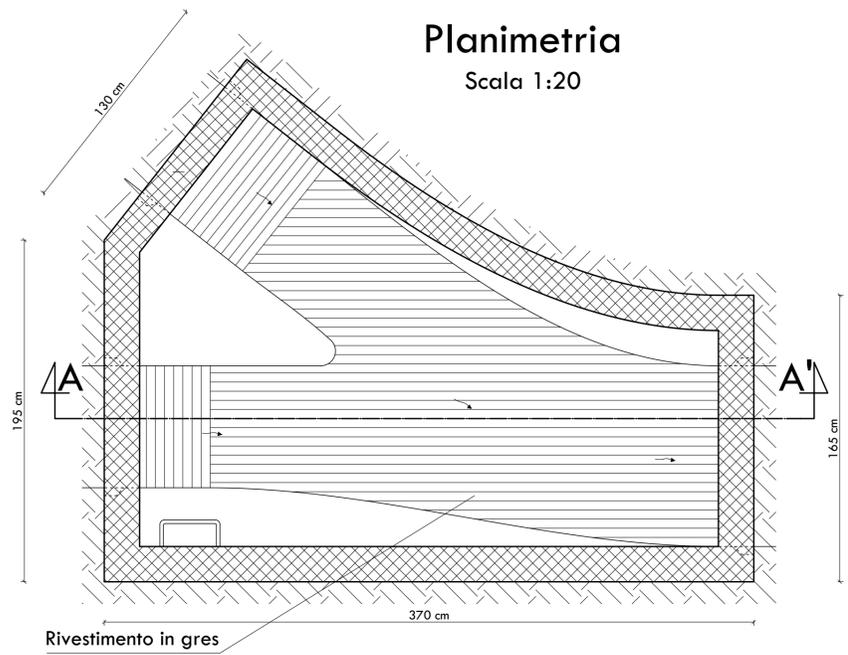
Scala 1:20



Pozzetto di Immissione e cambio speco (Nodo C)

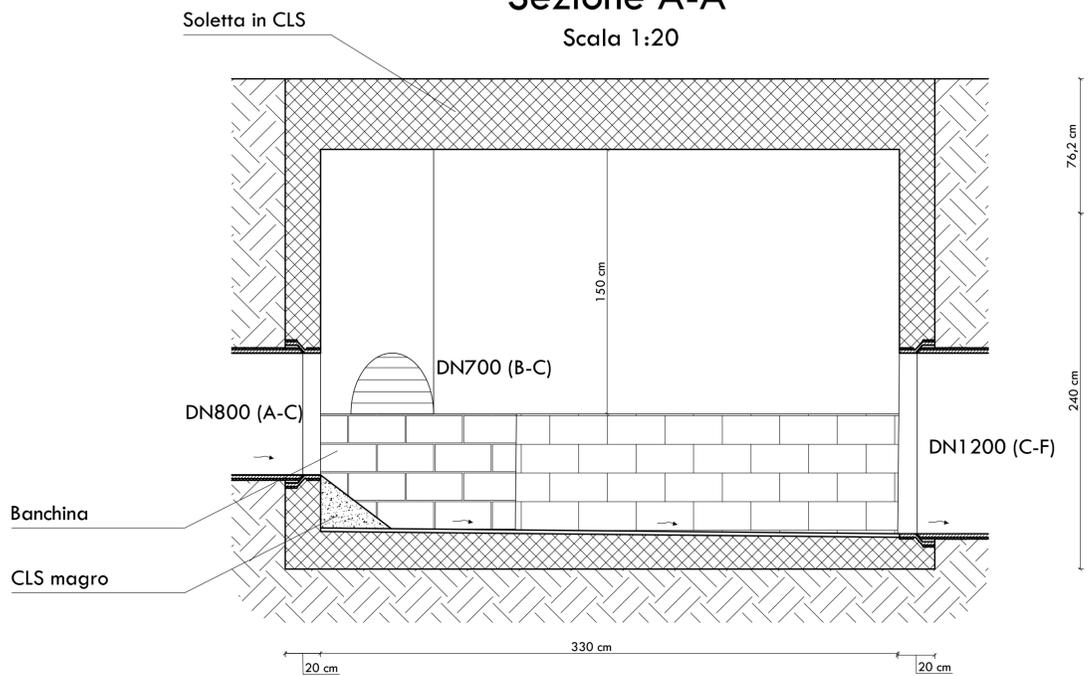
Planimetria

Scala 1:20



Sezione A-A'

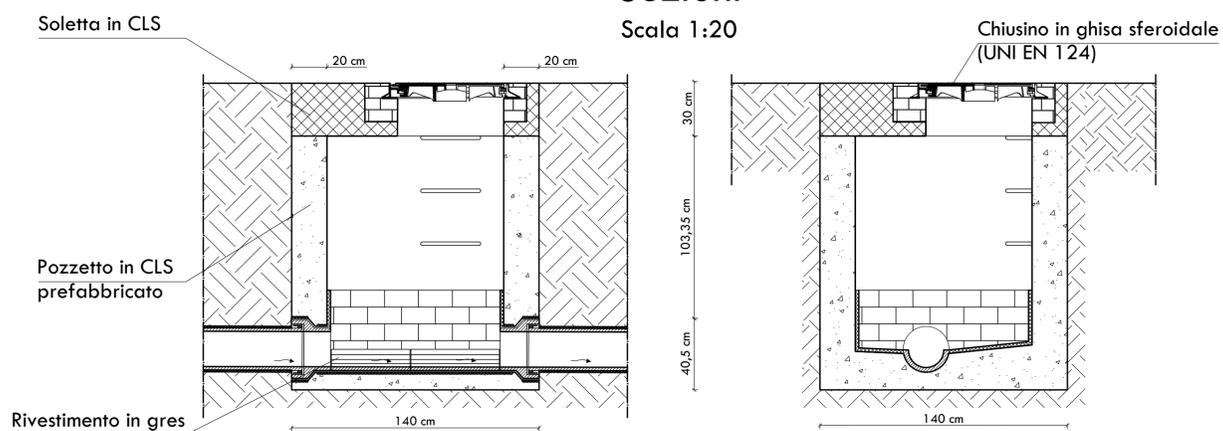
Scala 1:20



Pozzetto di Ispezione in Linea

Sezioni

Scala 1:20



Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Costruzioni Idrauliche
Anno Accademico 2022 - 2023

Elaborato 3
Progetto di una rete di drenaggio urbano

Tavola

2

Opere d'Arte
Scala 1:20

Docente:

Prof. Ing. Francesco Pugliese

Tutor:

Ing. Giuseppe Ascione

Studenti:

Pasquale Maria Esposito
Riccardo Maria Polidoro
Anna Laura Rosa

N52/738
N52/712
N52/746