

FOGNATURE

- Generalita' -

FOGNATURE

- FOGNATURE BIANCHE
- FOGNATURE NERE
- FOGNATURE MISTE (UNITARIE)

- D.LVO 152/06 suggerisce fognature separate

Fognatura dinamica



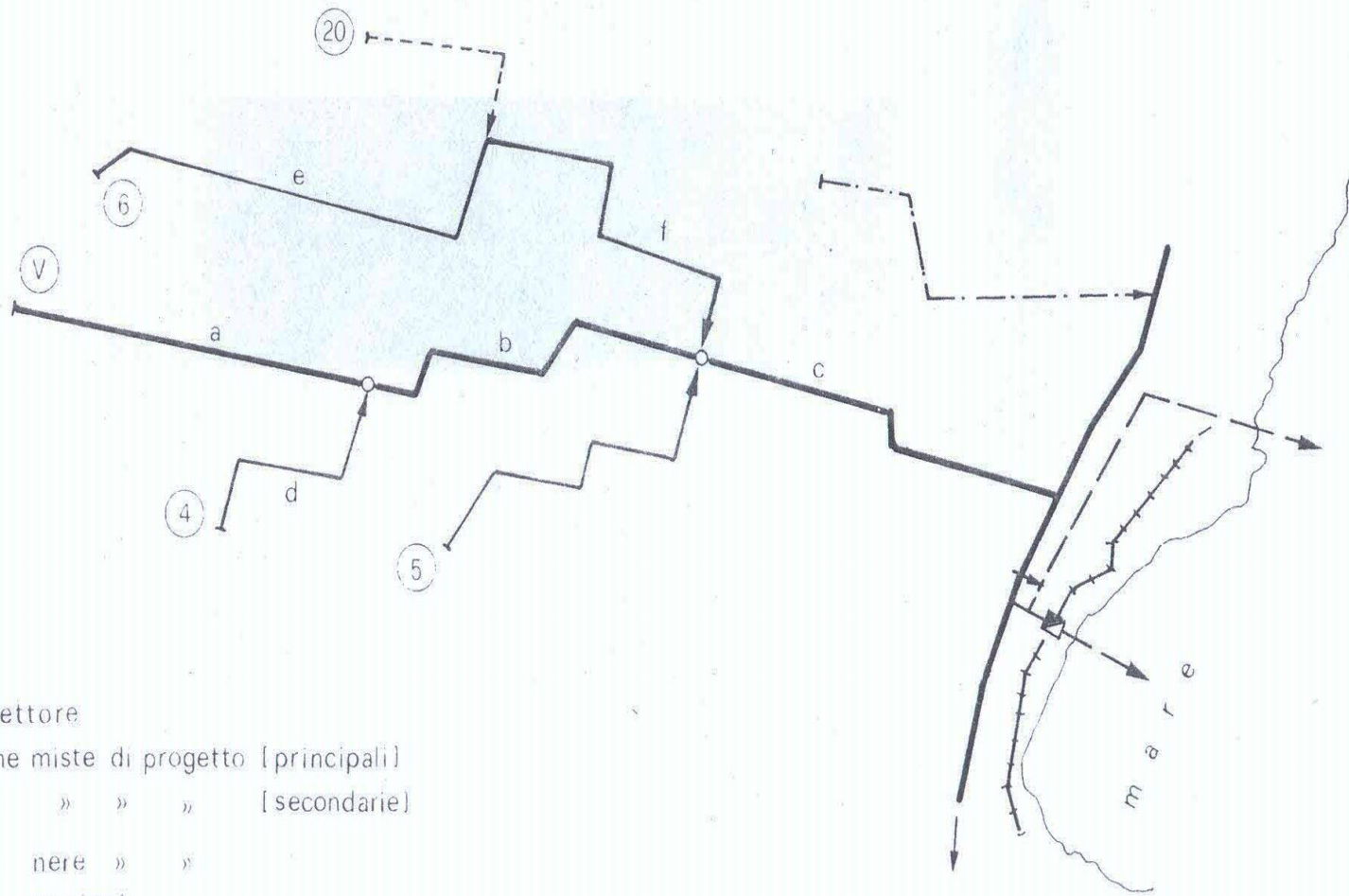
Tempi di permanenza < 12-14 ore










Fognatura Statica



svuotamento periodico

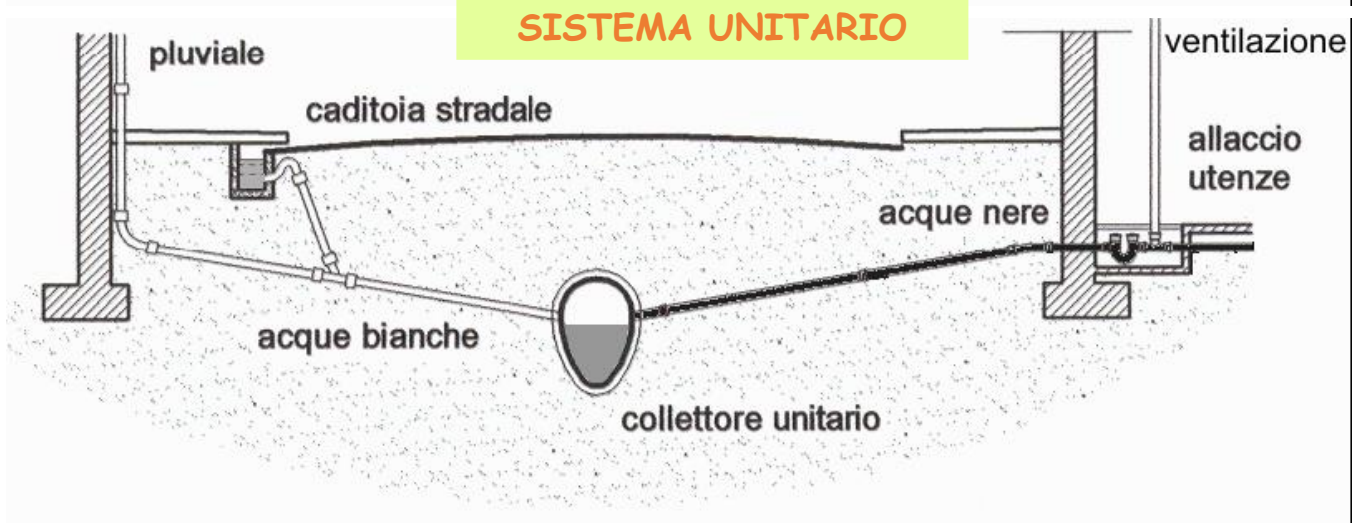
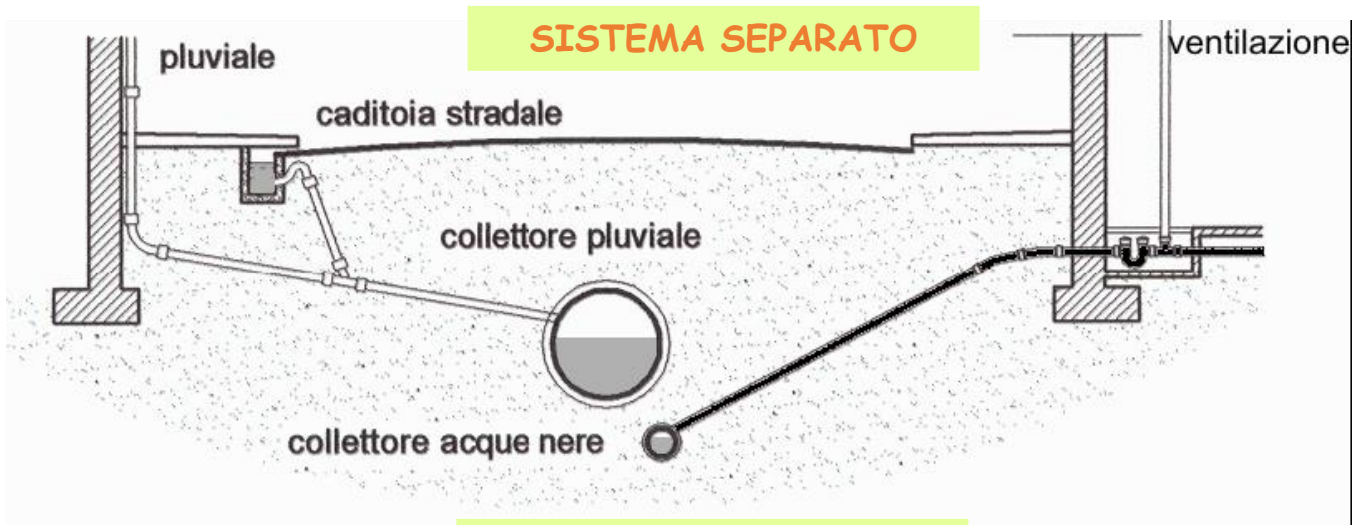
1. Idrogeno solforato acido solforico
2. Setticizzazione dei liquami
3. $V > 0.5 \text{ m/s}$
4. Clorazione in linea



-  Collettore
-  Fogne miste di progetto [principali]
-  » » » » [secondarie]
-  » nere » »
-  » esistenti
-  Sfioratori
-  Scarichi a mare
-  Allacciamenti basse
-  Impianto di sollevamento

PARTI COSTITUENTI UNA FOGNATURE

- ✿ FOGNOLI
- ✿ FOGNE SECONDARIE
- ✿ FOGNE PRIMARIE
- ✿ COLLETTORI
- ✿ EMISSARI (esterni all'abitato)

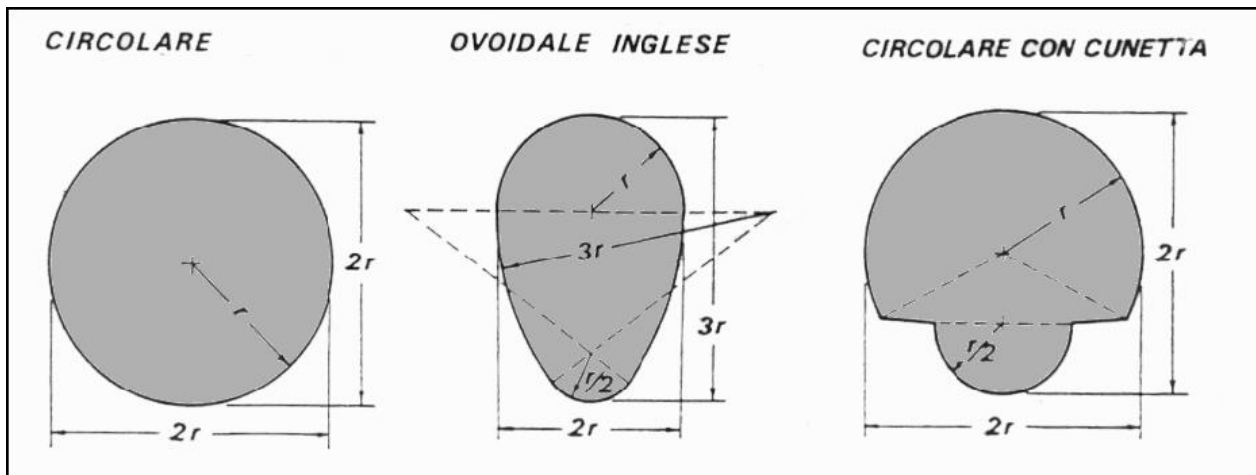




PICCOLE
FOGNE

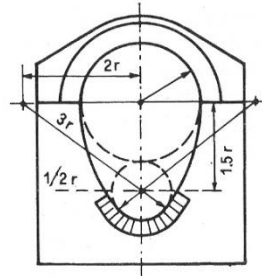
FOGNE
MAGGIORI

- CIRCOLARE
- SEMIOVOIDALE: A CUNETTA
- CIRCOLARE
- RETTANGOLARE

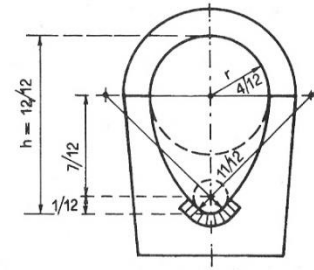


FOGNE PRATICABILI H>1.05 M

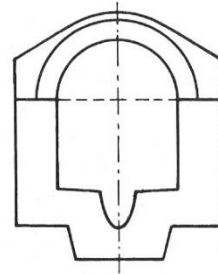
Sezione OVOIDALE



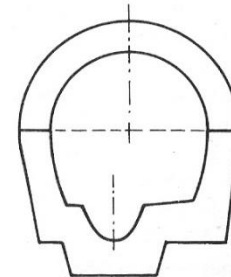
a)



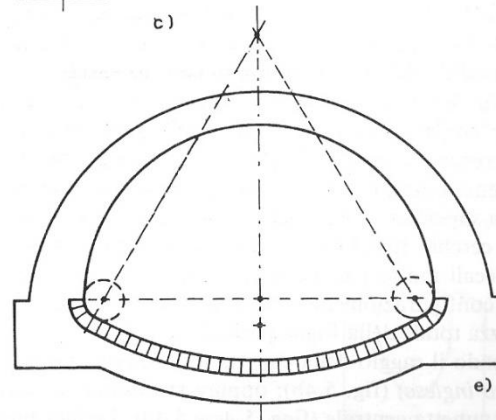
b)



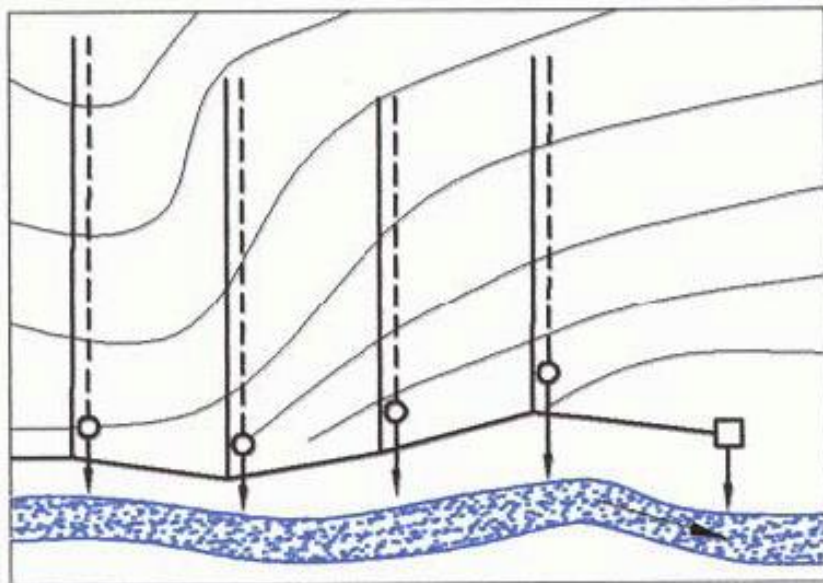
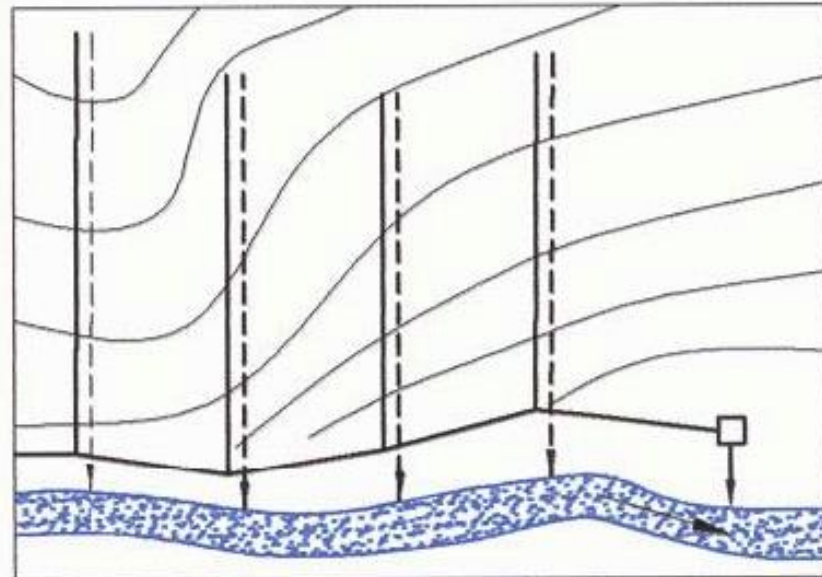
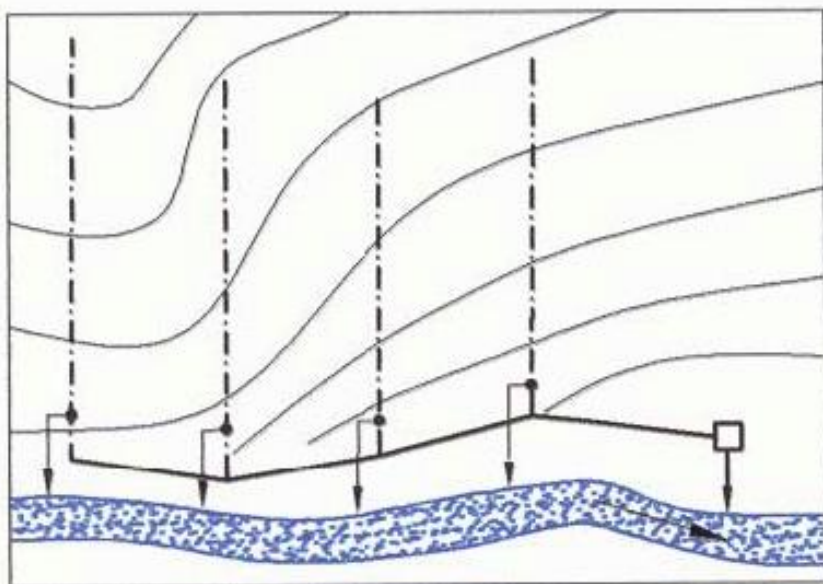
c)



d)

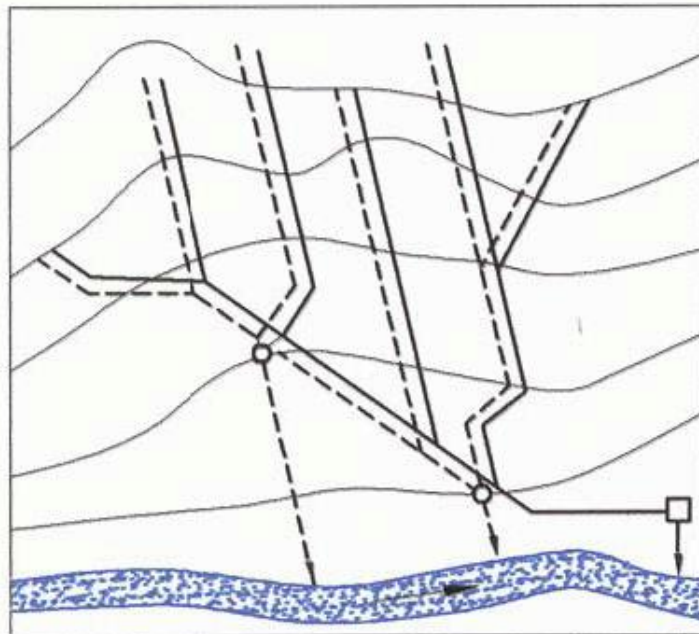
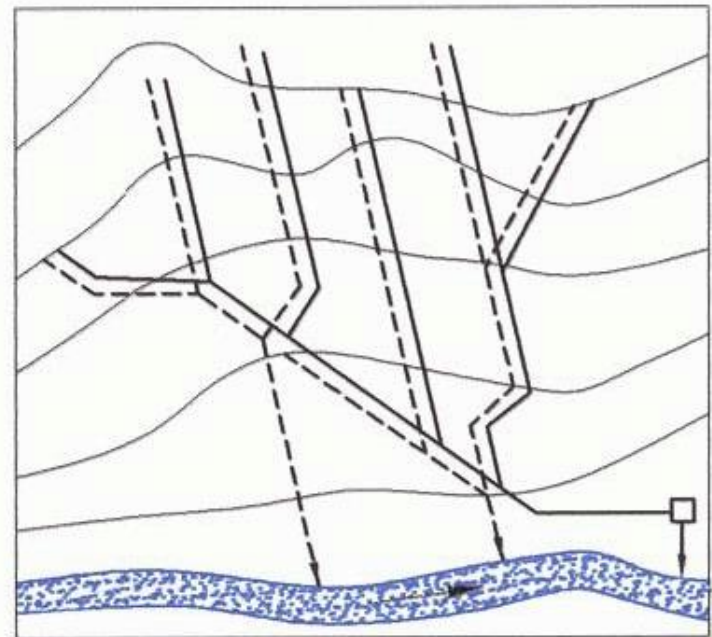
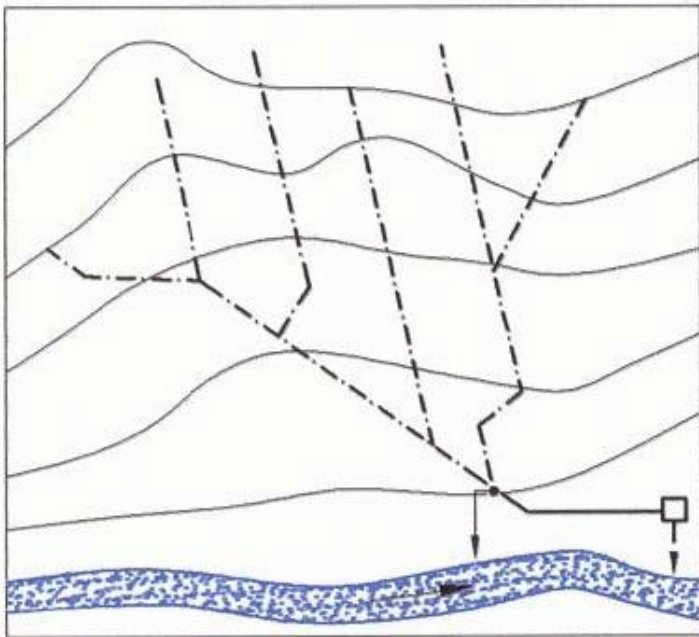


e)



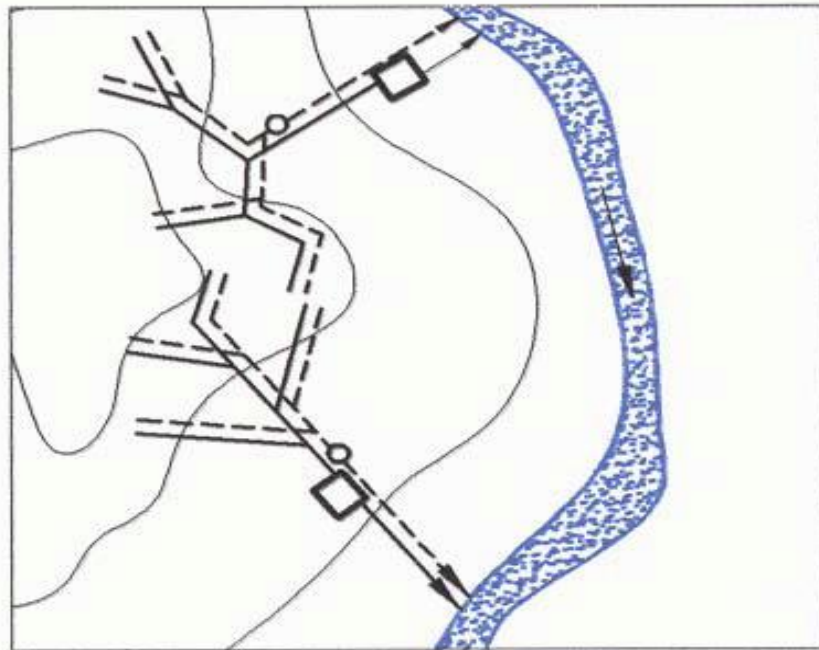
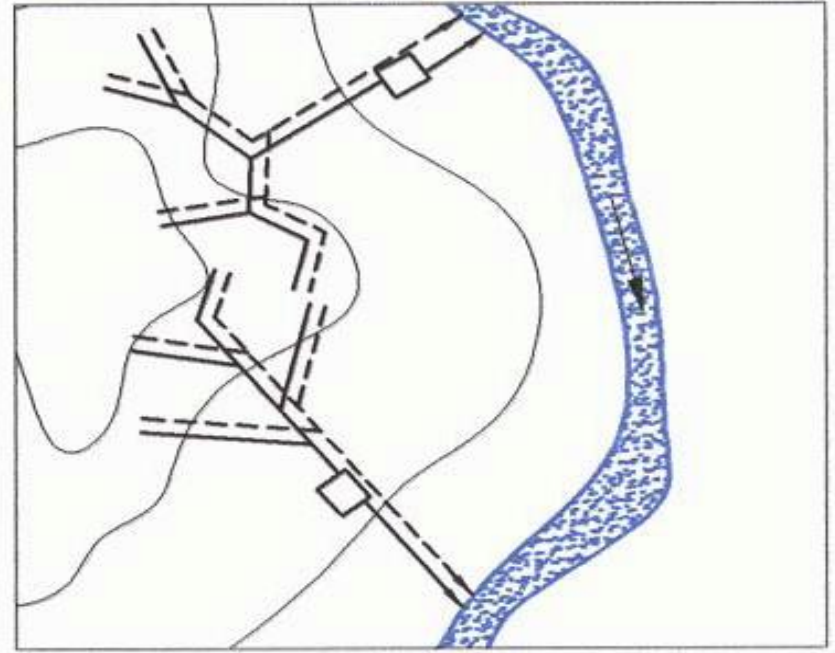
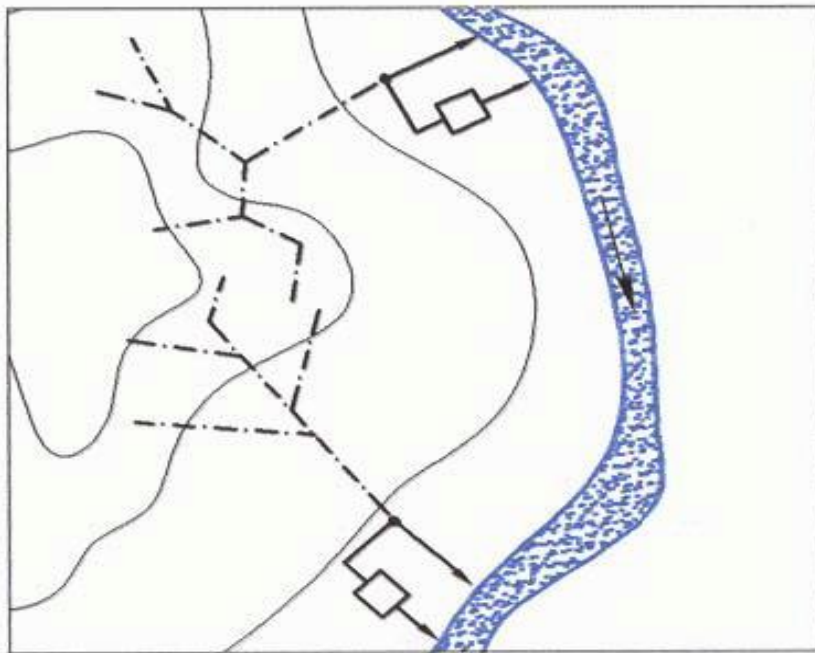
Perpendicolare

- Collettori unitari
- Collettori acque nere
- - - Collettori pluviali
- ↙ Scaricatori di piena
- Separatori prime pigge
- Impianto di depurazione



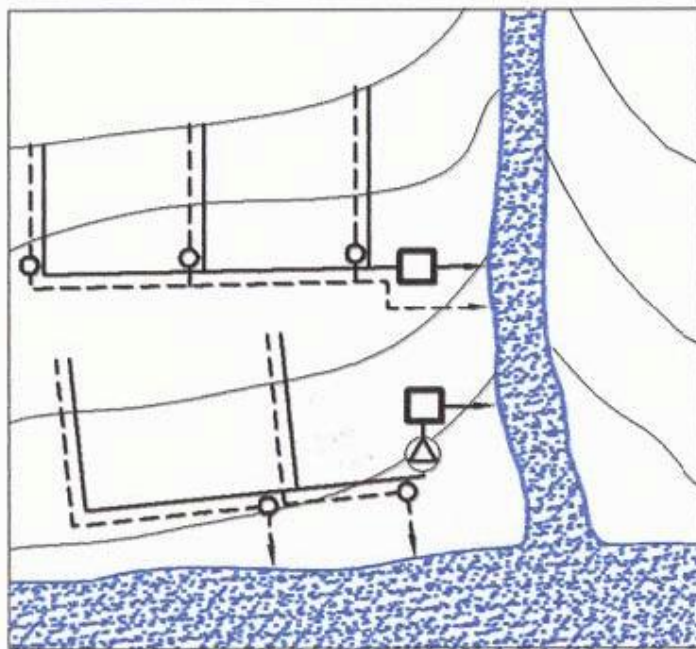
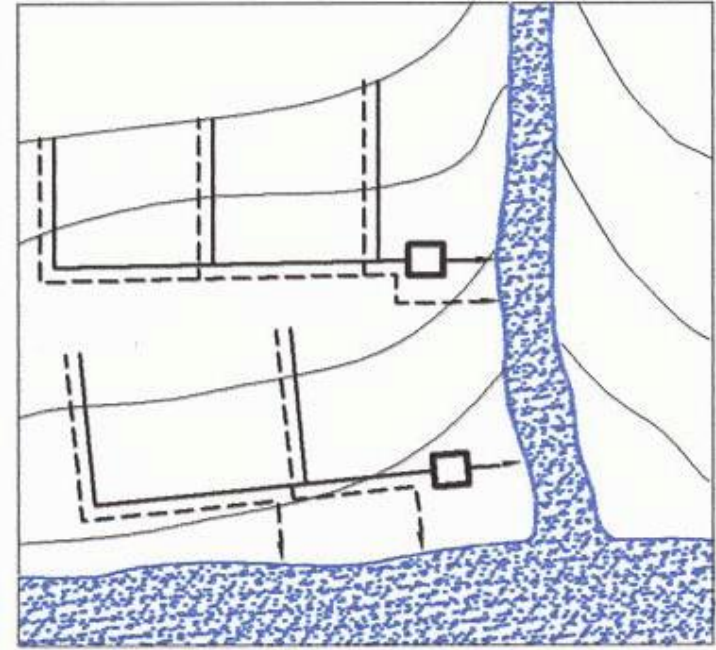
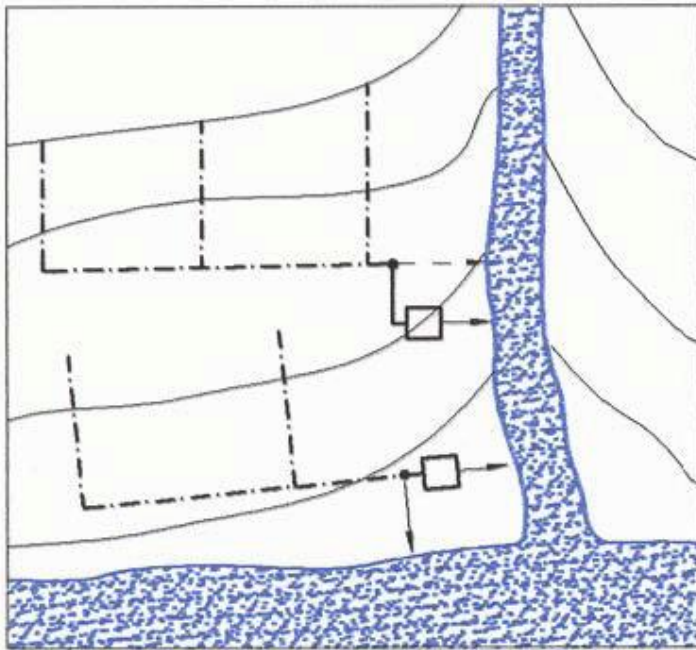
Ventaglio

- · — · — Collettori unitari
- — — Collettori acque nere
- - - - - Collettori pluviali
- ⌋ ◦ Scaricatori di piena
- Separatori prime pigge
- ◻ → Impianto di depurazione



Radiale

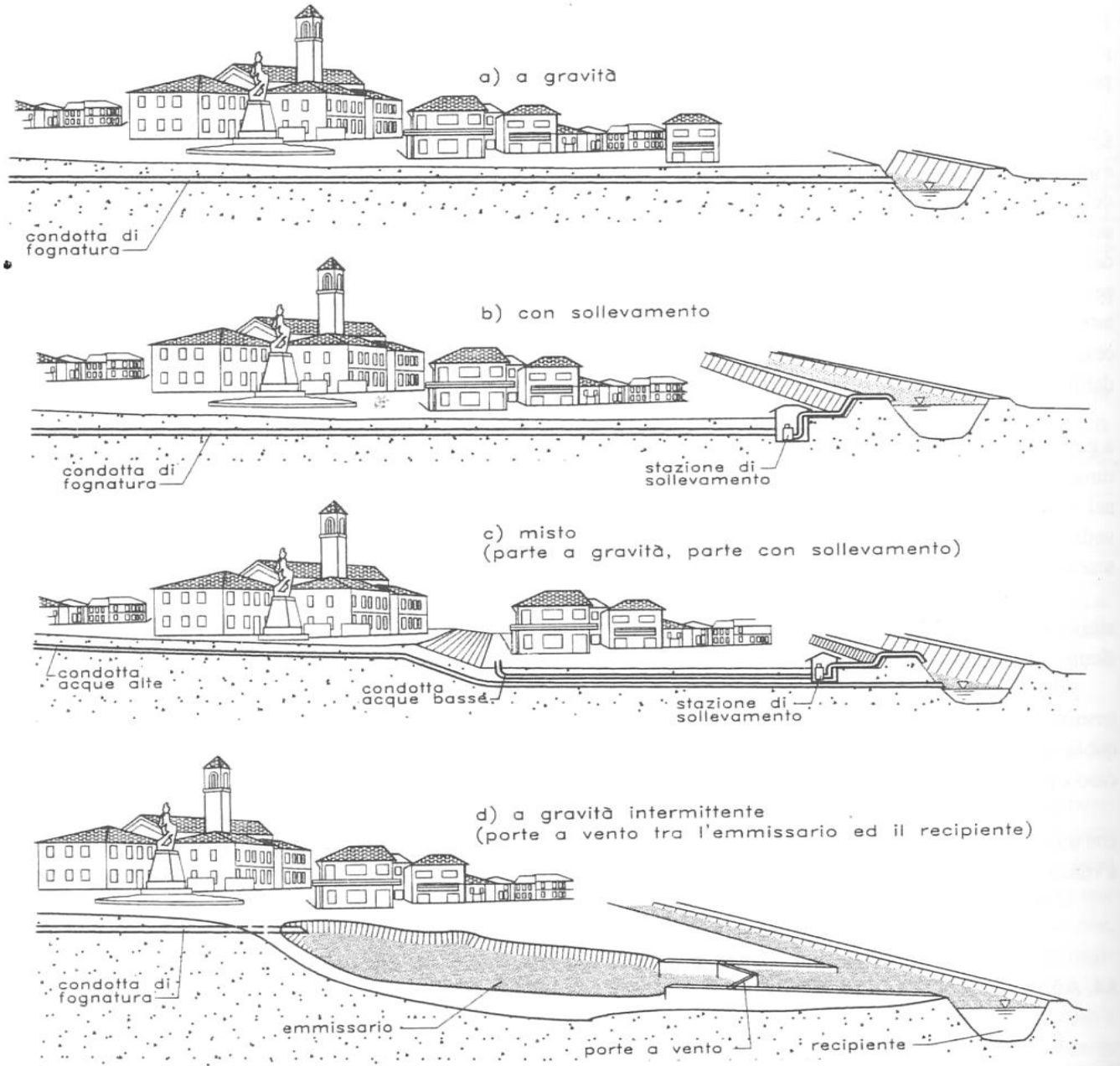
- Collettori unitari
- Collettori acque nere
- Collettori pluviali
- ⌋ Scaricatori di piena
- Separatori prime pigge
- Impianto di depurazione

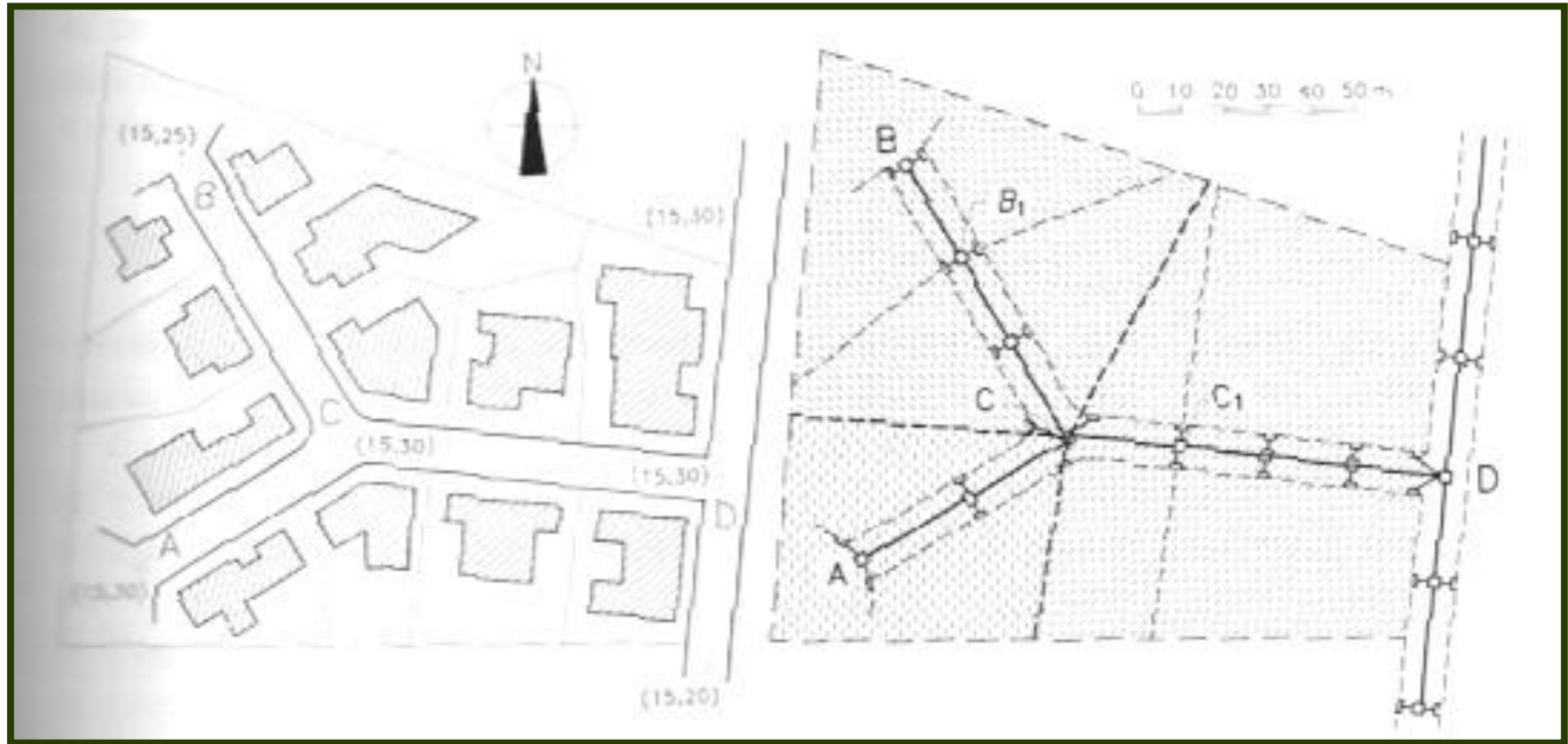


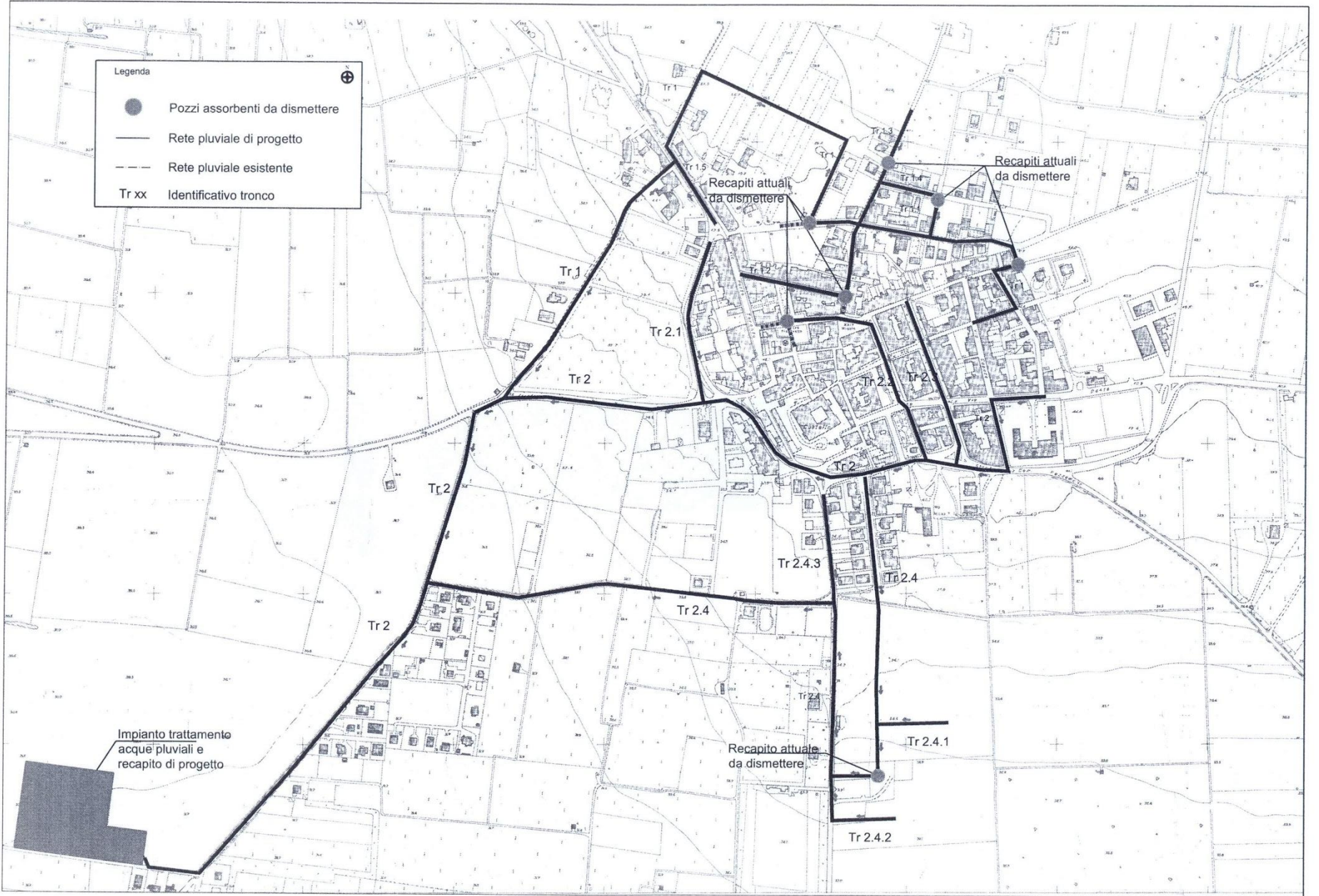
Terrazze

- Collettori unitari
- Collettori acque nere
- Collettori pluviali
- ⤵ Scaricatori di piena
- Separatori prime pigge
- Impianto di depurazione
- ⊙ Impianto di sollevamento

SCHEMI DI FOGNATURA IN RELAZIONE AL RECAPITO







Legenda

- Pozzi assorbenti da dismettere
- Rete pluviale di progetto
- - - Rete pluviale esistente
- Tr xx Identificativo tronco

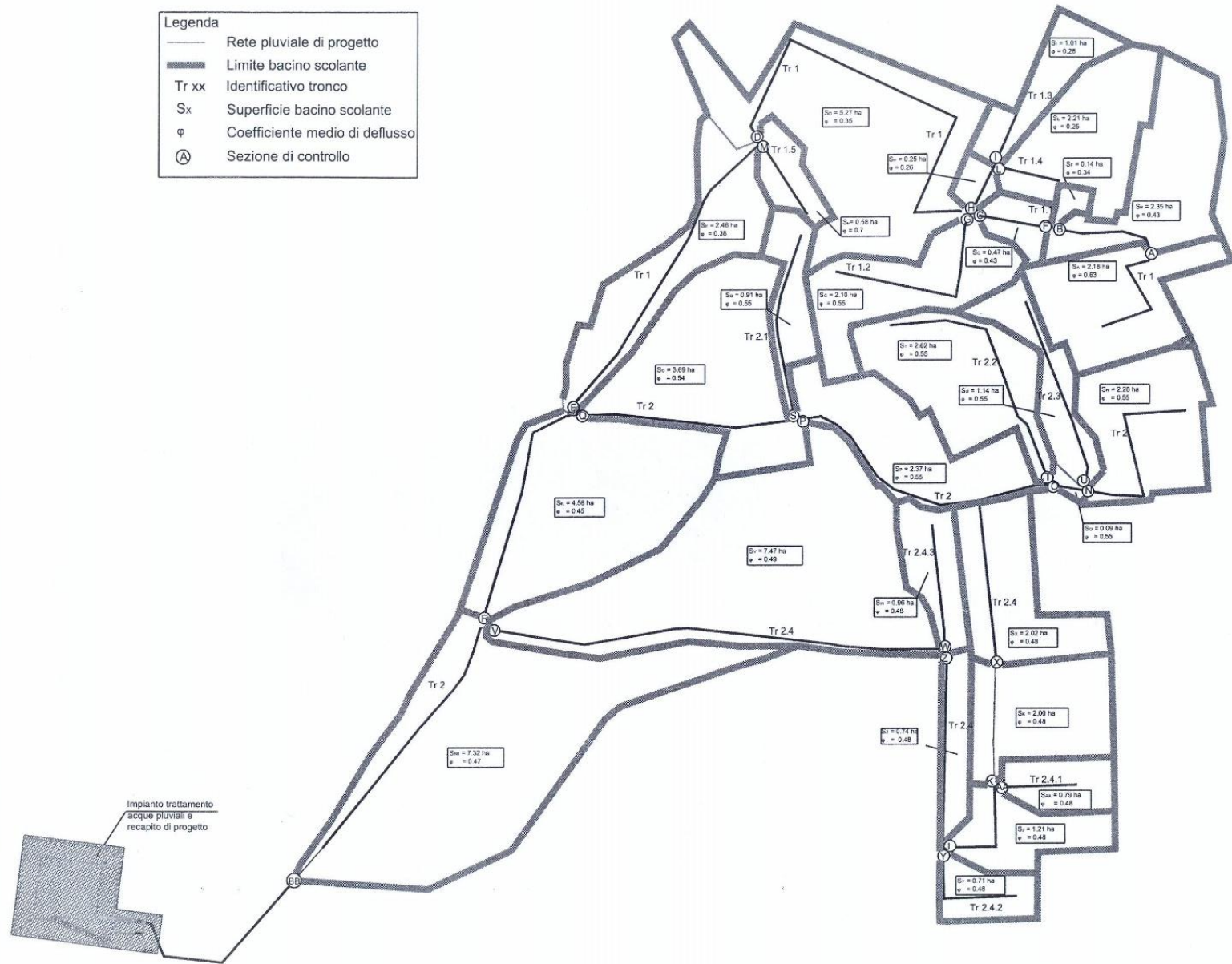
Impianto trattamento
acque pluviali e
recapito di progetto

Recapiti attuali
da dismettere

Recapiti attuali
da dismettere

Recapito attuale
da dismettere

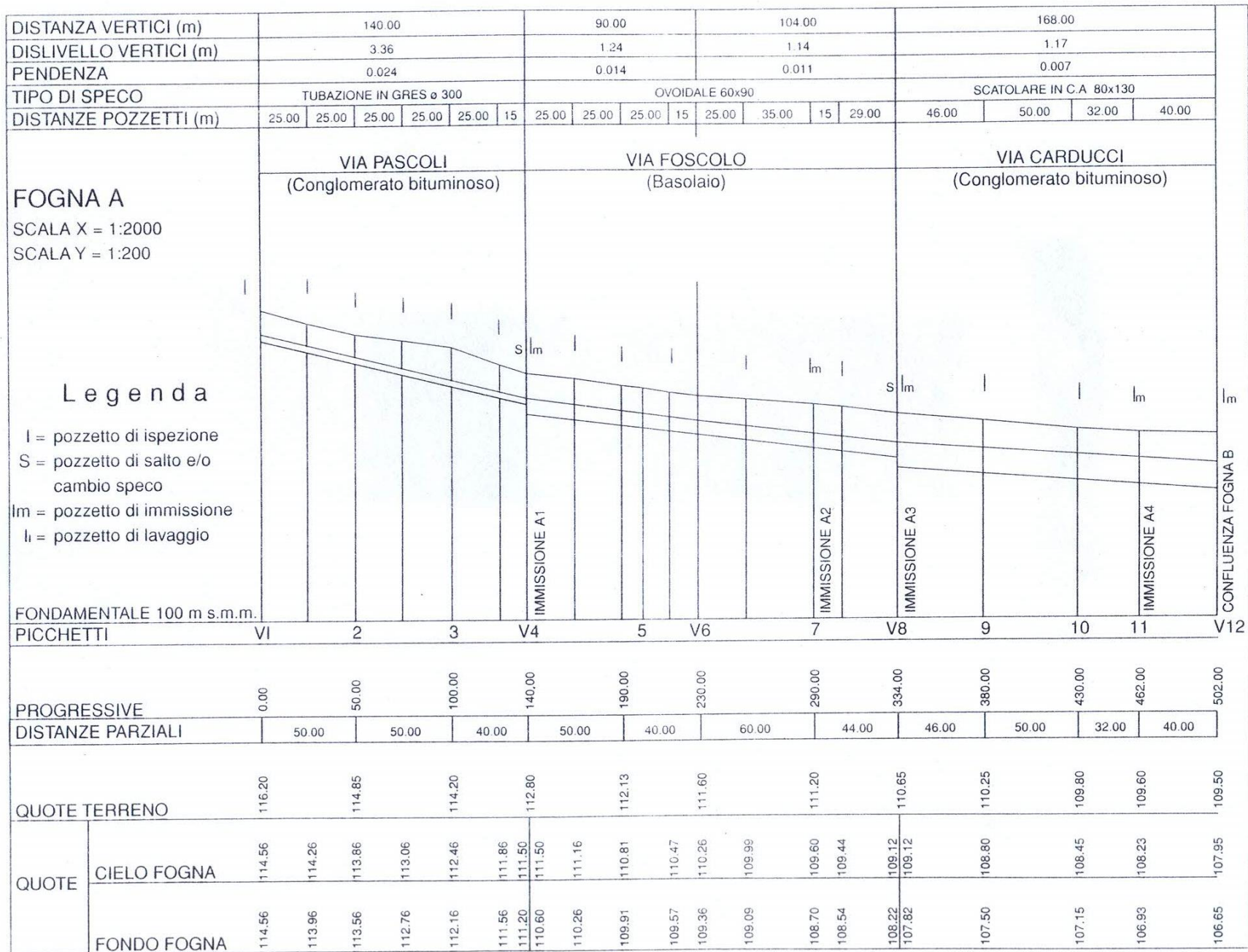
- Legenda**
- Rete pluviale di progetto
 - ▬ Limite bacino scollante
 - Tr xx Identificativo tronco
 - Sx Superficie bacino scollante
 - ψ Coefficiente medio di deflusso
 - Ⓐ Sezione di controllo



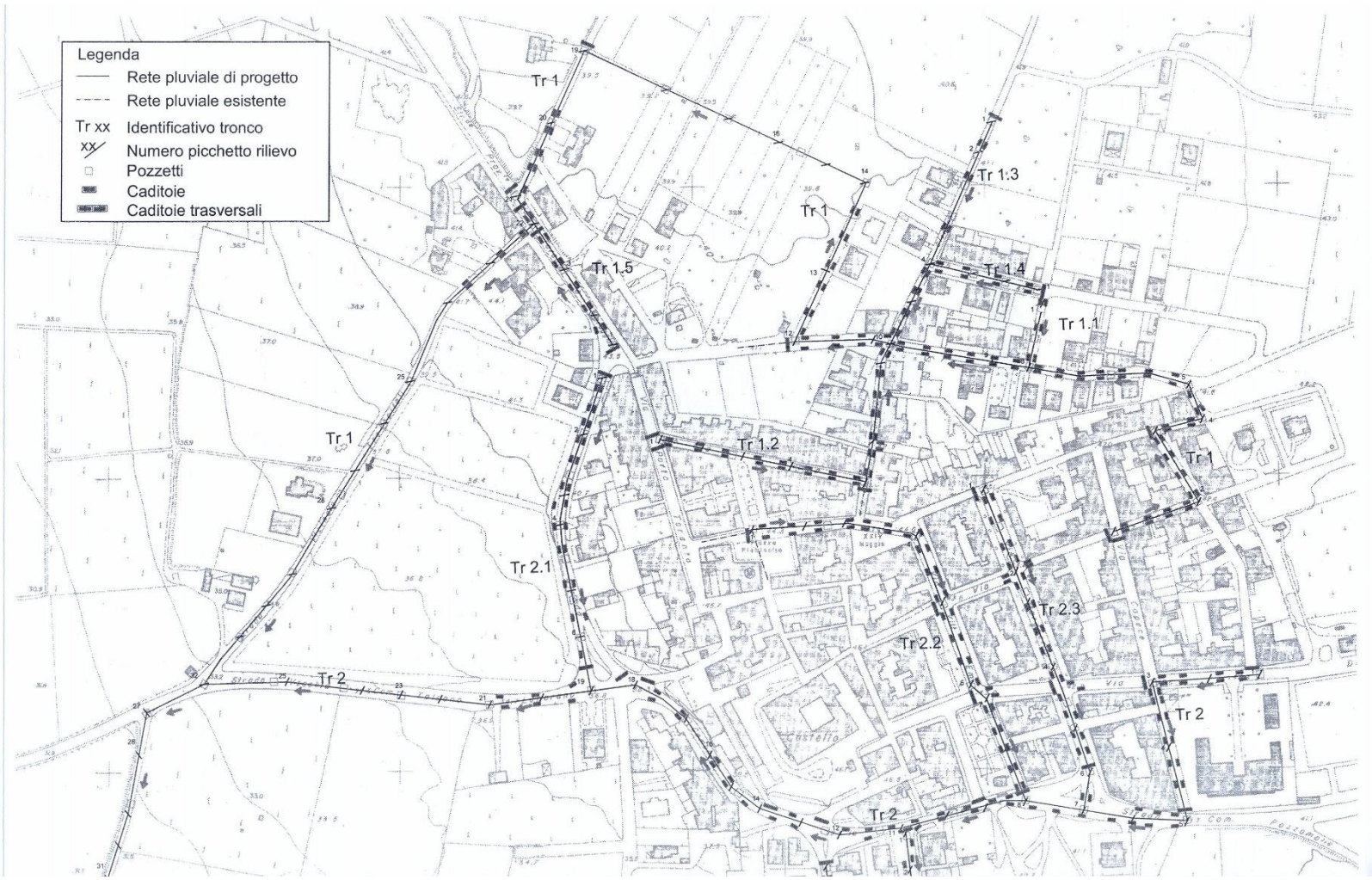
Impianto trattamento
acque piovane
e recapito di progetto

TRACCIAMENTI DEI PROFILI

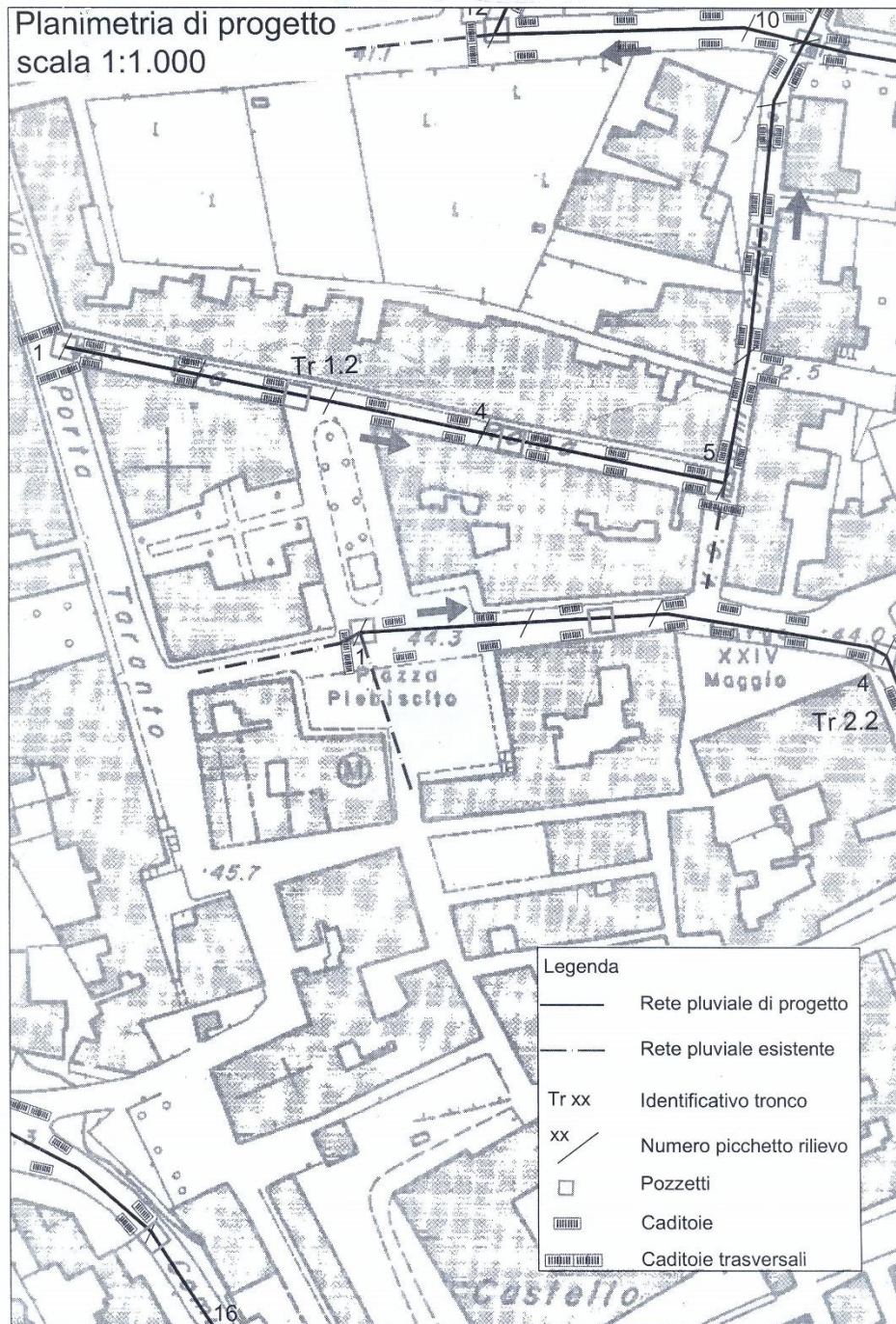
- PREFERIBILE SEGUIRE L'ANDAMENTO DEL TERRENO
 - TRATTI IN CONTROPENDENZA
 - SEMPRE AL DI SOTTO DELL'ACQUEDOTTO
 - SALTI DI FONDO (profilo seghettato)
 - IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO: PUNTO DEBOLE
 - CAPACITA' DI REGOLAZIONE
-
- C.M. L. P. 7 gennaio 1974 n.11633
 - Diametro Minimo F. Nera : 200 mm
 - Diametro Minimo F. Bianca : 300 mm
 - Velocità $0.5 < V < 5$ (m/s)



- Legenda**
- Rete pluviale di progetto
 - - - Rete pluviale esistente
 - Tr xx Identificativo tronco
 - xx/ Numero picchetto rilievo
 - Pozzetti
 - Caditoie
 - Caditoie trasversali



Planimetria di progetto
scala 1:1.000



**PROGETTAZIONE DELLE FOGNATURE
PLUVIALI CON IL METODO DELLA
CORRIVAZIONE**

CALCOLO DELLE FOGNATURE PLUVIALI

Curva di pioggia $h=a*t^n$

Intensità media $i_m=h/t$

Si ipotizza una distribuzione uniforme della pioggia

A_e = afflusso efficace

A = afflusso Totale

Coefficiente di afflusso $\varphi=A_e/A$

$$Q = \varphi*i*A$$

- Metodo Empirico
- Metodo Cinematico
- Metodo dell'Invaso

Si ipotizza
moto uniforme

Superfici di tetti imper.	0.70-0.95
Pavimenti di asfalto ben tenuti	0.85-0.90
Pavimenti in pietra, laterizi e legno, con buone connessioni a cemento	0.75-0.85
Gli stessi con giunti aperti o non cementati	0.50-0.70
Pavimenti a blocchi di non buona fattura con giunti aperti	0.40-0.50
Vie a macadam	0.25-0.60
Strade e viali con ghiaietto	0.15-0.30
Superfici non pavimentate, piazzali ferroviari, terreni non costruiti	0.10-0.30
Parchi, giardini, prati, ecc. secondo la pendenza e la natura del sottosuolo	0.05-0.25
Aree boschive, o foreste, secondo la pendenza e la natura del sottosuolo	0.01-0.20

Nelle fognature tedesche sono stati adottati in media i seguenti valori:

Per costruzioni dense	0.80
Per costruzioni spaziate	0.60
Per costruzioni con grandi cortili e superfici a giardini	0.50
Per zone a villini	0.30-0.40
Per giardini, prati e zone non costruite	0.20
Per parchi e boschi	0.05-0.10

Come valori di ϕ dei singoli tipi di superficie sono stati adottati in media:

Per tetti	0.85-0.95
Per lastricati ben connessi	0.70-0.90
Per lastricati ordinari	0.50-0.70
Per macadam e pavimenti a ciottoli	0.40-0.60
Per superfici battute	0.15-0.30
Per superfici non battute	0.10-0.20
Per parchi e giardini	0.00-0.10

A Catania, dove l'evaporazione è molto intensa, d'estate per il caldo e d'inverno per la forte ventilazione, e dove i pavimenti stradali in basalto, sempre adottati per economia nelle vie minori, assorbono facilmente acqua dalle connessioni, mentre il sottosuolo lavico è spugnoso ed assorbente in massimo grado, si è tenuto la seguente graduazione del coefficiente ϕ :

Aree destinate a costruzioni intensive e vecchio centro cittadino	0.70
Aree destinate a costruzioni semintensive	0.50
Aree destinate a città giardino o edificate a villini	0.25
Aree a piazzali non edificabili (campi di giuoco, piazzali ferroviari)	0.15
Giardini, campi, lave	0.00

Molto utili risultano al progettista anche le due relazioni proposte da Wisner e P'ng (1983):

$$\phi = 0.2 (1 - IMP) + 0.9 (IMP)$$

e da Larcan, Mignosa e Paoletti:

$$\phi = \phi_p (1 - IMP) + IMP$$

in cui ϕ_p è il coefficiente d'afflusso delle aree permeabili del bacino e IMP è la percentuale di superficie impermeabile (tetti, terrazzi, strade asfaltate, ecc.)

Nell'assegnare i valori di ϕ alle diverse aree del bacino occorre inoltre tener conto delle condizioni future, secondo le norme del Piano Regolatore o, in mancanza di questo, delle presumibili possibilità di ampliamento e di sviluppo del centro abitato per il quale si progetta la fognatura. Se zone attualmente destinate per costruzioni piccole e rade, o addirittura a verde, si trasformano in zone ben pavimentate, a costruzioni intensive e senza spazi liberi, il loro apporto alle rete può, infatti, facilmente raddoppiare o triplicare.

Nei modelli di progetto delle reti fognarie diretti alla determinazione delle portate massime che possono verificarsi nelle varie sezioni della rete, normalmente il pluviogramma netto viene dedotto mediante una semplice depurazione percentuale per cui risulta dato da ϕi .

COEFFICIENTI DI AFFLUSSO PER CALCOLO FOGNATURA

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di afflusso, riportiamo la tabella del Manuale di Ingegneria Civile:

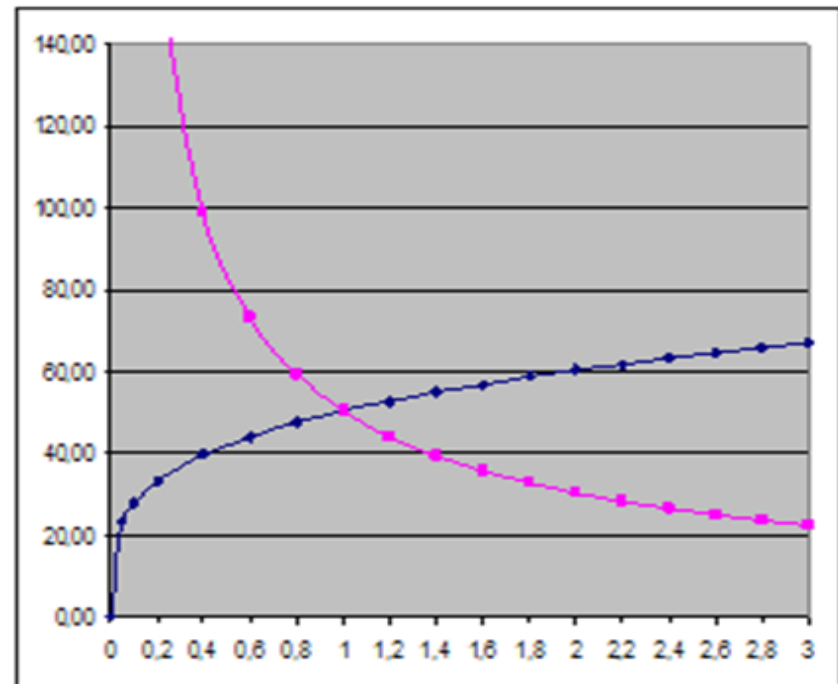
Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40

**Valori consigliati
nella letteratura
tecnica e presenti
su diversi testi:**

Tipologia urbanistica	ϕ
Costruzioni dense	0.80
Costruzioni Spaziate	0.60
Aree con ampi cortili e giardini	0.50
Zone a villini sparsi	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05-0.10

- Metodo Empirico
- Metodo Cinematico
- Metodo dell'Invaso

Si ipotizza
moto uniforme



METODO EMPIRICO

$$Q = \varphi * i * A / 360 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

i (mm/h)=

- 30-60
- 80-100 per piccoli bacini

A (ha)

IL METODO CINEMATICO O DELLA CORRIVAZIONE

Il metodo della corrivazione tiene conto soltanto del fenomeno del ritardo, inteso come il tempo necessario al trasferimento dei volumi di acqua che cadono nei vari punti dell'area colante fino alla sezione di chiusura del collettore.

Esso si basa sulle seguenti ipotesi:

- La formazione della piena è dovuta solo al trasferimento di volumi d'acqua all'interno del bacino;
- Ogni goccia di pioggia che cade sulla superficie segue un percorso invariabile nel tempo e che dipende solo dal punto in cui essa è caduta;
- La velocità con cui la goccia si muove lungo la superficie non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- La portata nella sezione di chiusura in un dato istante è data dalla somma delle portate elementari, provenienti dalle diverse parti del bacino, che pervengono alla sezione di chiusura in quell'istante.

Le suddette ipotesi equivalgono ad assumere la linearità del modello.

Il tempo t_c impiegato da una goccia a raggiungere, dal punto in cui cade, la sezione di chiusura viene detto *tempo di corrivazione*.

Si definisce **tempo di corrivazione dell'area colante** T_c il massimo tra i tempi di corrivazione di tutti i punti dell'area colante.

METODO CINEMATICO O DELLA CORRIVAZIONE

Poiché la portata massima si ottiene normalmente per pioggia di durata pari al tempo di **corrivazione** si ha che la portata a colmo della piena critica sarà data da:

$$Q = \varphi i S / 360 \text{ (FORMULA RAZIONALE)}$$

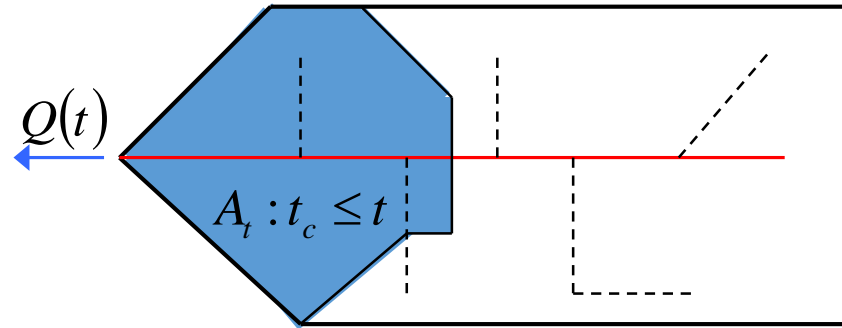
Con Q = portata al colmo di piena (m^3/s)

- φ = valore del coefficiente di afflusso medio del bacino
- i = l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (mm/h)
- S = superficie del bacino (ha)

CHIARIMENTI SULL'USO DELLA FORMULA RAZIONALE

È intuitivo che la portata che transita in un certo istante attraverso la sezione di chiusura del bacino colante è pari al prodotto della intensità di pioggia netta per l'area della porzione di bacino da dove provengono i contributi di portata che, in quell'istante, hanno raggiunto la sezione di chiusura. Si tratta cioè dell'area di quella porzione del bacino colante i cui punti sono caratterizzati da tempi di corrivazione t_c minori di t_p :

$$Q(t) = \varphi i_m A_t$$
$$i_m = at_p^{n-1}$$



Pertanto, nel modello della corrivazione, l'evento critico andrebbe ricercato come quel particolare tempo di pioggia t_p cui corrisponde il massimo valore del prodotto tra i_m , assunta come al solito costante nel tempo e nello spazio, e A_{t_p} .

Per semplicità, di solito si considera che sia critico l'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione T_c dell'area colante, che è il più piccolo dei tempi per i quali contribuisce alla formazione della portata l'intera area del bacino.

TEMPO DI CORRIVAZIONE PER UNA FOGNATURA URBANA

Il tempo di corrivazione per una fognatura può essere determinato facendo riferimento al **percorso idraulico più lungo** della rete fognaria della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura ed aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per individuare il tempo di corrivazione si deve far riferimento alla somma:

$$T_c = T_r + T_p = T_r + \frac{L}{V}$$

Con

T_r = tempo di ruscellamento o tempo d'accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo. Tale tempo dipende dall'estensione dell'area colante, dalla sua pendenza, dalla densità di opere di drenaggio secondarie (caditoie stradali, fognoli, pluviali ecc..). Solitamente si assume un valore compreso tra i **5 ed i 10 minuti**; valori più bassi per aree meno estese e di maggiore pendenza e valori più alti nei casi opposti.

T_p = tempo di percorrenza o tempo di rete. Tale tempo è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria.

PROBLEMA: Il calcolo del tempo di percorrenza, però, necessita di conoscere già la portata, per poter calcolare la velocità della corrente in moto uniforme.

FORMULA EMPIRICA RICAVATA AL POLITECNICO DI MILANO CON IL METODO DEL CONDOTTO EQUIVALENTE (Mambretti e Paoletti, 1996)

Ipotesi: Il deflusso superficiale è considerato come un deflusso in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, piccoli condotti, ecc.) che raccolgono le acque scolanti lungo le singole falde dei tetti e delle strade.

$$T_{ri} = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} 0.5l_i}{s_i^{0.375} (a\phi_i S_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

Con:

T_{ri} = il tempo di accesso o ruscellamento del singolo sottobacino (s)

l_i = è la massima lunghezza del deflusso superficiale dell' i -esimo sottobacino (m)

s_i = è la pendenza media dell' i -esimo sottobacino (m/m)

S_i = è la superficie dell' i -esimo sottobacino (ha)

ϕ_i = è il coefficiente di afflusso dell' i -esimo sottobacino

i = è l'intensità di pioggia (mm/h)

a ed n parametri della CPP

l_i di solito si stima dalla cartografia, in alternativa può essere calcolato con la seguente:

$$l_i = 19.1(100S_i)^{0.548}$$

DIMENSIONAMENTO DEGLI SPECHI

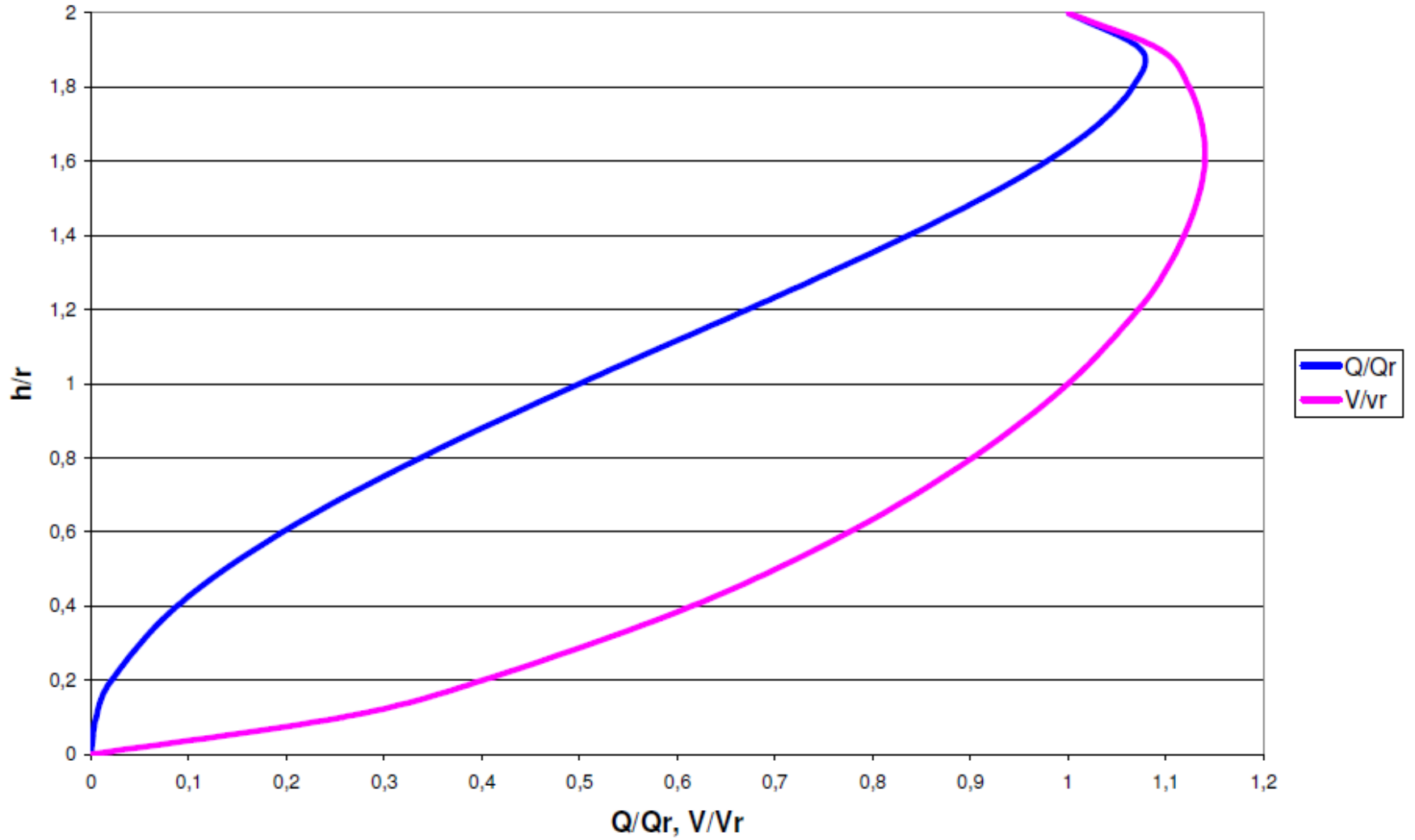
Per il dimensionamento degli specchi prescelti, con le diverse pendenze assunte, si effettua con riferimento alla formula di Chèzy, utilizzando per il coefficiente di attrito l'espressione di Gauckler Strickler.

$$Q = \omega c R^{2/3} i^{1/2}$$

Con

- ω è la sezione liquida in m^2 ;
 - c è il coefficiente di resistenza al moto, $m^{1/3}/s$;
 - R il raggio idraulico in m ;
 - i è la pendenza del fondo.
- Il coefficiente di resistenza al moto di Gauckler Strickler in $m^{1/3}/s$.

SCALA DI DEFLUSSO NORMALIZZATA

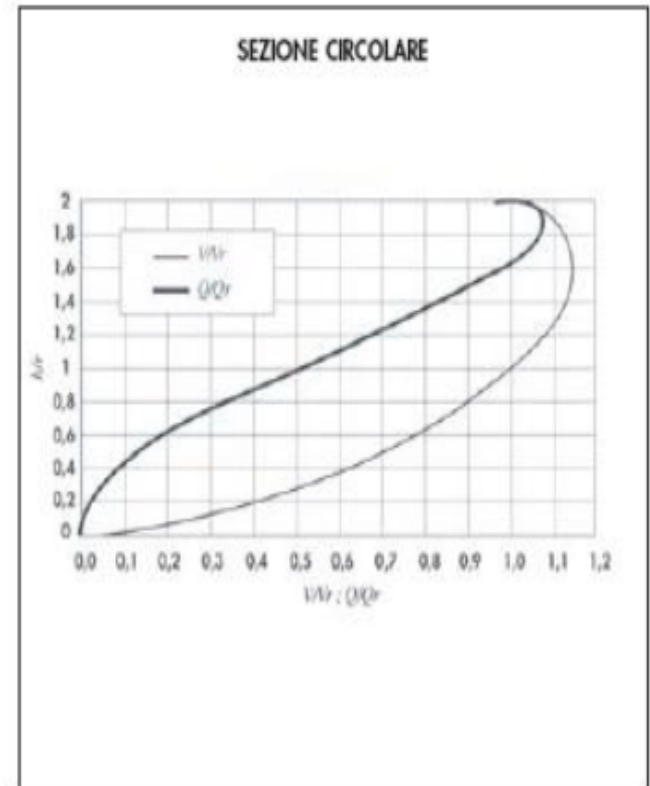


SCALA DI DEFLUSSO NORMALIZZATA

Scale di deflusso normalizzate (*formula di Glaukler- Strickler o di Manning*)

SEZIONE CIRCOLARE		
h/r	V/V_r	Q/Q_r
0,10	0,257	0,005
0,20	0,401	0,021
0,40	0,615	0,088
0,60	0,776	0,196
0,80	0,902	0,337
1,00	1,000	0,500
1,20	1,072	0,672
1,30	1,099	0,756
1,40	1,119	0,837
1,50	1,133	0,912
1,60	1,140	0,978
1,70	1,137	1,031
1,80	1,124	1,066
1,90	1,095	1,075
2,00	1,000	1,000

r : raggio della sezione circolare



PROCEDURA PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE PLUVIALI CON IL METODO DELLA CORRIVAZIONE:

Assumendo le suddette ipotesi è possibile calcolare la portata al colmo di piena, **procedendo lungo la rete fognaria da monte verso valle**, seguendo la procedura qui riportata:

1. Determinare, preliminarmente, la curva di possibilità pluviometrica corrispondente al tempo di ritorno T (**T=5 anni come da DPCM 4-03-1996 art. 8.3.5**).
2. Per ogni sezione di calcolo determinare l'area totale sottesa **S** ed eventuali sotto-aree con i relativi coefficienti di afflusso che daranno origine al coefficiente d'afflusso medio **φ** calcolato come media pesata dei coefficienti d'afflusso delle singole sotto aree in cui è stata suddivisa l'area sottesa;

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

PROCEDURA PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE PLUVIALI CON IL METODO DELLA CORRIVAZIONE:

3. assegnare ad ogni singolo tratto il tempo di ruscellamento (o di accesso) T_r , in base alle caratteristiche topografiche e di urbanizzazione dell'area parziale servita.
4. Calcolare il tempo di corrivazione $T_c = T_r + T_p$ della sezione di calcolo in base alla relazione classica. Di norma il tempo di corrivazione della sezione terminale di un tratto in calcolo è assunto pari al massimo tempo di corrivazione dei tratti confluenti a monte più il tempo di percorrenza del tratto stesso; per i tratti iniziali, in cui non vi sono fogne confluenti, il valore di T_c sarà invece assunto pari al tempo d'accesso più il tempo di percorrenza. Può capitare che il tempo di corrivazione dei tratti confluenti sia minore del tempo d'accesso assunto per l' area parziale sottesa, per cui in quest'ultimo caso il tempo di corrivazione sarà dato dal tempo d'accesso dell'area parziale più il tempo di percorrenza del tratto.
5. Noto il tempo di corrivazione, viene calcolata l' intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e viene calcolata la portata al colmo di piena; poi proporzionato lo specchio si determina la velocità corrispondente; se la velocità è diversa da quella precedentemente assunta si ripartirà dal punto 4) e si ricalcola il tempo di corrivazione, l' intensità media di pioggia, e la portata al colmo di piena; in caso di coincidenza delle velocità si procede al calcolo della sezione successiva di valle.

VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO URBANO

La verifica delle reti di drenaggio urbano consiste in:

- Le canalizzazioni per fognatura devono sempre collocarsi sotto la distribuzione idrica, garantendo che tra l'estradosso della copertura e la generatrice inferiore delle tubazioni per l'approvvigionamento idrico vi sia un opportuno dislivello (**mai inferiore ai 30 cm**).
- Verificare che il deflusso avvenga, in condizioni di moto uniforme, con un tirante idrico tale da lasciare sempre un franco libero non inferiore a $0.2 D$, al fine di evitare che accidentalmente la fogna possa andare in pressione anche in presenza di materiale flottante; assicurare adeguata circolazione d'aria che scongiuri fenomeni di digestione anaerobica.
- Verificare che la velocità di moto uniforme della portata di pioggia sia ovunque inferiore ai $4\div 5$ m/s, al fine di evitare che l'azione abrasiva del materiale solido in sospensione determini un troppo rapido deterioramento dei rivestimenti interni delle tubazioni (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici).

PROGETTAZIONE DELLE FOGNATURE PLUVIALI CON IL METODO DELL'INVASO

Classificazione dei modelli di trasformazione afflussi-deflussi in base alla schematizzazione dei processi

- **Modelli (idrologici) concettuali:** utilizzano delle schematizzazioni dei fenomeni fisici della trasformazione, senza risolvere le equazioni fisiche dei processi. Due schematizzazioni sono particolarmente utilizzate:
 - ⇒ **canali (lineari):** rappresentano solo il trasferimento temporale (ritardo fra ingresso e uscita) delle acque meteoriche. Schematizzazione utilizzata dal *modello cinematico o della corrivazione*
 - ⇒ **serbatoi (lineari):** rappresentano le diverse forme di immagazzinamento dell'acqua per mezzo di uno o più serbatoi. Schematizzazione utilizzata dal *modello di invaso*.
- **Modelli fisicamente basati:** vengono risolte le equazioni fisiche dei diversi processi idraulici ed idrologici.
- **Modelli empirici (black-box):** sono modelli che non rappresentano, neanche schematicamente, i fenomeni fisici. Accettano una funzione in input (ietogramma) e forniscono una funzione in output (idrogramma). Hanno necessità di una serie di dati di input e corrispondenti dati di output per la taratura.

COEFFICIENTI DI AFFLUSSO PER CALCOLO FOGNATURA

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di afflusso, riportiamo la tabella del Manuale di Ingegneria Civile:

Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40

**Valori consigliati
nella letteratura
tecnica e presenti
su diversi testi:**

Tipologia urbanistica	ϕ
Costruzioni dense	0.80
Costruzioni Spaziate	0.60
Aree con ampi cortili e giardini	0.50
Zone a villini sparsi	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05-0.10

IL METODO DELL'INVASO

Il metodo dell'invaso, concepito inizialmente come metodo di verifica da Paladini (1901) e Fantoli (1904), fu trasformato alla fine degli anni 20' da Massari (1927), Puppini (1923) e Supino (1929) in un metodo di progetto.

Il concetto di serbatoio lineare

Numerosi modelli di piena sono il risultato di una più o meno articolata combinazione di elementi costitutivi semplici. In pratica, il pluviogramma in ingresso subisce una serie di trasformazioni attraverso una serie di elementi, con i quali si intende riprodurre concettualmente i fenomeni del ritardo e dell'invaso. I più semplici elementi sono il **canale lineare** e il **serbatoio lineare**.

Il primo è un elemento che produce solo un ritardo dell'idrogramma in uscita rispetto a quello in ingresso, senza modificarne in alcun modo la forma.

Il secondo è un elemento in cui la portata uscente è in ogni istante proporzionale al volume in esso invasato.

METODO DELL'INVASO: trattazione teorica

Il modello dell'invaso lineare schematizza il comportamento del bacino attraverso un solo serbatoio lineare. È evidente che in tale modello, tuttora molto usato nella progettazione e nella verifica delle fognature urbane, viene del tutto trascurato il **fenomeno del ritardo (caratteristica del metodo cinematico)**.

Il metodo dell'invaso si basa sull'equazione di continuità:

$$\varphi i A dt = q dt + dv \quad (5.6)$$

dove q e v si riferiscono ad un istante generico.

La (5.6) dice che, dell'acqua affluita alla fogna nel tempo dt ($\phi i A dt$), una parte defluisce ($q dt$) dalla sezione di interesse ed una parte si invasa (dv) nella rete a monte di questa.

Se consideriamo un pluviogramma rettangolare, il termine $\phi i A$ rimane costante per tutto il tempo di pioggia t_p mentre la portata $q(t)$ andrà crescendo tendendo, asintoticamente, al valore $q = \phi i A$ (vedi fig. 5.7), così come andrà aumentando il volume v invasato nella fogna, essendo il termine $\phi i A - q$ sempre positivo. Al cessare della pioggia, il termine $\phi i A$ si annullerà istantaneamente e l'equazione (5.6) si ridurrà alla relazione $dv = - q dt$, pertanto il volume immagazzinato nella fogna e la portata in uscita da questa andranno diminuendo nel tempo fino a portarsi, asintoticamente, a valori nulli. Ne consegue che la massima portata Q_m si realizzerà alla fine del periodo di pioggia t_p , mentre il problema di progetto si riduce ad individuare quale durata di pioggia t_p massimizzi la portata Q_m , tenuto conto che al diminuire di t_p aumenta l'intensità di pioggia i .

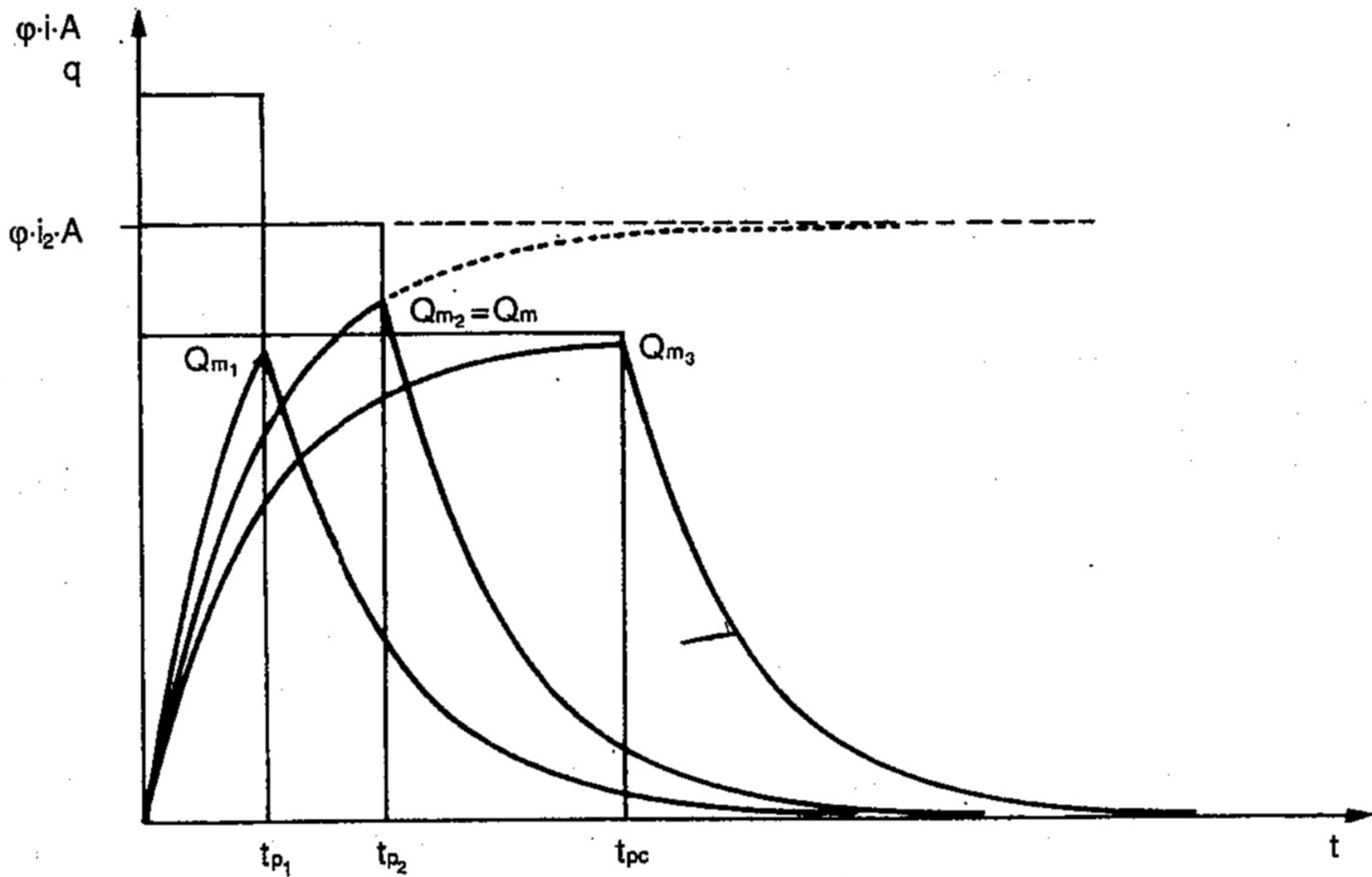


Figura 5.7

A tal fine si consideri una relazione lineare del tipo

$$v = \mu\omega$$

(5.7)

fra volume immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica.

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde a considerare l'ipotesi che si stiano verificando condizioni di moto uniforme, con il pelo libero parallelo al fondo, mentre nel caso di reti risponde alle ulteriori ipotesi che i vari elementi si riempiano contemporaneamente senza che mai il deflusso degli affluenti sia ostacolato dallo stato dell'acqua nei riceventi (funzionamento autonomo) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (funzionamento sincrono).

Ovviamente risulterà $\mu = W/\Omega$ rapporto fra il volume massimo immagazzinato a monte W e la corrispondente sezione idrica massima Ω .

Inoltre una generica scala di deflusso, in moto uniforme, di una sezione di un canale può essere rappresentata con buona approssimazione a mezzo di una relazione della forma:

$$q = \beta \omega^\alpha \quad (5.8)$$

con β e α costanti. Il campo $1 < \alpha < 2$ esaurisce in pratica tutte le possibilità tanto dei canali aperti (bonifiche) che chiusi (fognature). Nella ipotesi semplificatrice di $\alpha = 1$, avremo:

$$q = \beta \omega \quad (5.9)$$

con $\beta = Q/\Omega$, rapporto tra la massima portata defluente Q , allorché la sezione idrica raggiunge il valore massimo Ω , e la sezione stessa.

con $\beta = Q/\Omega$, rapporto tra la massima portata defluente Q , allorché la sezione idrica raggiunge il valore massimo Ω , e la sezione stessa.

Eliminando ω tra la (5.7) e la (5.9), si ricava la relazione:

$$v = \frac{W}{Q} \cdot q = K q \quad (5.10)$$

che esprime la dipendenza lineare tra portata uscente dalla sezione e volume immagazzinato a monte di questa.

Questo comportamento viene indicato consuetudinalmente come quello di un *serbatoio lineare*, essendo appunto questa la caratteristica dell'omonimo elemento concettuale.

Differenziando la (5.10) avremo:

$$dv = K dq$$

Differenziando la (5.10) avremo:

$$d\dot{v} = K dq$$

L'equazione di continuità (5.6) si scrive in questo caso:

$$\varphi i A dt = q dt + K dq \quad \text{per } t \leq t_p \quad (5.11)$$

e

$$K dq = - q dt \quad \text{per } t > t_p \quad (5.12)$$

Nel caso di pluviogramma rettangolare l'intensità di pioggia «i» sarà costante per tutto il tempo di pioggia e l'equazione (5.11) risulta un'equazione differenziale a variabili separabili.

A partire da questa ipotesi il Fantoli nel 1904 elaborò un metodo di verifica delle fogne basato sul concetto di tempo di riempimento T_R , definito come il tempo necessario affinché, con una pioggia di assegnata intensità «i», la portata defluente della sezione in esame raggiunga il valore massimo ammissibile.

Il valore del tempo t , necessario perché la portata nella sezione in esame raggiunga il generico valore q , è infatti ricavabile facilmente per integrazione della equazione (5.11), solo che si ponga come condizione ai limiti $q = 0$ per $t = 0$ (fogna inizialmente vuota) e risulta:

$$t = K \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - q/Q} = \frac{W}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - q/Q} \quad (5.13)$$

avendo indicato con

$$\varepsilon = \frac{\varphi i A}{Q}$$

il rapporto fra la portata affluente e quella massima defluente della fogna

Il *tempo di riempimento*, per il quale sarà $q = Q$, risulta espresso da:

$$T_R = \frac{W}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad (5.14)$$

Per tener conto della non linearità della relazione fra q ed ω si può correggere la formula con un coefficiente m , che il Fantoli chiama indice di deviazione, scrivendo:

$$T_R = \frac{W}{Q} m \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad (5.15)$$

Ma molti autori considerano trascurabile l'errore commesso nel considerare nelle reti fognarie $m = 1$.

Ad ogni data pioggia quindi, di intensità « i », corrisponde una durata T_R che la pioggia non dovrebbe superare perché il sistema di fogne a monte del punto considerato non superi la fase di riempimento.

T_R

>tp Condotta sovradimensionata

=tp Condotta adeguata

<tp Condotta sottodimensionata

Il metodo dell'invaso, come fin qui sviluppato, risulta essenzialmente un metodo di verifica. Molti autori, a partire dal Supino, si sono cimentati per trasformarlo in un più pratico metodo di progetto.

Le equazioni di continuità (5.11) e (5.12), nelle stesse ipotesi di intensità di pioggia «i» costante e di rete fognaria inizialmente vuota ($q = 0$ per $t = 0$), possono essere integrate per determinare l'andamento dell'idrogramma di piena. La (5.11) integrata, infatti, dà:

$$q = \varphi i A (1 - e^{t/K}) \quad (5.16)$$

che esprime l'andamento della portata del ramo ascendente dell'idrogramma, essendo unicamente nel corrispondente intervallo ($0 \leq t \leq t_p$) valida l'equazione (5.11).

Indichiamo con Q_m il valore massimo che si ha per $t = t_p$. Questo sarà espresso da:

$$Q_m = \varphi i A (1 - e^{-t_p/K}) \quad (5.17)$$

L'andamento del ramo discendente dell'idrogramma si ricaverà, invece, dall'integrazione dell'equazione (5.12), valida nell'intervallo $t > t_p$, ponendo come condizione ai limiti che per $t = t_p$ sia $q = Q_m$; risulterà:

$$q = Q_m e^{-(t-t_p)/K} \quad (5.18)$$

Se consideriamo l'espressione della portata al colmo (5.17) notiamo che questa è dipendente dall'intensità media di pioggia «i» e dalla durata della stessa t_p . Poiché intensità e durata sono legate dalla relazione $i = a t_p^{n-1}$, possiamo eliminare la variabile «i» dalla (5.17) pervenendo alla relazione:

$$Q_m = \varphi a A t_p^{n-1} (1 - e^{-t_p/K}) \quad (5.19)$$

che esprime il valore della portata al colmo in funzione dei parametri del bacino sotteso (φ e A), delle caratteristiche della rete ($K = W/Q$), della legge di pioggia (a e n) e della durata di pioggia t_p .

Considerato che tutti gli altri parametri rimangono costanti, la portata

al colmo varierà solo al variare della durata di pioggia t_p .

Indichiamo con *pioggia critica* quella particolare durata di pioggia che massimizza la portata Q_m . Ovviamente la portata di progetto Q_M coinciderà col valore della portata al colmo che si avrà per una pioggia di durata pari a quella critica.

Apparentemente la ricerca di questa portata è semplice poiché la durata della pioggia critica coincide col valore di t_p che rende nulla la derivata dQ_m/dt_p , mentre la portata di progetto coincide con la portata al colmo corrispondente a detta durata di pioggia. Purtroppo, però, la relazione $dQ_m/dt_p = 0$ non permette di ricavare un valore esplicito di t_p e pertanto occorrerà procedere utilizzando variabili ausiliarie ed in maniera numerica.

Moltiplicando e dividendo la (5.19) per K^{n-1} e indicando con $\tau = t_p/K$ avremo:

$$Q_m = \varphi a A K^{n-1} \tau^{n-1} (1 - e^{-\tau}) \quad (5.20)$$

mentre:

$$\frac{dQ_m}{dt_p} = \frac{dQ_m}{d\tau} \cdot \frac{d\tau}{dt_p} = \frac{1}{K} \frac{dQ_m}{d\tau} =$$

$$= \frac{1}{K} \varphi a A K^{n-1} [(n-1) \tau^{n-2} (1 - e^{-\tau}) + \tau^{n-1} e^{-\tau}] = 0$$

che si verifica se:

$$(n-1) \tau^{n-2} (1 - e^{-\tau}) + \tau^{n-1} e^{-\tau} = 0$$

Poiché in questa relazione compare come variabile, oltre che τ , anche l'esponente n della legge di pioggia, le coppie di valori (n, τ) che annullano detta relazione sono riportate nelle prime due righe della seguente tabella:

n	0.30	0.40	0.50	0.60
τ	0.67	0.95	1.26	1.62
T	0.65	0.63	0.64	0.66
$T^{1/n}/n$	0.78	0.79	0.81	0.84

Poniamo inoltre $T = \tau^{n-1} (1 - e^{-\tau})$. La portata al colmo espressa dalla (5.20) risulterà scritta nella forma più compatta:

$$Q_m = \varphi a A K^{n-1} T \quad (5.21)$$

I valori di T corrispondenti alle coppie di valori (n, τ) che individuano la pioggia critica e rendono Q_m massimo sono riportati nella terza riga della precedente tabella.

Indichiamo infine con $u = Q_m/A$ il coefficiente udometrico e con $w = W/A$ l'invaso specifico. La relazione (5.21) potrà essere posta con rapidi passaggi nella forma più nota:

$$u = \frac{T^{1/n}}{n} \frac{n (\varphi a)^{1/n}}{w^{1/n} - 1} \quad (5.22)$$

che indica la dipendenza da n, φ, a e w del contributo unitario di piena.

Il valore del termine $T^{1/n}/n$, variabile con n , è riportato nella quarta riga della stessa tabella. Come si vede, detto valore varia molto poco con n talché non si commette errore apprezzabile a considerarlo costante e pari a 0.78.

La relazione (5.22) pertanto diventa:

$$u = 0.78 \frac{n (\varphi a)^{1/n}}{w^{\frac{1}{n} - 1}} \quad (5.23)$$

Poiché le grandezze che compaiono in questa relazione sono omogenee, assunto di esprimere a in m/h , occorrerà indicare w in m^3/m^2 e u in $m^3/h \cdot m^2$. Volendo esprimere, invece, u in $l/s \cdot ha$, come di consuetudine, fermo restante le dimensioni delle altre grandezze, la (5.23) si modifica nella più nota relazione:

$$u = 2168 \frac{n (\varphi a)^{1/n}}{w^{\frac{1}{n} - 1}} \quad (5.24)$$

valida per $\alpha = 1$.

Il valore di W rappresenta il volume invaso in tutto il sistema di fogne. Quest'ultimo è però costituito dalla somma del volume che si invasa nel tronco in progetto (invaso proprio), dei volumi invasati nei tratti di monte e dei volumi invasati in tutte le altre capacità minori diffuse sul bacino (pozze, fognoli, fossi, cunette, grondaie, terrazzi, ecc.). In fase di progetto il primo volume si calcolerà per tentativi determinando la portata di progetto e quindi la corrispondente sezione idrica dalla scala di deflusso della fogna e considerando che $W = \Omega L$, dove L è la lunghezza della fogna.

Procedendo nei calcoli da monte verso valle, il volume immagazzinato nelle fogne di monte viene assunto, per prassi consolidata, nel rispetto delle ipotesi di funzionamento sincrono, pari alla somma di quanto calcolato per i singoli tronchi di monte in corrispondenza delle rispettive portate di progetto.

Per quanto riguarda le capacità minori (piccoli invasi), infine, essendo impossibile determinarne il valore analiticamente, nella pratica progettuale queste vengono assunte pari a $30 \div 50 \text{ m}^3$ per ettaro, a seconda della pendenza della zona e del grado di urbanizzazione.

VOLUME DEI PICCOLI INVASI

Il gruppo “Deflussi Urbani” ha proposto la seguente formula per la determinazione del volume dei piccoli invasi:

$$w_{0I} = 0.6 \left(\frac{a\phi_I}{3600^n} \right)^{\frac{1,5}{1,5+n}} \left(\frac{l_{0I}}{220\sqrt{s_I}} \right)^{\frac{1,5n}{1,5+n}}$$

w_{0I} = il volume specifico dei piccoli invasi (m) dell'area parziale gravante sul collettore / in calcolo

n = esponente della curva di possibilità pluviometrica

a = valore dell'altezza di pioggia per durata di un'ora (mm/h)

ϕ_I = coefficiente di afflusso dell'area parziale gravante sul collettore / in calcolo

$l_{0I} = S_I/(2L_I)$ = lunghezza della falda equivalente dell'area medesima (m)

S_I = la superficie dell'area che insiste sul collettore in calcolo di lunghezza L_I (m²)

s_I = pendenza media della falda dell'area parziale medesima assunta per semplicità pari a quella della fogna di calcolo

METODO DELL'INVASO: il metodo italiano

Il coefficiente udometrico

$$u = 2168 \frac{n(\varphi a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\frac{1}{n}-1}}$$

u = coefficiente udometrico , rapporto tra Q_M ed S (l/(s*ha))

$w = m^3/m^2$ rapporto tra W_M ed S

n = esponente della cpp

a = coefficiente della cpp

Nel caso di drenaggio urbano il volume totale invasato W_M a monte della sezione di calcolo viene determinato in base alla relazione:

$$W_M = w_0 S + W_I + \sum_{i=1}^{I-1} W_i$$

Invasi di monte, il volume invasato all'interno del collettore i esimo, a monte del tratto I in calcolo

Piccoli invasi

Invaso proprio, volume invasato nel collettore I di progetto

PROCEDURA PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE PLUVIALI CON IL METODO ITALIANO DELL'INVASO:

Assumendo le suddette ipotesi è possibile calcolare la portata al colmo di piena, **procedendo lungo la rete fognaria da monte verso valle**, seguendo la procedura qui riportata:

1. Determinare, preliminarmente, la curva di possibilità pluviometrica corrispondente al tempo di ritorno T (**T=5 anni come da DPCM 4-03-1996 art. 8.3.5**).
2. Per ogni sezione di calcolo determinare l'area totale sottesa **S** ed eventuali sotto-aree con i relativi coefficienti di afflusso che daranno origine al coefficiente d'afflusso medio **φ** calcolato come media pesata dei coefficienti d'afflusso delle singole sotto aree in cui è stata suddivisa l'area sottesa;

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

N.B.: i primi due punti sono uguali a quelli del metodo cinematico!!!

PROCEDURA PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE PLUVIALI CON IL METODO DELLA CORRIVAZIONE:

3. Si fissa il volume dei piccoli invasi per ogni singola area (valori di letteratura o calcolo con formula).
4. Calcolare partendo dai tratti di monte, il volume totale invasato a monte della sezione di calcolo. Il volume di invaso proprio sarà determinato per tentativi assumendo la portata di progetto Q , deducendo la corrispondente sezione idrica in moto uniforme A dalla scala di deflusso dello speco e considerando $W_1 = \Omega L_1$ con L_1 lunghezza del tratto di fogna in calcolo.
5. Noto W e quindi $w=W/A$ si può calcolare u e quindi la portata di progetto $Q = uA$. Se questa portata è diversa da quella assunta al punto precedente si procederà ad una ulteriore iterazione a partire dal punto 4, altrimenti si passerà al punto successivo a valle.

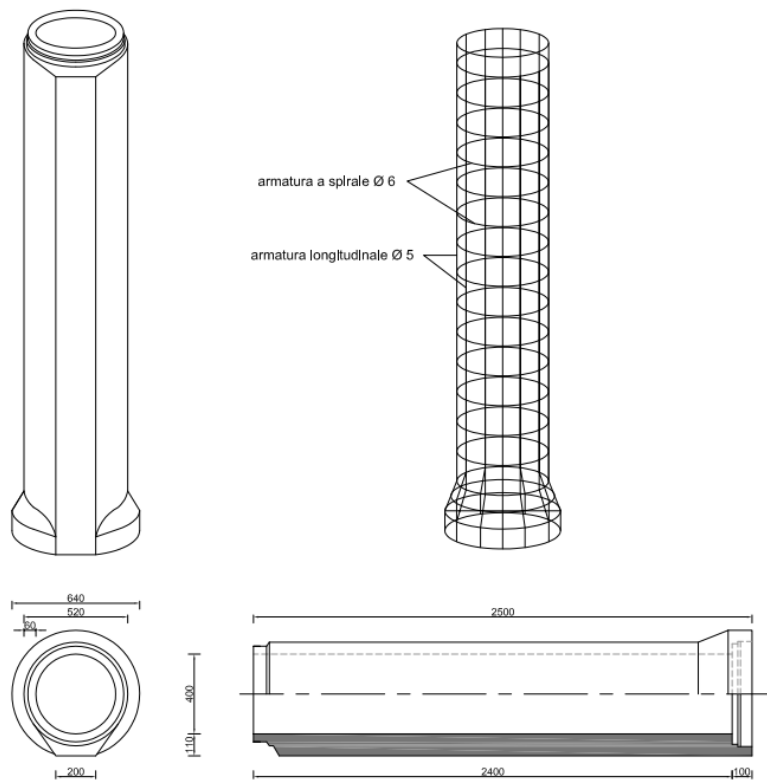
VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO URBANO

La verifica delle reti di drenaggio urbano consiste in:

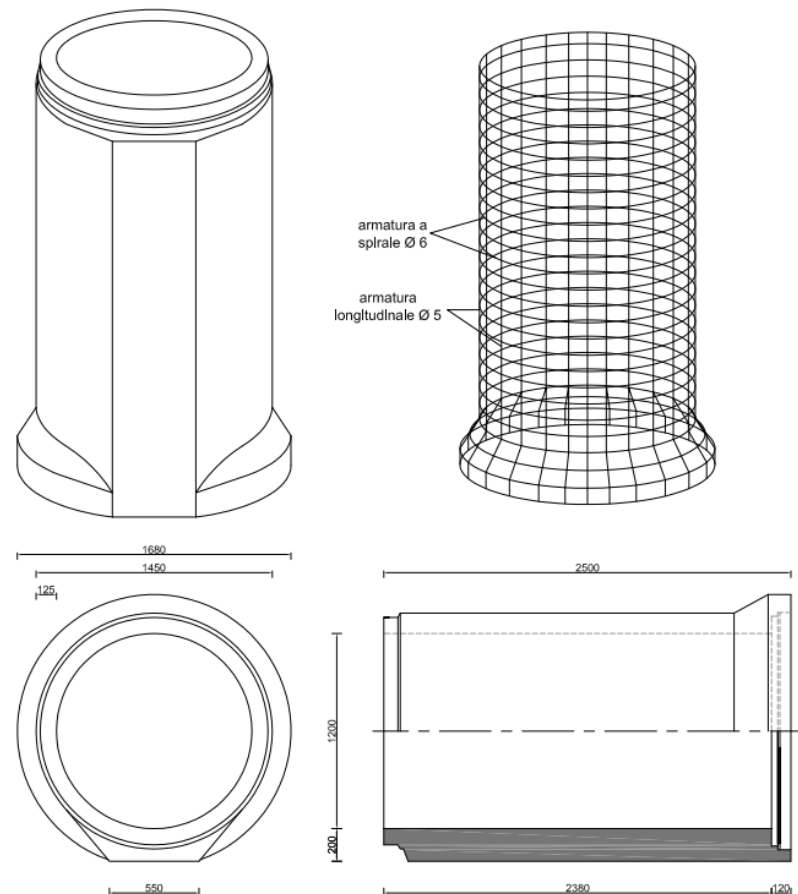
- Le canalizzazioni per fognatura devono sempre collocarsi sotto la distribuzione idrica, garantendo che tra l'estradosso della copertura e la generatrice inferiore delle tubazioni per l'approvvigionamento idrico vi sia un opportuno dislivello (**mai inferiore ai 30 cm**).
- Verificare che il deflusso avvenga, in condizioni di moto uniforme, con un tirante idrico tale da lasciare sempre un franco libero non inferiore a $0.2 D$, al fine di evitare che accidentalmente la fogna possa andare in pressione anche in presenza di materiale flottante; assicurare adeguata circolazione d'aria che scongiuri fenomeni di digestione anaerobica.
- Verificare che la velocità di moto uniforme della portata di pioggia sia ovunque inferiore ai $4\div 5$ m/s, al fine di evitare che l'azione abrasiva del materiale solido in sospensione determini un troppo rapido deterioramento dei rivestimenti interni delle tubazioni (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici).

TUBAZIONI IN CEMENTO ARMATO VIBRATO (CAV) – POSA SU MASSETTO IN C.A.

TUBO IN CALCESTRUZZO ARMATO A COMPRESSIONE RADIALE DN400

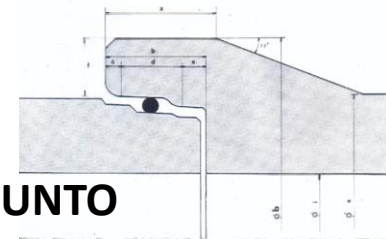


TUBO IN CALCESTRUZZO ARMATO A COMPRESSIONE RADIALE DN1200



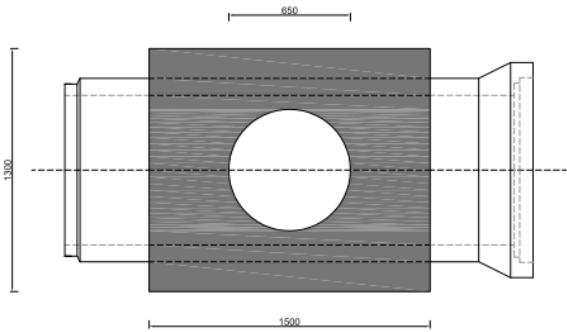
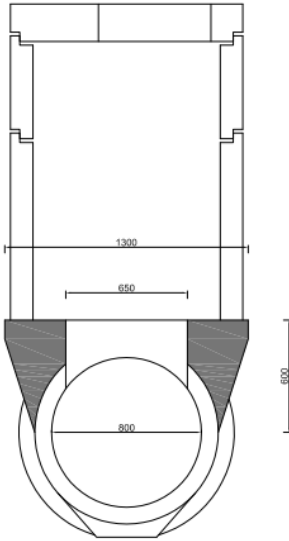
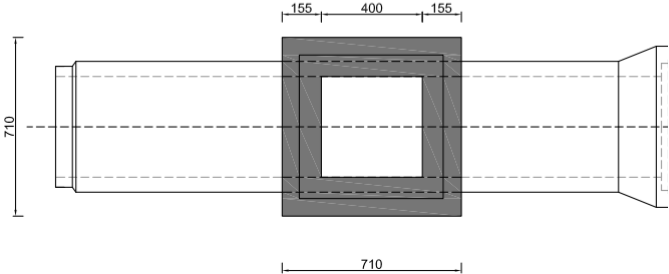
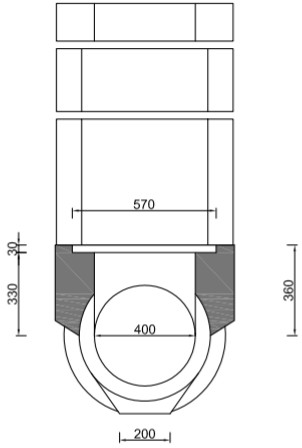
Estratto da <http://www.galloprefabbricati.it>

PARTICOLARE DEL GIUNTO

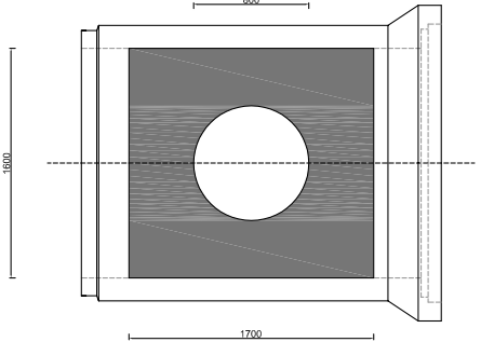
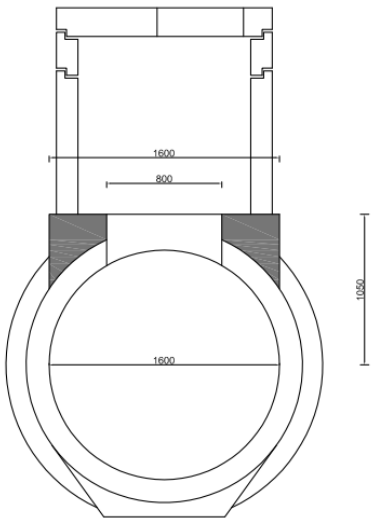


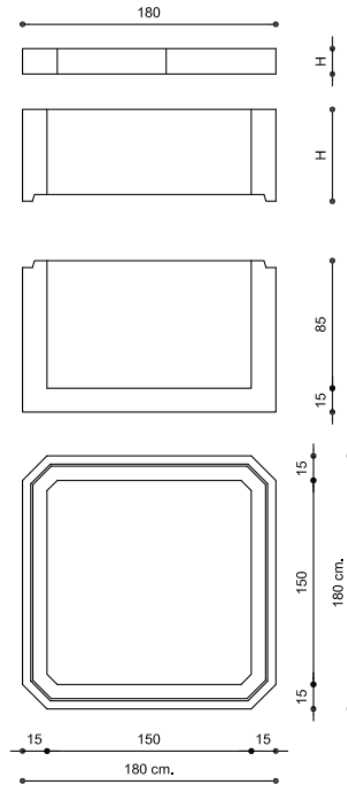
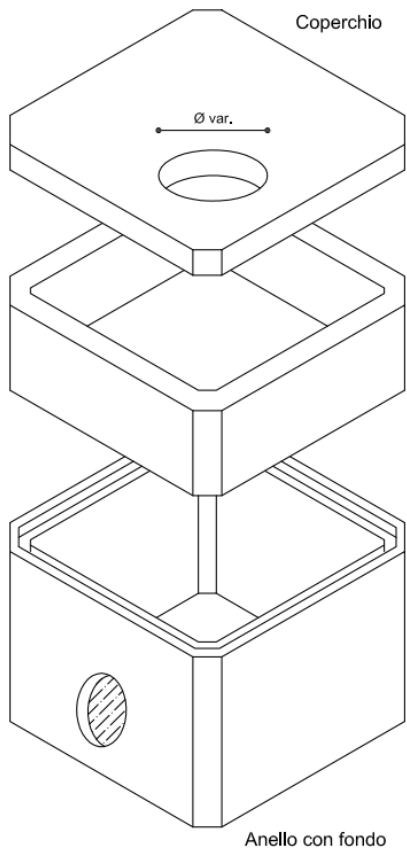
ISPEZIONI DI LINEA DN800

ISPEZIONI DI LINEA DN400



ISPEZIONI DI LINEA DN1600

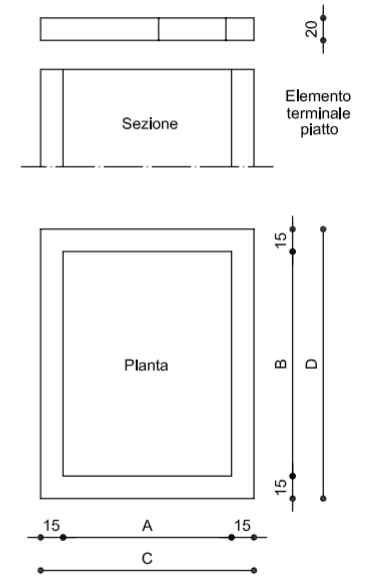
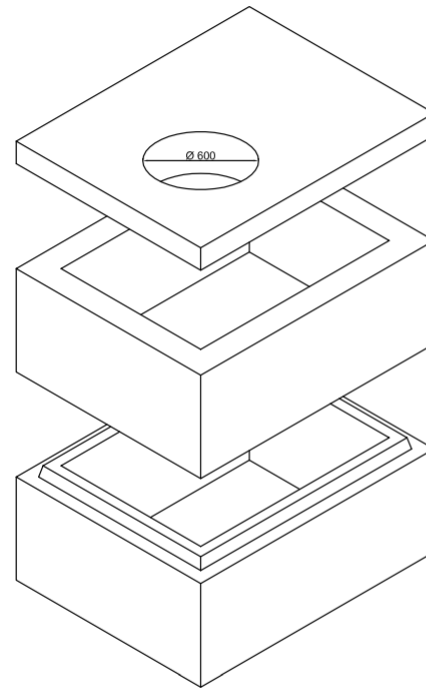




TIPOLOGIE	SP. cm	H. cm	PESO KG
Coperchio 180x180 cm. armato con doppia rete Ø8, 20x20	-	20	1483
Anello 150x150 cm. armato con rete Ø8, 20x20	15	variabile 25 - 100	619 2455
Anello con fondo 150x150 cm. armato con rete Ø8, 20x20	15	100	3260

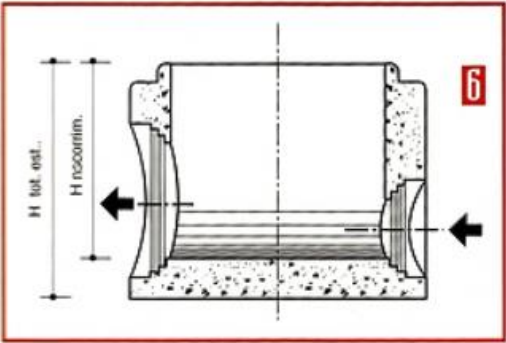
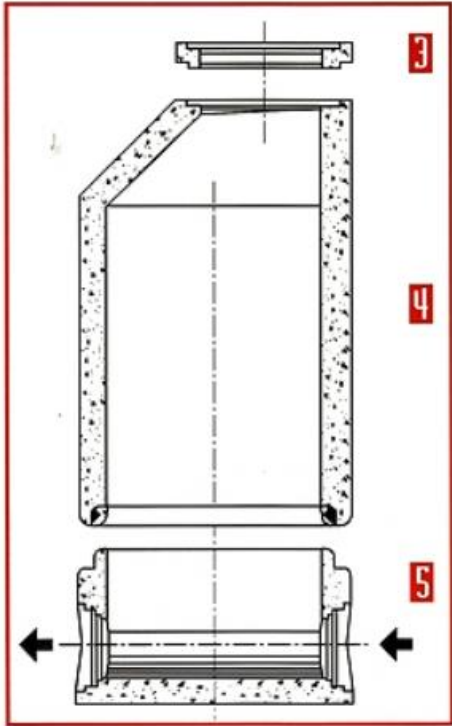
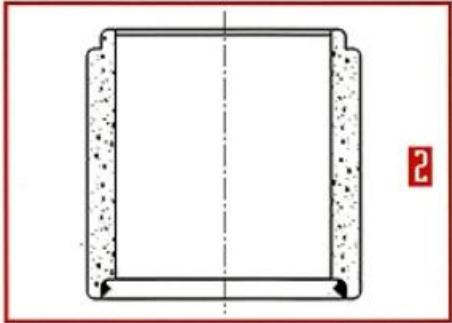
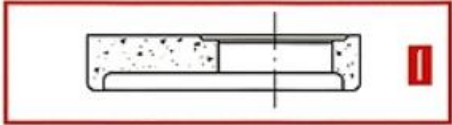
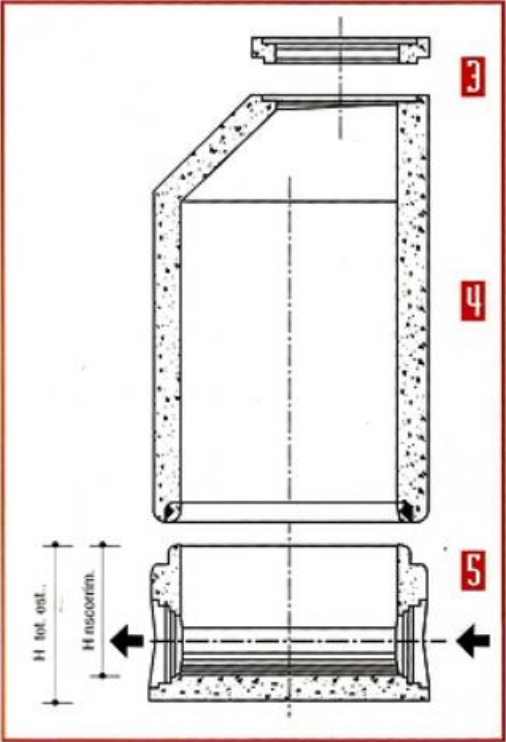
* Dimensione e forma della botola su richiesta

POZZETTI DI ISPEZIONE IN C.A.V.
100x150 - 120x150 - 150x200 - SP. cm. 15
MARCATI CE - UNI EN 1917



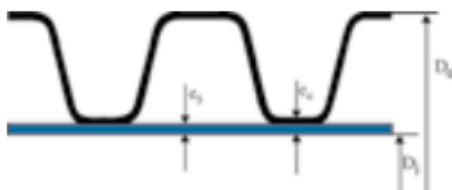
A	B	C	D	H.int.	PESO KG.	COPERCHI ARMATI CON DOPPIA RETE Ø8, 20x20 cm.	PESO KG.
ANELLI ARMATI CON RETE ELETR. Ø8, 20x20 cm.							
100	150	130	180	variabile 25 - 95	1900	Coperchio 130x180x20 cm	1000
120	150	150	180	variabile 25 - 100	2150	Coperchio 150x180x20 cm	1200

POZZETTO MONOLITICO IN CEMENTO ARMATO VIBRATO (CAV)



TUBAZIONI IN POLIETILENE AD ALTA DENSITA' (HDPA) POSA SU LETTO DI SABBIA E RINFIANCO

TUBO HDPE CORRUGATO
PER FOGNATURA



Rigidità Anulare: **SN4** (pari a 4 kN/m²) - **SN8** (pari a 8 kN/m²)

Per notizie e/o info relative a progettazionestatica: CEN TR 1295-3

Posa in opera: UNI ENV 1046 - Collaudo in opera: UNI EN 1610

*Ø 500 SN8 DN/ID da 6 m - Ø 250 SN8 DN/ID da 6 m più bicchiere.
(in realtà sono da 6,10 più bicchiere)

Ø esterno mm	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1000	1200
Ø interno mm	105	137	172	218	272	347	433	535	678	852	1030

Estratto da <http://tubi.net><http://tubi.net>

GIUNZIONE CON MANICOTTO



fase 1



GIUNZIONE CON BICCHIERE

