

ENTE PER LO SVILUPPO DELL'IRRIGAZIONE  
E LA TRASFORMAZIONE FONDIARIA IN PUGLIA E LUCANIA  
BARI

---

N. MATARRESE

LA PROGETTAZIONE  
DELLE OPERE DI DRENAGGIO

*(un esempio per regime variabile riferito al campo sperimentale irriguo del Tara)*

**Estratto da  
ANNALI 1969**

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BARI "ALDO MORO"  
FACOLTA' DI AGRARIA  
EDIZIONE DIGITALE 2010**

*" .....ha fatto veramente bene a pubblicare questo lavoro: qualche cosa si sta muovendo finalmente in favore del frenaggio ed è bene che non venga ignorato ciò che è stato fatto. Renato Rossini, Direttore Istituto di Idraulica Agraria Università degli Studi Bologna, 20 Aprile 1970"*



N. MATARRESE (\*)

## LA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

(un esempio per regime variabile riferito al campo sperimentale irriguo del Tara)

### 1. PREMESSA

Nei comprensori irrigui di pianura, delle zone sub-aride, alla ben nota necessità di una regolazione delle acque superficiali — quasi sempre connessa con gli eventi pluviometrici di particolare intensità — si unisce quella del controllo della falda superficiale o, comunque, della sovrastante « frangia capillare ». Il livello della zona satura, infatti, in conseguenza dell'eccesso di acqua di percolazione dovuto alla irrigazione, può tendere ad innalzamenti, anche se temporanei e variabili, che possono creare serie difficoltà all'esercizio dell'agricoltura intensiva.

Il presente studio si riferisce, appunto, ad uno di questi casi.

Il campo sperimentale irriguo « Tara », della superficie di Ha 12,57, è ubicato nel comprensorio irriguo omonimo tra il canale di bonifica « Lago d'Anice » e il terzo cordone dunale dell'arco jonico tarantino (fig. 1). Esso è interessato da una falda superficiale la cui risalienza ha raggiunto, in alcuni periodi di questi ultimi anni, quote preoccupanti per il normale esercizio dell'agricoltura e per la sicurezza dei fabbricati ivi esistenti.

Prima di avviare il nuovo ciclo di sperimentazione irrigua è stato ritenuto indispensabile creare, nel campo, delle condizioni idrauliche capaci di assicurare sia un rapido smaltimento delle acque superficiali in eccesso, sia un franco di coltivazione di altezza sufficiente ad evitare che lo strato di terreno, interessato alle prove o ricerche sperimentali irrigue, possa risentire di apporti di acqua proveniente dalla sottostante zona satura.

Il presente studio è stato predisposto per un progetto esecutivo riguardante sia la *rete superficiale* e sia la *rete di drenaggio sotterraneo* (\*\*).

A mezzo della prima, l'acqua di scorrimento superficiale conseguente all'evento pluviometrico di 100 mm/giorno, che può verificarsi con la prescelta frequenza ventennale, può essere recapitata, nel periodo massimo di 24 ore, nel canale di bonifica « Lago d'Anice ».

Con la rete di drenaggio, costituita da tubi di PVC, opportunamente

---

(\*) Prof. Nicola Matarrese, Capo del Servizio esercizio impianti.

(\*\*) Il progetto rientra nel quadro del programma di sperimentazione irrigua della Cassa per il Mezzogiorno.



forati per i dreni e non forati per i collettori, si ritiene di poter assicurare l'eliminazione delle fluttuazioni della falda superficiale al di sopra della loro zona d'influenza.

Per ragioni di sicurezza, date le finalità sperimentali del campo, la profondità media dei dreni è stata prescelta in m 1,50 dal piano campagna di ciascuna parcella drenante, la cui larghezza varia tra un massimo di 30 ed un minimo di 28 metri.

## 2. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE DI BASE

2.a - *Pluviometria e coefficiente udometrico* — Dalla curva altezza-frequenza, relativa ad una durata di un giorno (fig. 2), elaborata sulla base dei dati pluviometrici rilevati nello stesso campo sperimentale « Tara » nel periodo 1955-1967, risulta che la massima altezza di pioggia ottenibile con un periodo di ritorno probabile di 20 anni — periodo abbastanza cautelativo per un impianto di drenaggio — è di 100 mm.

Ammettendo che detta pioggia giornaliera cada nella stagione invernale, si avrebbe, grosso modo, la sua seguente ripartizione (in analogia con i coefficienti di afflusso di Pasini e Todaro e con le osservazioni di Puppini):

— evapotraspirazione, evaporazione e « perdite apparenti » . . . . .	mm	30
— afflusso alla rete	$\left\{ \begin{array}{l} \text{— di scolo superficiale (per scorrimento)} \quad \text{»} \\ \text{— di drenaggio sotterraneo (per infiltrazione)} \quad \text{»} \end{array} \right.$	56
		14

Tale ripartizione di massima, accettata come base di calcolo in quasi tutti i progetti di bonifica idraulica, meriterebbe un attento esame, sia in relazione all'ambiente a cui la ripartizione si riferisce e sia quando si passa da bacini imbriferi di corsi d'acqua a piccoli sub-bacini.

A parte tali accertamenti — difficilmente realizzabili nel caso in esame, per la mancanza di misure sperimentali — sembra che per una migliore valutazione delle cosiddette « perdite apparenti », bisogna tenere presente che la quantità di acqua intercettata dalle piante erbacee nei mesi invernali è (tranne nei casi di prati e pascoli) molto più bassa rispetto a quella che si verifica durante il pieno sviluppo vegetativo di queste.

Da alcuni dati a conoscenza (Clark, Haynes, Ven Te Chow, ed altri) si può ritenere ammissibile, per piogge dell'ordine di 100 mm al giorno, una intercettazione non superiore al 15 ÷ 20% della pioggia stessa. Inoltre, la evapotraspirazione dalle residue superfici libere del terreno, non dovrebbero superare 6 ÷ 8 mm al giorno.

Con riferimento alle specifiche condizioni del Campo « Tara », la moderata pendenza delle parcelle e la buona sistemazione morfologica di queste, inducono a ritenere che vi debba essere un valore più basso per il ruscellamento superficiale ed uno più alto per l'infiltrazione. Ciò, pur tenendo conto che nell'intervallo di 24 ore la intensità oraria della pioggia possa avere valori relativi variabili, comprendenti anche quelli alti, comportanti,

al contrario del ruscellamento, una bassa infiltrazione (così come risulta, anche, dai dati di Dakshiramurti e Biswas).

In definitiva, pur nell'incertezza dovuta all'insufficienza dei dati disponibili, si può ammettere, per il presente studio, la seguente ripartizione:

- a) evaporazione, evapotraspirazione, intercettazione ed altre « per-  
dite apparenti » . . . . . mm 27
- b) ruscellamento superficiale . . . . . » 50
- c) infiltrazione (ivi compresa quella parte del cosiddetto scorrimento « ipodermico » che può anche interessare la rete di scolo superficiale) . . . . . » 23

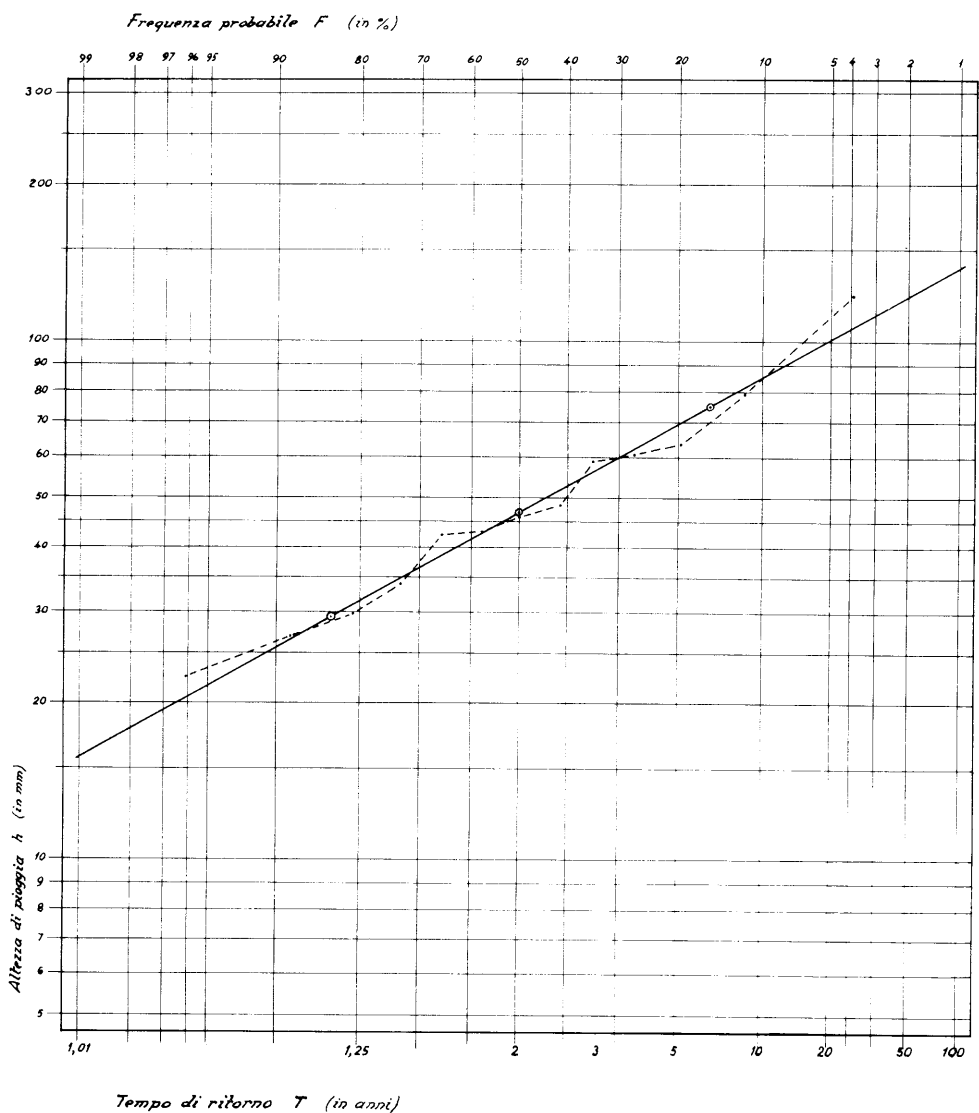


Fig. 2 - Curva altezza-frequenza delle piogge di durata di 24 ore. (Stazione Campo sperimentale n. 5 « Tara » 1955-1967).

In effetti, però, le altezze di pioggia registrate per il primo caso critico andrebbero opportunamente ridotte per ragguagliarle al coefficiente di afflusso del mese di febbraio. Infatti, le massime altezze di pioggia sono state registrate nella prima decade di ottobre, perciò il coefficiente di riduzione, suggerito dal Puppini, applicabile è 0,53; la curva di possibilità pluviometrica  $h = a t_p^n$ , per il 1° caso critico, riferito ad una frequenza probabile del 5%, risulta, quindi, essere (fig. 3):

$$h = 64 t_p^{0,30}$$

Il calcolo del coefficiente udometrico è stato fatto, con il metodo del-

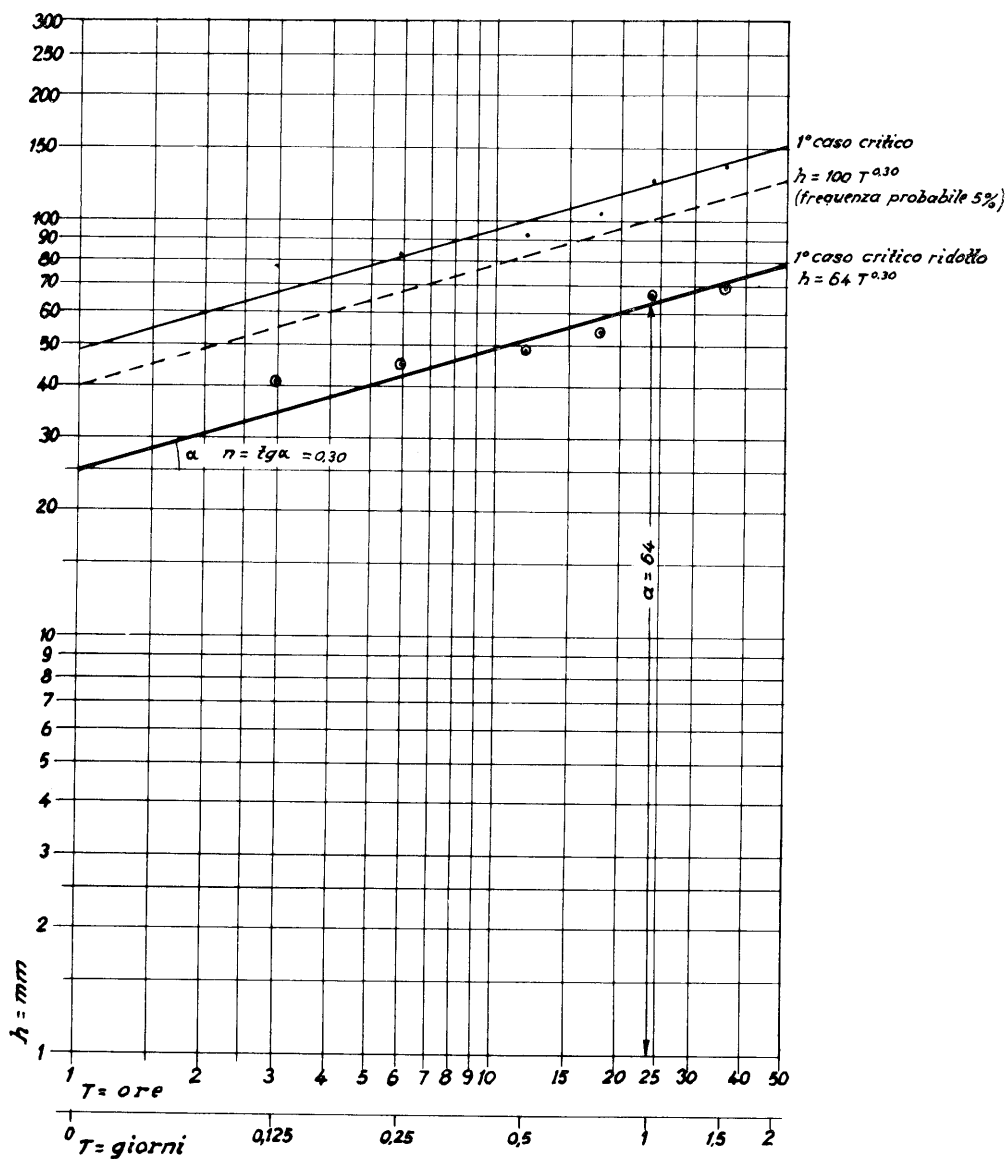


Fig. 3 - Curve di possibilità pluviometriche

l'invaso, con  $a$  espresso in m-giorno ed assumendo un volume specifico di acqua accumulabile nelle rete delle scoline e dei capifossi e sul terreno  $v = 0,02 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ; è stata, altresì, considerata una scala di deflusso del tipo  $q = \mu \omega \alpha$ , con  $\mu = 0,81$  e  $\alpha = 1,50$  (1).

Con i simboli noti (2):

$$u = 3,02 \text{ l/s-Ha};$$

con il metodo cinematico, invece (3):

$$u = 3,7 \text{ l/s-Ha},$$

sempre per  $t_p = 1$  giorno.

Il tempo di riempimento  $T_r$  — della rete  $v = 642 \text{ m}^3$  relativa al capofosso A a servizio di Ha 3,21, per un afflusso  $p = 0,50 \times 0,064 \times 32100 = 1027 \text{ m}^3$ -giorno e per una portata  $Q$  ( $u \cdot A \cdot 86.400$ ) di  $0,0118 \times 86.400 = 1025 \text{ m}^3$ -giorno — è dato da:

$$T_r = \frac{v}{p} \varphi(\alpha), \text{ oppure } T_r = \frac{v}{Q} \alpha \varphi(\alpha) \text{ (4)}.$$

$$\text{Quindi } T_r = \frac{642}{1025} \cdot 0,99 \cdot 3,587 = \text{giorni } 2,22;$$

poichè  $T_r > t_p$ , la rete risulta esuberante anche con il rispetto del franco del capofosso (m 0,09).

Nelle condizioni ottimali di  $T_r = t_p$ , sarebbe sufficiente un volume specifico  $v$  di  $\text{m}^3/\text{Ha } 100$ .

Tuttavia, dato che è stato assunto un coefficiente di afflusso  $k = 0,50 < 0,56$ , (quest'ultimo generalmente assunto per il mese di febbraio) ed in considerazione della relativa breve durata del periodo di osservazione e delle finalità del campo sperimentale, si ritiene opportuno assumere le condizioni pluviometriche peggiori registrate nel periodo 1955-1957 considerando come verificatesi nel periodo invernale.

Pertanto, la misura del *coefficiente udometrico* non dovrebbe superare i  $5,74 \text{ l/s-Ha}$  (5).

(1) L'espressione monomia è stata applicata per canali in terra di sezione trapezoidale con  $\gamma = 1,75$ , pendenza di fondo  $i = 0,003$  e scarpa =  $\frac{3}{2}$ . I parametri  $\mu$  e  $\alpha$  sono stati desunti dalla rappresentazione grafica di cui alla fig. 4.

$$(2) u = (30 \alpha + 60) n \frac{\frac{1}{n}}{\frac{1}{n} - 1} = (30 \cdot 1,5 + 60) 0,30 \frac{(0,50 \cdot 0,064)^{0,333}}{0,02^{0,333}} = 3,02 \text{ l/s-Ha}$$

$$(3) u = 0,1157 \cdot Kh = 0,1157 \cdot 0,50 \cdot 64 = 3,7 \text{ l/s-Ha}$$

$$(4) \text{ In cui } x = \frac{Q}{p} = \frac{1025}{1027} = 0,99, \text{ a cui corrisponde, per } \alpha = 1,50, \text{ come avanti detto, } \varphi(x) = 3,587.$$

$$(5) u = 0,1157 \frac{k h}{t_p + t_c} = \frac{0,1157 \cdot 0,50 \cdot 100}{1 + 0,007} = 5,74 \text{ l/s-Ha}.$$



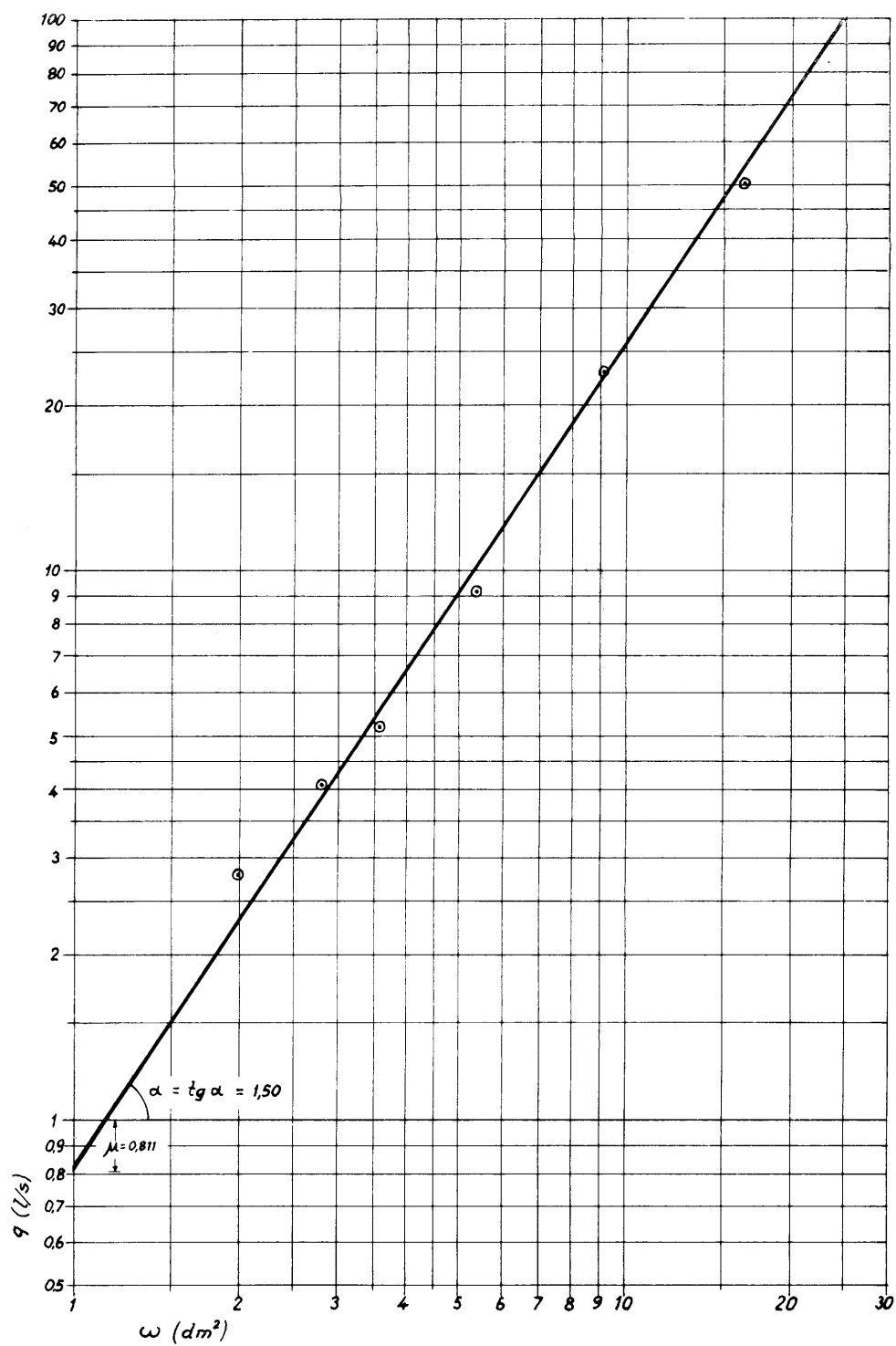


Fig. 4 - Scala di deflusso  $q = \mu \omega^\alpha$  per canali di scolo a sezione trapezoidale, con  $s = \frac{3}{2}$ ,  $\gamma = 1,75$  e  $i = 0,003$ .

E' tale portata massima che si prenderà a base del calcolo della rete di scolo superficiale.

Alla rete di drenaggio sotterraneo, invece, dovrebbe essere destinata la rimanente portata specifica, ossia quella di cui al punto c) della suindicata ripartizione, risultante di poco meno di  $2,7 \text{ l/s-Ha}$ .

Durante la stagione irrigua, la rete di drenaggio, progettata per questa ultima portata, dovrebbe ancor meglio far fronte allo smaltimento di quella frazione dell'adacquamento, relativa ad un giorno, che raggiunge lo strato interessato dai dreni nello stesso intervallo di tempo. Infatti, è da ritenere che se l'irrigazione giornaliera sia pari ad un'altezza di 10 mm, circa 1/3 di questi, e per alcune fasce di testa delle parcelle, potrà interessare la rete dei dreni.

E' da ammettere come possibile, però, che subito dopo la somministrazione dei 10 mm di acqua di irrigazione si verifichi l'evento pluviometrico di cui alla suindicata frequenza probabile del 5%; in questo caso si aggiungerebbero i 23 mm di pioggia naturale. Ma quest'ultimo valore dovrebbe, però, essere molto più basso sia per le condizioni di saturazione del terreno all'inizio della pioggia naturale e sia per effetto delle maggiori « perdite apparenti ».

I  $3 \div 4$  mm di acqua già interessati al drenaggio all'inizio della pioggia sarebbero, quindi, probabilmente minori delle maggiori perdite come avanti detto. Conseguentemente l'impianto di drenaggio, progettato per la suddetta portata specifica di  $1/s-Ha$   $2,7$  dovrebbe essere parimenti idoneo a far fronte al surrichiamato evento eccezionale e ciò pur non tenendo conto della possibilità che il probabile maggiore afflusso possa trovare recapito in una parte o in tutto il franco della rete di scolo superficiale.

2.b - *Conducibilità idrica dei terreni* — Il campo « Tara », così come mostra la stratigrafia del pozzo ivi esistente, è interessato da un primo strato impermeabile ad una profondità dal piano campagna variabile tra i 4 e 5 metri.

Su di esso soggiace una falda superficiale, alimentata da un bacino non molto esteso, che ha una cadente piezometrica crescente man mano che dal terzo cordone dunale, a monte del campo, si scende verso il canale di bonifica « Lago d'Anice », nella direzione Nord-Nord Est - Sud-Sud Ovest.

Tale caratteristica è confermata dai rilievi eseguiti, sia pure in un tempo molto ristretto (27 ottobre - 30 novembre 1968), attraverso i 48 tubi piezometrici (diametro cm 2,54, altezza m 3, profondità nel terreno m  $2,60 \div 2,70$  dal p.c.) installati nel campo.

Tre sondaggi, a cielo aperto, eseguiti, alla profondità di m 2,35 dal p.c., in altrettanti differenti punti dello stesso campo, hanno mostrato che dopo uno strato coltivato di terra rossa, di spessore variabile tra i m 0,20 e 0,35, a seconda della entità dello sterro effettuato per la sistemazione superficiale, esiste della terra rossa ghiaiosa per circa m  $0,60 \div 0,80$ , seguita da uno strato di m  $0,38 \div 1,16$  di materiale sabbioso di varie tonalità di grigio. Indi, in due sondaggi su tre, (n. 1 e n. 3), è stata rilevata una sottile lente discontinua impermeabile di  $5 \div 10$  cm di spessore, costituita da conglomerato sabbio-ghiaioso.

Segue ancora del materiale sabbio-ghiaioso sciolto entro cui, all'epoca dei rilievi (complessivamente dal 27 ottobre al 4 dicembre 1968) circolava la falda superficiale a cui si è fatto cenno.

I predetti sondaggi sono serviti anche per le misure di conducibilità idrica in terreni saturi, ossia direttamente nel substrato di falda.

Le misure di conducibilità verticale e orizzontale, sono state eseguite con un tubo cilindrico di lamiera metallica sfinestrata, dell'altezza di m 0,355 e del diametro interno di m 0,245. Affondato il tubo nel substrato e prosciugata l'acqua dall'interno di esso a mezzo di una piccola pompa aspirante azionata a mano, è stata misurata la risalita del livello idrico da  $y_0$  a  $y_1$  per ciascun intervallo di tempo  $\Delta t$  di 1', 2', 3', 4', 5', 10', 15' e così per ogni 5' fino a 60'.

La relazione tra risalita  $\Delta y$  nel tempo  $\Delta t$  e la conducibilità idrica  $K$  è stata trovata a mezzo delle formule di Hooghoudt e Luthin, di Ernst e di Porchet (citata da Poirée e Ollier).

Cioè:

$$(a) K = \frac{2,3 a S}{(2d + a) \Delta t} \log. \frac{y_1}{y_2} \quad (\text{Hooghoudt e Luthin}),$$

in cui  $K$  in metri/giorno,  $a$  = raggio interno del cilindro (m),  $d$  = profondità della parte di tubo immessa nella falda (m),  $S = \frac{a \cdot d}{0,19}$ ,  $\Delta t$  intervallo di tempo in secondi,  $y_1$  altezza dell'acqua nel cilindro all'inizio dell'intervallo  $\Delta t$ ,  $y_2$  altezza dell'acqua nel cilindro dopo  $\Delta t$ .

$$(b) K = \frac{4000}{\left(20 + \frac{d}{a}\right) \left(2 - \frac{y_1}{d}\right)} \frac{a}{y} \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (\text{Ernst}),$$

$K$  (m/g),  $a$  e  $d$  come la formula precedente ma in cm,  $y = y_1$  della formula di Hooghoudt,  $\Delta y =$  altezza dell'acqua nel cilindro dopo  $\Delta t$ .

$$(c) K = \frac{3 Q}{\Delta (2 H - \Delta)}, \quad \text{con } Q = \frac{\pi r^2 (\Delta_0 - \Delta_1)}{t_1 - t_0} \quad (\text{Porchet}),$$

con  $H =$  all'altezza dello strato acquifero,  $\Delta = y_0$  della formula (a),  $t_1 - t_0$  l'intervallo di tempo  $\Delta t$ .

I risultati ottenuti nelle 5 prove (2 nel sondaggio n. 1, 1 in quello n. 2 e 2 in quello n. 3) sono quelli indicati nella pagina seguente.

	Sondaggio n. 1	Sondaggio n. 2	Sondaggio n. 3
— livello falda m . . .	—2,35 dal p.c.	—2,01 dal p.c.	—2,35 dal p.c.
— Relazione impiegata			
(a) . . . . .	1,078	0,118	0,238
(b) . . . . .	0,983	0,300	0,629
(c) . . . . .	0,768	0,288	0,577
$\overline{M}$	0,943	0,236	0,481
Media generale arrotondata m/g . . . . .	0,65		

Le 6 misure della velocità di infiltrazione in terreni non saturi (2 per ciascuno dei tre punti scelti entro un raggio di 3 metri dai rispettivi sondaggi come avanti detto) sono state effettuate (nel periodo 29 novembre-4 dicembre 1968) con un infiltrometro a doppio cilindro a carico costante del tipo SMIP 11/B.

La relazione impiegata è stata:

$$f = \frac{q \ l}{hf \ a \ \Delta t}$$

in cui  $f$  in m/g,  $q$  = alla colonna d'acqua infiltratasi (m),  $l$  = alla profondità, nel terreno, del cilindro centrale (m),  $hf$  = al carico idraulico (m),  $a$  = alla sezione orizzontale del cilindro centrale (m<sup>2</sup>),  $\Delta t$  è l'intervallo di tempo (ore).

La media delle sei misure ha dato un valore di 0,168 m/h, ragguagliabile a 4,03 m/giorno. Il valore più basso si è avuto nella 2<sup>a</sup> prova nelle vicinanze del sondaggio 2 (m/h 0,103), mentre quello più elevato nella prima prova del sondaggio n. 3 (m/h 0,342).

Misure più complete si sarebbero potute ottenere operando con diversi contenuti noti di umidità del terreno e con diversi livelli statici di falda. Purtroppo, la limitatezza del tempo a disposizione non ha consentito ciò. Pertanto, ammesso che le differenze probabili si presume che non siano di entità tale da incidere molto sulla determinazione delle distanze tra le file di dreni e che è opportuno sul piano esecutivo mantenere il più omogenei possibile i parametri tecnici-costruttivi della rete di drenaggio, si ritiene di non incorrere in sostanziali errori assumendo a base dei calcoli dell'intero campo « Tara » il valore di  $K$  come avanti detto.

### 3. DISTANZA TRA LE FILE DI DRENI

a) Se si ammette che durante alcuni periodi dell'anno di massima piovosità il regime che regola il moto dell'acqua nel terreno sia quello *permanente* e se si accetta come omogenea per tutto lo strato di m 4,50 la conducibilità idrica, si potrebbe adottare la seguente relazione di Hooghoudt:

$$L^2 = \frac{8 K d \Delta h + 4 K \Delta h^2}{q}$$

Per l'applicazione di detta relazione, noto  $K$  e  $q$ , bisogna determinare i valori di  $d$  e  $\Delta h$ . Tenuto conto delle necessità imposte dalla sperimentazione irrigua vengono suggerite parcelle larghe m 30, per cui, volendo far coincidere detta larghezza con la distanza tra i dreni, si assume  $L = 30$  metri e si determinerà, oltre al valore  $d$  di Hooghoudt, l'altezza massima  $\Delta h$  di risalita della falda sopra il livello dei dreni, posti a m 1,50 sotto il piano campagna.

Il valore dello strato equivalente  $d$  è dato da:

$$d = \frac{L}{8 (W_h + W_r)} \quad ; \text{ in cui } W_h \text{ è la resistenza orizzontale e } W_r \text{ è la resistenza radiale, ossia:}$$

$$W_h = \frac{(L - 1,4 D)^2}{8 D L} \quad , \text{ per } D = m \ 4,50 - 1,50 = m \ 3,$$

$$W_h = \frac{(30 - 1,4 \cdot 3)^2}{8 \cdot 3 \cdot 30} = \frac{665,64}{720} = 0,924,$$

$$W_r = \frac{1}{\pi} \ln \frac{0,7 D}{r} = \frac{1}{3,14} 2,3 \log. \frac{0,7 \cdot 3}{0,03}$$

(per  $\phi = 0,06$ ),  $= 0,318 \cdot 2,3 \cdot 1,8451 = 1,1$ ,

$$d = \frac{30}{8 (0,924 + 1,349)} = 1,65$$

Allora:

$$\Delta h = \frac{q L^2}{8 K d} + \frac{q L}{4 K} = \frac{0,023 \cdot 900}{8 \cdot 0,65 \cdot 1,65} + \frac{0,023 \cdot 30}{4 \cdot 0,65} = 2,44 + 0,26$$

$$\Delta h = 2,70,$$

valore anomalo scaturito, evidentemente, dal « peso » troppo grande esercitato dalla resistenza orizzontale. Peraltro, se al denominatore del primo termine anzicchè prendere in considerazione il valore di  $d$ , si prende quello di  $D$  ( $4,50 - 1,50 = 3,00$ )  $\Delta h$  si riduce a m 1,586, il quale sta ad indicare

che con una frequenza di una volta ogni 20 anni e per una durata di un giorno si avrebbe completa saturazione anche del franco di coltivazione.

Infatti, applicando la formula di Donnan (1946), elaborata in USA indipendentemente dai lavori di Hooghoudt, si ha:

$$L^2 = \frac{d \cdot K \cdot [(D + \Delta h)^2 - D^2]}{q}$$

Da cui, volendo contenere il valore di  $\Delta h$  a m 0,63 (ossia per assicurare un franco di m 0,97) si ottiene:

$$L^2 = \frac{4 \cdot 0,65 \cdot [(3 + 0,63)^2 - 3^2]}{0,023} = 472$$

$$L = 21,72$$

Vale a dire che per assicurare il detto franco anche nel corso dell'evento pluviometrico eccezionale, come avanti detto, la distanza tra i dreni dovrebbe essere non superiore a 22 metri.

Il valore di K relativamente basso induce a confrontare questi ultimi due risultati con la seguente formula di Ernst, sempre per regime permanente, nella quale è evidenziata anche la resistenza radiale che si ha attorno ai dreni:

$$\Delta h = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot K \cdot D_1} + \frac{q \cdot L}{\pi \cdot L} \ln \frac{D_0}{u},$$

valida, come nel caso in esame, per  $D_0 < \frac{1}{4} L$ .

Con i simboli (fig. 5) e corrispondenti valori noti, con  $D_1 = D_0 + 0,5 \Delta h$  e  $u =$  alla larghezza della trincea in cui è disposto il dreno (trincea consi-

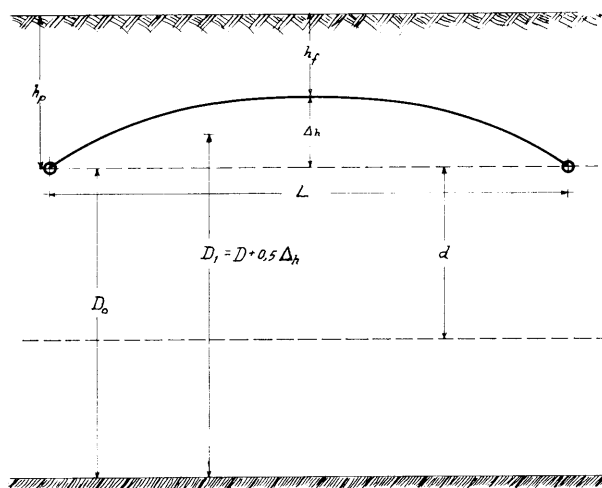


Fig. 5

derata più permeabile rispetto al profilo del terreno non rimosso e ciò data la presenza di ghiaietto posto a protezione dei dreni) più 2 volte il raggio del dreno stesso ( $u = 0,30 + 0,03 \times 2 = 0,36$ ), si ha:

$D_1 = 3 + 0,5 \cdot 1,40 = 3,70$  (assunto il valore di  $\Delta h$  pressochè uguale alla profondità dei dreni) e quindi:

$$\Delta h = \frac{0,023 \cdot 30^2}{8 \cdot 0,65 \cdot 3,32} + \frac{0,023 \cdot 30}{3,14 \cdot 0,65} \ln \frac{3}{0,36}$$

$$\Delta h = 1,07 + 0,39 = 1,46.$$

Naturalmente, per gli stessi motivi avanti detti a proposito della maggiore permeabilità della trincea, non sembra necessario maggiorare la resistenza radiale della « resistenza di entrata » dell'acqua nelle fessure dei dreni.

Nelle condizioni di *regime permanente*, durante il periodo in cui si verifica il massimo evento pluviometrico (con frequenza ventennale) si avrebbe, per un giorno, una risalita della falda fino a raggiungere il piano campagna, supposto, questo, sempre parallelo al piano dei dreni ubicati a m 1,50 di profondità.

Sembra che tale evento, peraltro eccezionale, non possa arrecare alcun apprezzabile disturbo alla sperimentazione irrigua e che, quindi, possa essere accettato per la maggior parte dei campi senza ricorrere nè ad un ulteriore approfondimento dei dreni stessi, nè ad una diminuzione della distanza tra questi. Diminuzione che, sia pure in misura modesta, sarà possibile applicare solo nei campi G ed H.

b) Se si considera, invece, il moto in *regime variabile*, così come in effetti si verifica durante i mesi estivi, per effetto della irrigazione, si può determinare la misura dell'abbassamento della falda da una posizione  $\Delta h_0$  ad una  $\Delta h_t$  in un prescelto intervallo di tempo  $t$  (fig. 6).

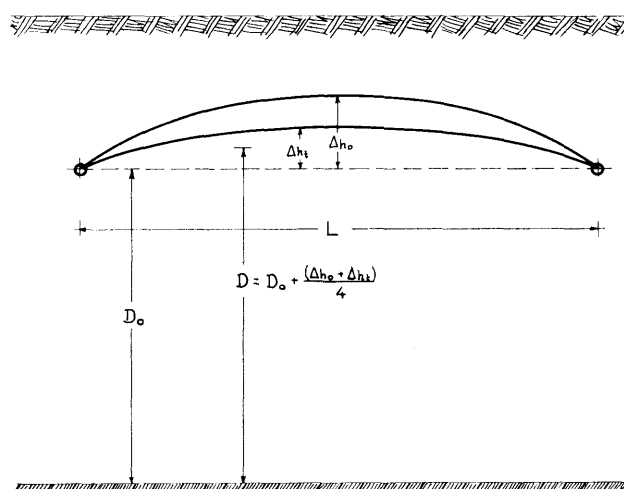


Fig. 6

Le variazioni del rapporto  $\frac{\Delta h_t}{\Delta h_0} < 0,8$ , secondo Dumm, possono essere ottenute dalla seguente relazione finale, se si assume che la superficie libera della falda, all'inizio del suo abbassamento, ha il profilo di una parabola:

$$\frac{\Delta h_t}{\Delta h_0} = \frac{192}{\pi^3} (1 - 8/\pi^2) \left( - \frac{1}{j} t \right)$$

Cioè:

$$\frac{\Delta h_t}{\Delta h_0} = 6,2 (1 - 0,813) e^{-t/j} = 1,16 e^{-t/j} \text{ in cui: } j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K D}$$

Con tutti gli altri simboli noti,  $j$  = « coefficiente di riserva » dipendente, come si rileva dalla surriportata formula, da un altro coefficiente  $\mu$  detto dei pori vuoti, in parti di volume, pari a circa  $\sqrt{K}$ , con  $K$  in cm/giorno.

Nel caso in esame si avrebbe, per

$$\mu = \sqrt{65} = 8,06\% = 0,08$$

$$j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K D}$$

$$\text{cioè: } j = \frac{0,08 \cdot 30^2}{10 \cdot 0,65 \cdot 3,65} = 3,03 \text{ giorni.}$$

Per cui, se si assume  $t = 1$  giorno e  $\Delta h_0 = 0,25$  (onde avere un franco di m 1,25 dal p. c.) si ha:

$$\begin{aligned} \Delta h_t &= 0,25 \cdot 1,16 (2,71828)^{-1/3,03} = \\ &= 0,29 (2,71828)^{-0,33} = 0,20 \end{aligned}$$

Vale a dire che la falda si abbasserà a circa m 0,20, in mezzera, dopo  $t = t/j \cdot j$  giorni, ossia dopo un giorno.

Perciò, nelle condizioni del campo « Tara », si potrebbe avere in un giorno un abbassamento della falda da m 1,25 a m 1,50, circa, dal piano campagna.

La verifica, così come risulta anche dalla formula di Glover-Dumm (1960):

$$L^2 = \frac{\pi^2 K D}{\mu} j = \frac{9,87 \cdot 0,65 \cdot 3,65}{0,08} 3,03 = 886,9,$$

dà un valore di  $L = m 29,7$ .

Secondo una relazione di Carlier, (1965), l'abbassamento della falda da  $H = 0,25$  ( $\Delta h_0$ ) a  $H_1 = 0,25 - 0,05 = 0,20$  ( $\Delta h_t$ ) è dato, nel caso di profilo omogeneo, da:

$$t = \frac{0,21 \mu L^2}{K d} \log \frac{[2 d + H_1 K] H}{[2 d + H K] H_1}$$



in cui:  $t$  in secondi,  $\mu = 0,08$ ,  $L = m \ 30$ ,  $K = m/s \ 0,0000075$ ,  $d$  (strato equivalente di Hooghoudt) =  $m \ 1,65$ .

Quindi:

$$\begin{aligned} t &= \frac{0,21 \cdot 0,08 \cdot 900}{0,0000075 \cdot 1,65} \log \frac{[2 \cdot 1,65 + 0,20 \cdot 0,65] \ 0,25}{[2 \cdot 1,65 + 0,25 \cdot 0,65] \ 0,20} \\ &= 2.769.230 \log \frac{0,8575}{0,686} \\ &= 1.221.818 \times 0,0969 \\ &= 24^h \ 33' \end{aligned}$$

Un risultato più basso si ottiene con l'adozione di una relazione, simile alle precedenti, di Schilfgaard (1964), con  $t$  in giorni:

$$\begin{aligned} t &= \frac{f \ S^2}{9 \ K \ d} \ln \frac{m_o \ (2 \ d + m)}{m \ (2 \ d + m_o)} \\ &= \frac{0,08 \cdot 900}{9 \cdot 0,65 \cdot 1,65} \ln \frac{0,25 \ (3,30 + 0,20)}{0,20 \ (3,30 + 0,25)} \\ &= \frac{72}{65,52} \ln \frac{0,875}{0,710} \\ &= 7,461 \cdot \ln \ 1,23 \\ &= 7,461 \cdot 0,08991 \\ &= 0,671 \text{ giorni} \simeq 16 \text{ ore.} \end{aligned}$$

Nel caso di *regime variabile*, dunque, l'abbassamento della falda da  $m \ 1,25$  dal piano campagna (livello, peraltro, da considerare eccezionale) a  $m \ 1,30$  (franco, questo, che dovrebbe assicurare la sperimentazione irrigua da un'apprezzabile influenza dell'acqua proveniente dalle sottostanti zone di saturazione), si avrebbe, comunque in un tempo molto breve ossia in  $16 \div 24$  ore.

Pertanto, tenuto conto di quanto innanzi esposto, si può ritenere che l'impianto di drenaggio con file poste ad una distanza reciproca di  $m \ 28 \div 30$  e ad una profondità di  $m \ 1,50$  dal piano campagna, può far fronte all'evento pluviometrico eccezionale, di frequenza ventennale, il quale con i  $23 \text{ mm}$  di acqua di infiltrazione nelle  $24$  ore, può far risalire la falda sino al piano campagna, per una durata, appunto, non superiore ad un giorno. Volendo, peraltro, contenere tale risalita ad un livello non superiore a  $m \ 0,97$  dal piano campagna, la distanza tra i dreni dovrebbe essere ridotta a valori non superiori a  $m \ 22$ .

#### 4. RETE DI SCOLO SUPERFICIALE

Per lo studio della rete di scolo superficiale è stata considerata la stessa suddivisione in campi definita per i programmi sperimentali. Essi sono, da Nord a Sud e da Ovest ad Est:

—	Campo	A	di m	187,0x171,5	= Ha	3,21
—	»	B	di m	190,5x 86,5	= Ha	1,65
—	»	C	di m	190,5x 76,5	= Ha	1,46
					(agrumeto esistente)	
—	»	D	di m	190,5x100,0	= Ha	1,90
—	»	E	di m	107,0x 83,5	= Ha	0,89
—	»	F	di m	84,0x 83,0	= Ha	0,70
					(oliveto esistente)	
—	»	G	di m	89,0x 78,0	= Ha	0,69
—	»	H	di m	99,0x 77,0	= Ha	0,76
—	»	I	di m	88,5x 72,0	= Ha	0,64
—	»	L	di m	98,5x 68,5	= Ha	0,67
						<hr/>
				Totale superficie scolante		Ha 12,57

Ciascuno dei predetti campi è previsto che venga suddiviso, così come lo è già quello A, in parcelle della larghezza di 30, 28 o 25 metri, lungo i confini delle quali saranno realizzate le scoline aventi pendenza di fondo pressochè uguale a quella delle parcelle servite.

Ne consegue che, a parte i campi C e F nei quali esistono già, rispettivamente, un agrumeto ed un oliveto, occorrerà scavare circa 3.900 metri di scoline, pari a circa 375 m/Ha.

Ai piedi di ogni campo è stato previsto un capofosso in cui scaricano le scoline di cui sopra.

Tutti i capifosso hanno una pendenza del 2‰ ed una scarpa di 2/1 scelta sia in relazione alle caratteristiche del terreno e sia per consentire, ove necessario, l'attraversamento di mezzi meccanici, così come per le scoline.

Le caratteristiche idrauliche, per  $\gamma = 1,75$ , quelle geometriche e quelle topografiche sono riassunte nell'unito quadro sinottico (appendice A).

Qui sembra sufficiente chiarire che è stata prescelta una sezione di minima resistenza con  $R = a$  e che la velocità dell'acqua è stata contenuta in valori bassi, di m/s 0,12 ÷ 0,20, onde evitare erosione sul fondo e lungo le sponde. Di contro, non dovrebbe sussistere pericolo di sedimentazione data la provenienza dell'acqua da parcelle morfologicamente ben sistemate e quindi, a loro volta, non suscettibili di apprezzabile erosione idrica superficiale.

Tali scelte hanno consentito di contenere l'altezza della sezione bagnata dei capifossi in valori molto bassi, 0,12 ÷ 0,21 metri, a cui va aggiunto un

franco di m 0,08. La larghezza, alla sommità del franco, varia da m 0,86 a m 1,30. Così i dislivelli, data l'orizzontalità delle testate di tutti i campi, sono stati contenuti in valori anch'essi molto bassi:  $0,17 \div 0,37$  metri.

Ne risulta, quindi, una rete di capifossi piuttosto larghi, poco profondi e che recapitano l'acqua in due colatori principali disposti lungo i confini Est ed Ovest del campo sperimentale, oltre ai due disposti lungo la strada di accesso ai fabbricati.

Per la progettazione dei colatori è stato, cioè, scelto il criterio di mantenere la rete di trasporto dell'acqua di ruscellamento con un profilo trasversale del tipo a « doppia ala » con l'evidente scopo, tra l'altro, di allontanare il più possibile dal centro aziendale e dalla rete viaria poderale anche l'acqua di eventi straordinari (fig. 7).

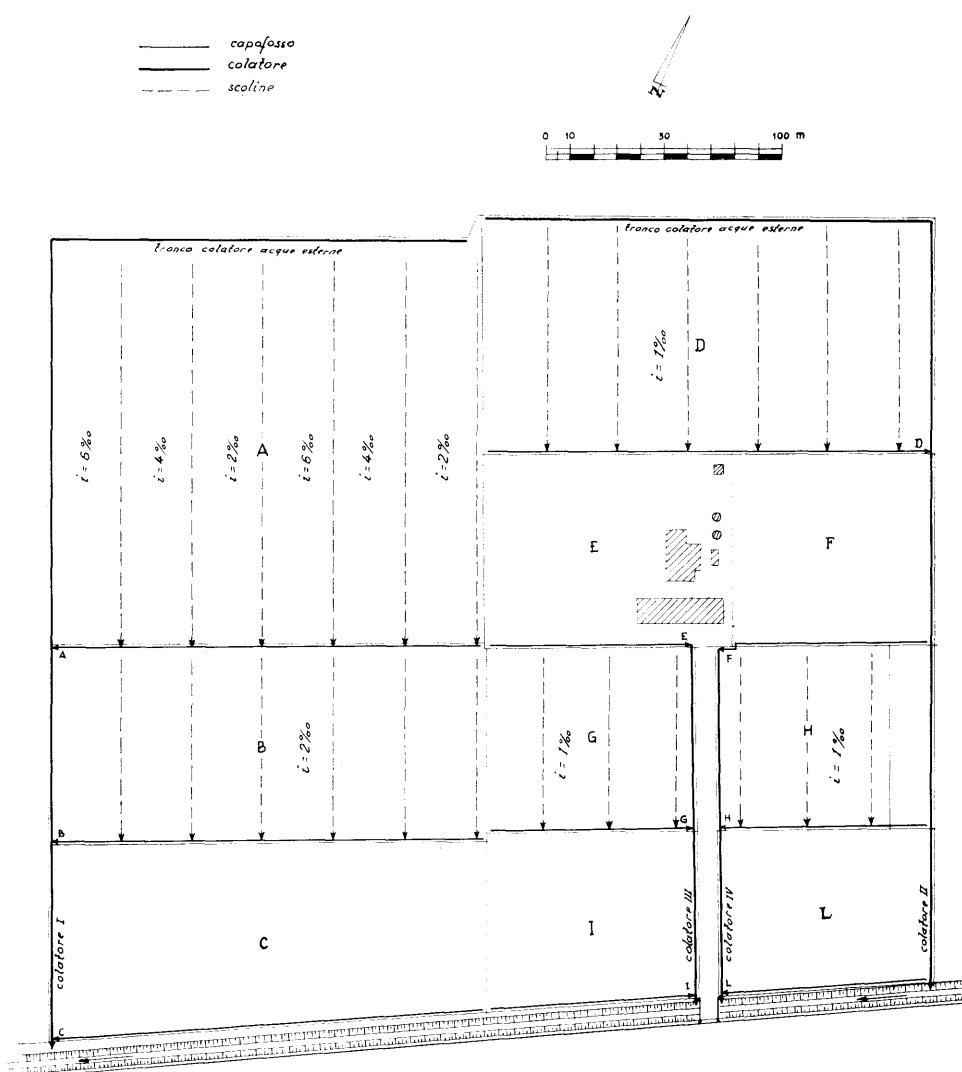


Fig. 7 - Schema della rete di scolo superficiale

A tale fine due colatori di testa provvedono a raccogliere le acque esterne provenienti da monte del campo sperimentale.

In sostanza, dunque, il colatore I, della lunghezza di m 510, dopo aver raccolto circa 23 l/s di acque esterne, 18,6 l/s del capofosso A, 9,57 l/s del capofosso B e 8,47 l/s del capofosso C, sbocca, sul confine Ovest del campo, nel canale di bonifica « Lago d'Anice » a quota idonea a scaricare la portata complessiva di l/s 59,7 anche con il canale di bonifica in piena ordinaria.

Il colatore II, posto lungo il lato Est, della lunghezza di m 520,75, è più piccolo e, con gli stessi criteri avanti accennati, scarica nel canale di bonifica l/s 28.

Mentre i colatori III (lungo m 168) e IV (lungo m 170) ne scaricano rispettivamente 12,9 e 13,4 l/s.

La scarpa prescelta è stata di 3/2 per i colatori I, III e IV e 1/1 per il II. Quest'ultima scelta è stata fatta per evitare difficoltà operative nello scavo date dalla presenza degli alberi di olivo, a piccolo sesto, in due dei quattro campi serviti.

Anche per questi è stato adottato  $\gamma = 1,75$ , mentre le pendenze sono state elevate al 3‰ per meglio adeguare il profilo di fondo a quello dei campi. Quest'ultimo, però, soprattutto nel secondo tratto, rende necessario la costruzione di uno o due salti in c. a. per colatore (con un totale di 5), per evitare velocità e quindi tensioni tangenziali non sostenibili dalle pareti in terra.

Così come meglio risulta dall'apposito quadro sinottico (appendici B e C), la larghezza alla sommità del franco varia da un minimo di m 0,67 ad un massimo di m 1,25.

Infine, è da evidenziare che i quattro sbocchi nel canale « Lago d'Anice » saranno realizzati con apposito scivolo in calcestruzzo da costruire a sezione larga in modo da dissipare il più possibile l'energia ed evitare qualsiasi indebolimento ed erosione alla sponda del detto canale di bonifica.

## 5. RETE DI DRENAGGIO SOTTERRANEO

Lo studio della rete di drenaggio è stato fatto per tutti i campi come per la rete di scolo superficiale ad eccezione dei campi C, F, I ed L i quali, per la presenza di impianti arborei e per l'irrilevante ruolo nei riguardi del problema sperimentazione irrigua-drenaggio, sono stati esclusi per ora dall'impianto della rete di tubi drenanti.

Come già detto nei precedenti punti 2/a e 3, la massima portata specifica per ettaro, da prendere a base della progettazione della rete di drenaggio, è risultata essere di l/s 2,7. Inoltre, tenuto conto della disposizione plano-altimetrica dei campi e delle relative parcelle, è stata scelta una rete a maglia del tipo ortogonale. Infatti, le file di dreni sono sempre disposte nel senso della pendenza longitudinale delle parcelle, con conseguente ubicazione dei collettori lungo la linea di minore pendenza dei campi, con schema ad impluvio nella linea mediana del campo sperimentale (vedasi schema fig. 8).

I dreni sono del tipo tubolare continuo e sono stati previsti in resina termoplastica di cloruro di polivinile (PVC).

La mancanza sul mercato nazionale di tubi appositamente costruiti per questo tipo di drenaggio e la difficoltà di approvvigionamento da altri mercati europei (soprattutto per la limitata quantità occorrente per il campo sperimentale «Tara») ha indotto a studiare un tipo di fessurazione di non difficile realizzazione.

Le caratteristiche del materiale costituente i tubi, principalmente nei riguardi della sua resistenza ad alcune sollecitazioni (come lo schiacciamento) hanno consigliato di limitare la superficie dei tagli a 675 mm<sup>2</sup> per metro di tubo.

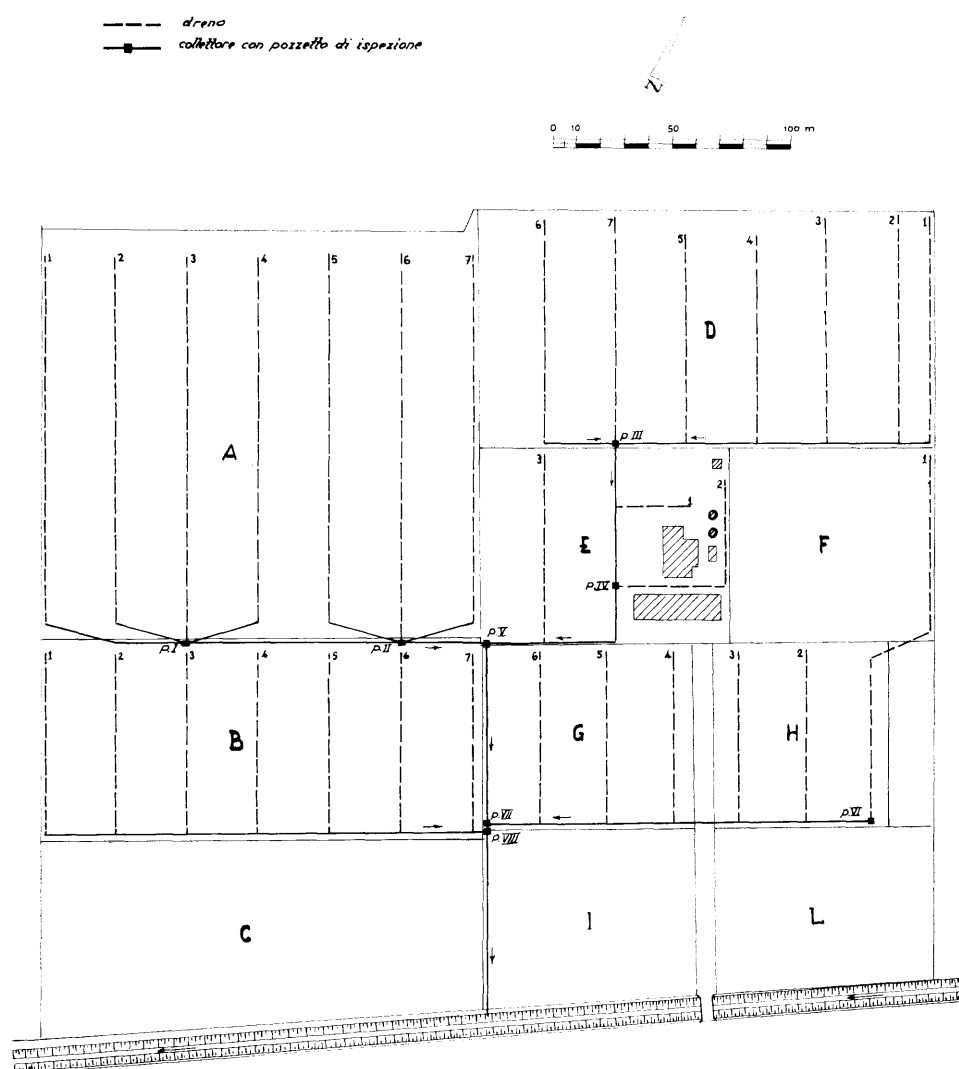


Fig. 8 - Schema della rete di drenaggio sotterraneo

I tagli di calcolo sono di mm 25 di lunghezza e mm 0,6 di larghezza <sup>(6)</sup> sono stati disposti su un arco di circonferenza di 120° (che nella posa in opera sarà rivolto verso l'alto).

Onde esaminare, per quanto possibile, il comportamento della disposizione dei 45 tagli, per metro, nei riguardi anche della resistenza di entrata dell'acqua nei dreni, è stato previsto di realizzare due tipi di dreni:

- uno con disposizione dei 45 tagli su tre file longitudinali (15 per fila), con angolo reciproco di 60°,
- l'altro con disposizione dei 45 tagli in senso trasversale, con distanza tra gli assi longitudinali delle fessure di mm 22,2 (vedasi fig. 9). Questo ultimo tipo di dreno sarà posto in opera solo nelle file A-5, A-6 e A-7 <sup>(7)</sup>.

Tra i diversi tubi che possono essere adattati alle particolari esigenze del drenaggio, è stato prescelto il « Restub » serie pesante UNI tipo 302 a bicchiere della Dalmine (costruito secondo le norme UNI 5443-64/5444/64).

Lo spessore varia da mm 1,2 per  $\phi_e$  di mm 40 a mm 4,1 per  $\phi_e$  di mm 200.

Per i calcoli idraulici sono state scartate le relazioni trovate, per tubi di plastica, dall'Istituto di Idraulica dell'Università di Padova ( $Q = K_2 D^{8/3} i^{5/9}$

$$e V = K_1 D^{2/3} i^{5/9}; i = U_1 Q^{1,8}), \text{ di De Marchi-Marchetti } (y = \sqrt[0,552]{69,832 \frac{V}{D^{0,65}}}$$

$$e y = \sqrt[0,552]{88913 \frac{Q}{D^{2,65}}}); \text{ di Vincent } (Q = 1,99 r^2 \sqrt{\frac{r i}{b}}),$$

perchè non adatte alle caratteristiche del moto nei tubi di drenaggio.

Sono stati considerati, invece, i risultati di alcune ricerche di Wesseling e Homma (1967) effettuate sui tubi di plastica forati per il drenaggio, confrontati con tubi delle stesse caratteristiche ma non forati.

Con i risultati di laboratorio i predetti AA. hanno trovato delle relazioni, una delle quali è espressa dalla seguente formula:

$$I = 9,55 \cdot 10^{-4} \cdot a \cdot q^{1,75} \cdot d^{-4,75}, \text{ in cui:}$$

$I$  = gradiente idraulico (m/m);  $q$  = m<sup>3</sup>/s;  $d$  = m,  $a$  = coefficiente che tiene conto della scabrezza della parete interna del tubo. Quest'ultimo coefficiente

<sup>(6)</sup> In realtà la Ditta fornitrice non ha potuto rispettare con precisione tali misure; da controlli eseguiti su dreni scelti a caso, è risultato:

- lunghezza media dei tagli mm 38,4;
- numero dei tagli sulle tre file, per metro di dreno, 30 interi e 2 in parte;
- larghezza dei tagli mm 0,6;
- superficie dei tagli per metro di dreno, mm<sup>2</sup> 737,4.

<sup>(7)</sup> I tagli per questo tipo di dreno sono stati eseguiti direttamente nell'officina dell'impianto irriguo Tara gestito dall'Ente Irrigazione e nelle esatte misure previste.

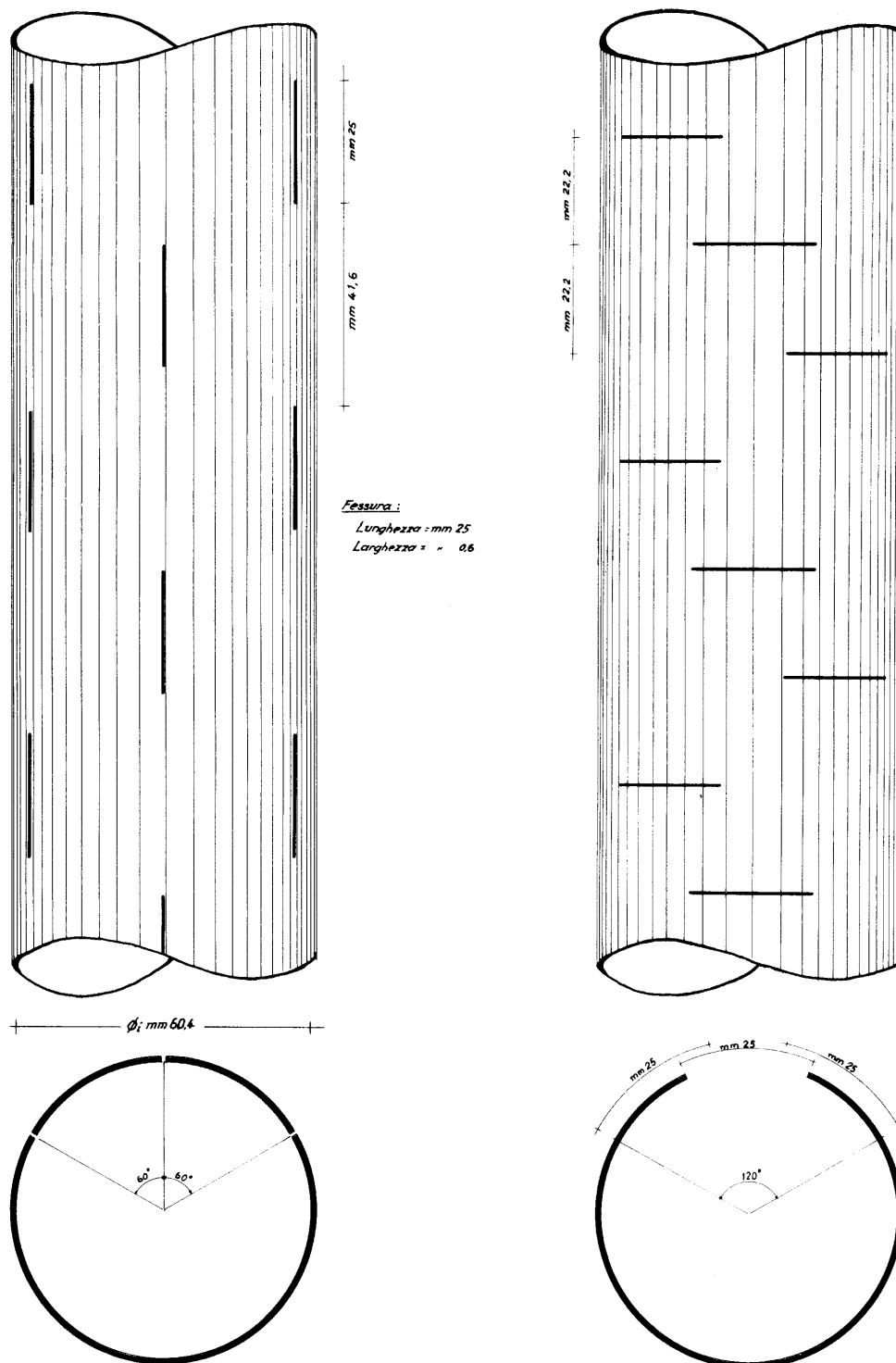


Fig. 9 - Disposizione delle fessure nei tubi drenanti

è stato trovato essere pari a 0,3164 per tubi non forati, 0,35 per tubi forati bene e 0,41 per tubi forati male.

Le prove eseguite in pieno campo su tubi di plastica forati, di 50 mm di diametro, hanno mostrato, però, un valore di « a » pari a 1,56 volte quello trovato in laboratorio per analoghi tubi.

Gli AA. chiariscono, peraltro, che per tubi forati solo nell'arco superiore occorre accertare tale aumento.

Pertanto, poichè i dreni che si intendono impiegare nel campo « Tara » sono forati solo nell'arco superiore di 120°, si ritiene di dover considerare il predetto aumento solo per la parte forata, ossia per 1/3 del perimetro bagnato.

Ne deriva che il coefficiente « a » trovato in laboratorio, per tubi forati male, nella misura di 0,41, diventa:  $0,41 \times 1,56 = 0,4935 \times 1/3 = 0,1645$ , a cui va aggiunto il coefficiente « a » relativo ai rimanenti 2/3 di parete liscia.

Poichè il valore di 1,56 avanti citato comprende maggiorazioni dovute non solo alla presenza di peli conseguenti al taglio delle fessure, ma anche quelle relative al non perfetto allineamento dei dreni, al deposito di materiale ed all'età dei tubi, si ritiene — in mancanza di più precisi elementi di calcolo — di attribuire la maggiorazione del 56% in parti uguali tra i 4 fattori considerati, cioè nel nostro caso assumere il 42% [(56 : 4) × 3].

Ne consegue che il valore di « a » per i tubi di plastica non forati, trovato in laboratorio nella misura di 0,3164, diventa:

$$0,3164 \times 1,42 = 0,4492 \times 2/3 = 0,2994$$

che aggiunto al precedente valore, assunto in 0,1645, dà un coefficiente « a » globale di 0,4639, arrotondato a 0,46, che sarà introdotto nella formula di Wesseling e Homma per il calcolo del diametro d:

$$I = 9,55 \cdot 10^{-4} \cdot a \cdot q^{1,75} \cdot d^{4,75}, \text{ da cui:}$$

$$\log. d = \log. I - [(\log. 9,55 \cdot 10^{-4} \cdot 0,46) + 1,75 \log. q] / - 4,75.$$

In sostanza, la relazione così posta dà valori dell'area bagnata superiori del 18,65% rispetto alla stessa formula di Wesseling per tubi non forati con « a » trovato in laboratorio.

Tale maggiorazione è pressochè analoga (17,88%) a quella risultante dalla formula di Darcy per tubi aventi un'area bagnata su un arco di 240°.

Quest'ultima circostanza potrebbe far ritenere legittimo l'impiego della formula di Darcy per i tubi di drenaggio in questione.

Per il calcolo della velocità Wesseling e Homma, suggeriscono le seguenti relazioni:

$$V = 168,6 \quad R^{0,714} \quad S^{0,572}, \text{ per tubi forati male;}$$

$$V = 198,2 \quad R^{0,714} \quad S^{0,572}, \text{ per tubi non forati.}$$

Per i collettori (non forati) è stata impiegata quest'ultima formula, mentre per il calcolo di « d » in funzione di q e di I è stata adottata quella dei dreni ma con « a » = 0,4499.



I risultati dei calcoli sono riportati nelle appendici D e E.

Lo sviluppo complessivo della rete è di m 3.059,5 di dreni (m 585,5 del  $\varnothing_e$  di 50 mm, 2. 299 di  $\varnothing_e$  63 mm e 175 di  $\varnothing_e$  75 mm) e di m 1.104,5 di collettori (del diametro esterno variabile tra i 50 e i 200 mm), come specificato nelle appendici F e G.

Per le necessarie operazioni di ispezione sono stati previsti otto pozzetti in c.a., due dei quali, il P-I ed il P-II, dovranno consentire anche la misura della portata dei tre dreni in ciascuno di essi affluenti.

A tal uopo i terminali di questi ultimi dreni dovranno essere opportunamente filettati onde consentire l'innesto dell'apparecchiatura di misura.

## 6. STIMA DELLE OPERE

Come meglio risulta dal computo metrico estimativo, riportato nel progetto esecutivo, la spesa per le opere di scolo superficiale e di drenaggio sotterraneo, ammontano a complessive lire 7.929.000, di cui L. 545.893 per la rete di capifosso e colatori a servizio di Ha 10,41 e L. 5.832.232 (al netto di imprevisti e spese generali) per la rete di drenaggio e collettori a servizio di Ha 9,10.

Riepilogando:

A) - Rete di scolo superficiale . . . . .	L.	545.893
B) - Rete di drenaggio <sup>(8)</sup> :		
— Scavo trincee . . . . .	L.	2.621.556
— tubi e accessori . . . . .	»	1.582.284
— pozzetti . . . . .	»	583.892
— posa in opera tubi . . . . .	»	1.044.500
	<u>L.</u>	<u>5.832.232</u>
	L.	6.378.125
Imprevisti: 11% . . . . .	»	701.593
	<u>L.</u>	<u>7.079.718</u>
SOMMANO . . . . .	L.	7.079.718
Spese generali: 12% . . . . .	»	849.567
	<u>L.</u>	<u>7.929.000</u>
TOTALE (arrotondato) . . . . .	L.	7.929.000

<sup>(8)</sup> Nel momento in cui vengono licenziate le bozze del presente lavoro, le opere di drenaggio sono già ultimate e perfettamente funzionanti. Sono stati posti in opera n. 3.973,5, tra dreni e collettori. La spesa sostenuta è stata la seguente:

— scavo trincee e posa in opera tubi . . . . .	L.	3.729.657
— tubi ed accessori (compresa una dotazione di scorta di circa il 5%) . . . . .	»	1.532.746
— pozzetti . . . . .	»	606.699
	<u>Totale L.</u>	<u>5.869.102</u>

La spesa per metro di rete funzionante, posta ad una profondità di metri 1,5 dal p.c., è stata perciò di L. 1.409 e per ettaro drenante, circa L. 590.000.

**Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei capifosso**

$$\gamma = m^{1/2} \quad 1,75; \quad s = 2/1 = 2; \quad i = 0,002; \quad A = a (b_m + s a);$$

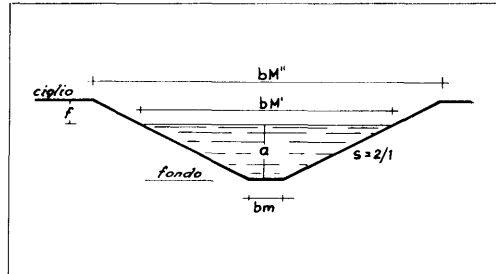
valori per sezioni di minima resistenza:

$$2 (\sqrt{1 + s^2} - s) = k = \frac{b}{a} = 0,4722; \quad b_m = k a; \quad \frac{2}{(k + s)^2} = k_0 = 0,32729; \quad R = \frac{a}{2};$$

$$\chi^2 a^5 = k_0 \frac{Q^2}{i}$$

Capofosso	q (l/s)	a (m)	$R = \frac{a}{2}$ (m)	$\chi$ (m <sup>1/2</sup> S <sup>-1</sup> )	b <sub>m</sub> (m)	bM' (m)	A (m <sup>2</sup> )
A	18,60	0,21	0,105	13,59	0,100	0,94	0,105
B	9,57	0,16	0,080	12,10	0,075	0,71	0,063
C	8,47	0,16	0,080	12,10	0,075	0,71	0,063
D	11,02	0,17	0,085	12,43	0,080	0,76	0,071
E	5,16	0,13	0,065	11,06	0,065	0,59	0,042
F	4,06	0,12	0,060	10,68	0,056	0,52	0,036
G	4,00	0,12	0,060	10,68	0,056	0,52	0,036
H	4,41	0,13	0,065	11,06	0,065	0,59	0,042
I	3,71	0,12	0,060	10,68	0,056	0,52	0,036
L	3,89	0,12	0,060	10,68	0,056	0,52	0,036

Appendice A



V (m/s)	Franco f (m)	bM'' (m)	L (m)	$\Delta_i$ (m)	Quota fondo all'origine	Quote sezione di sbocco (m)		
						p.c.	cigli	fondo
0,20	0,09	1,30	183	0,36	11,17	11,28	11,11	10,81
0,15	0,08	1,04	186	0,37	11,02	11,20	10,99	10,75
0,15	0,08	1,04	187	0,37	10,30	10,38	10,17	9,93
0,16	0,08	1,08	186	0,37	12,43	12,515	12,31	12,06
0,13	0,08	0,91	84,5	0,17	11,43	11,65	11,47	11,26
0,12	0,08	0,86	94	0,19	11,80	11,87	11,75	11,55
								11,30
0,12	0,08	0,86	82	0,16	11,05	11,12	11,09	10,89
0,13	0,08	0,91	94	0,19	10,35	11,22	10,37	10,16
0,12	0,08	0,86	84	0,17	9,67	10,00	9,70	9,50
0,12	0,08	0,86	94	0,19	10,18	10,19	10,19	9,99
Totale			1274,5					

**Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei colatori I, III e IV**

$$\gamma = m^{1/2} \cdot 1,75; \quad s = \frac{3}{2} = 1,5; \quad A = a (bm + sa)$$

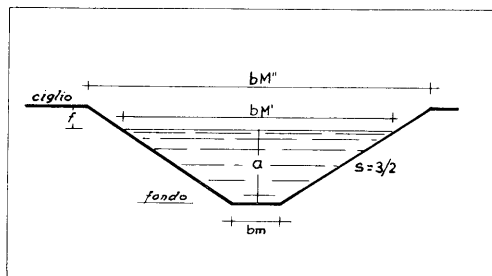
valori per sezioni di minima resistenza;

$$2 (\sqrt{1 + s^2} - s) = k = 0,6055; \quad b_m = ka; \quad \frac{2}{(k + s)^2} = k_0 = 0,449; \quad R = \frac{a}{2}$$

$$\chi^2 a^5 = k_0 \frac{Q^2}{i}$$

Sezione	Q (l/s)	a (m)	$R = \frac{a}{2}$ (m)	$\chi$ (m <sup>1/2</sup> S <sup>-1</sup> )	bm (m)	bM' (m)	A (m <sup>2</sup> )
<b>Colatore I</b>							
I - 1	23	0,21	0,105	13,69	0,128	0,788	0,093
I - 2	23	0,21	0,105	13,69	0,128	0,788	0,093
salto	—	—	—	—	—	—	—
I - 3	41,6	0,28	0,14	15,31	0,170	1,01	0,165
I - 4	51,2	0,28	0,14	15,31	0,170	1,01	0,165
salto	—	—	—	—	—	—	—
scarico	59,7	(scivolo in calcestruzzo)					
<b>Colatore III</b>							
III - 1	5,2	0,13	0,065	11,06	0,079	0,47	0,036
salto	9,2	—	—	—	—	—	—
III - 2	9,2	0,16	0,08	11,1	0,098	0,58	0,054
<b>Colatore IV</b>							
IV - 1	4,1	0,12	0,06	10,68	0,073	0,433	0,030
salto	—	—	—	—	—	—	—
IV - 2	9,5	0,16	0,08	12,1	0,097	0,58	0,054

Appendice B



V (m/s)	i (m/m)	Franco (m)	bM'' (m)	L (m)	$\Delta_1$ (m)	Quote sezione (m)		
						p.c.	cigli	fondo
0,24	0,003	0,09	1,028	179	0,54	12,76	12,22	11,92
0,24	0,003	0,09	1,028	164	0,49	11,77	11,73	11,43
—	—	—	—	—	—	—	—	11,43
0,25	0,002	0,08	1,250	88	0,18	11,10	10,76	10,42
0,31	0,003	0,08	1,250	79	0,24	10,38	10,54	10,18
—	—	—	—	—	—	—	—	10,18
								9,65
Totale I				510				
0,15	0,003	0,08	0,710	73	0,22	11,12	10,90	10,69
—	—	—	—	(28)	—	10,58	—	10,48
0,19	0,003	0,08	0,820	67	0,20	10,00	9,58	9,44
Totale III				168				
0,14	0,003	0,08	0,673	$\frac{13+74}{87}$	0,26	11,22	11,24	11,04
—	—	—	—	(15)	—	10,85	—	10,97
0,19	0,003	0,08	0,94	68	0,20	9,85	10,03	9,93
Totale IV				170				
Totale I - III e IV				848				

**Quadro sinottico dei calcoli idraulici del colatore II**

$$\gamma = m^{1/2} \cdot 1,75; s = 1/1 = 1; a = (bm + sa)$$

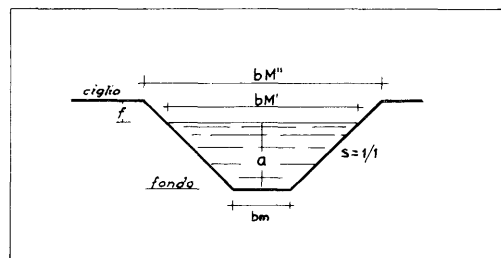
valori per sezioni di minima resistenza:

$$2(\sqrt{1+s^2} - s) = k = 0,83; b_m = ka; \frac{2}{(k+s)^2} = k_0 = 0,597; R = \frac{a}{2}$$

$$\chi^2 a^5 = k_0 \frac{Q^2}{i}$$

Sezione	Q (l/s)	a (m)	$R = \frac{a}{2}$ (m)	$\chi$ (m <sup>1/2</sup> S <sup>-1</sup> )	bm (m)	bM' (m)	A (m <sup>2</sup> )
II - 1	17	0,22	0,11	13,84	0,18	0,62	0,088
2	17	0,22	0,11	13,84	0,18	0,62	0,088
3	28,02	0,25	0,125	14,60	0,21	0,71	0,115
4	28,02	0,23	0,115	14,11	0,19	0,65	0,097
5	28,02	0,23	0,115	14,11	0,19	0,65	0,097
salto	—	—	—	—	—	—	—
6	28,02	0,23	0,115	14,11	0,19	0,65	0,097
scarico	28,02	(scivolo in calcestruzzo)					

Appendice C



V (m/s)	i (m/m)	Franco (m)	bM'' (m)	L (m)	$\Delta_i$ (m)	Quote sezioni (m)		
						p.c.	cigli	fondo
0,21	0,002	0,08	0,78	196,—	0,39	12,62	12,23	11,93
0,21	0,002	0,08	0,78	97,30	0,19	12,51	12,04	11,74
0,23	0,002	0,08	0,87	82,20	0,16	12,12	11,90	11,57
0,26	0,003	0,08	0,81	79,—	0,23	11,55	11,65	11,34
0,26	0,003	0,08	0,81	27,75	0,08	10,86	11,56	11,25
—	—	—	—	—	—	10,86	10,53	10,22
0,26	0,003	0,08	0,81	38,50	0,12	10,20	10,41	10,10
Totale II				520,75				

**Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei dreni di PVC fessurati su di un arco di 120°**

$$\log d = \log I - [\log 9,55 \times 10^{-4} \times 0,46 + 1,75 \log q] / - 4,75$$

$$V = 198,2 R^{0,714} I^{0,572}$$

n	Lunghezza (m)	Distanza tra le file (m)	Superficie servita (Ha)		Portata (l/s)	
			Da ciascuna fila	Cumulata	della fila	cumulata dei dreni
A - 1	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	8,845
A - 2	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	
A - 3	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	
A - 4	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	
A - 5	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	
A - 6	155	30	0.46.50	0.46.50	1.255	
A - 7	162	30	0.48.60	0.48.60	1,312	
	1.092		(0.47.55) fuori campo A	3.27.60		
B - 1	82	30	0.24.60		0,664	4,627
B - 2	82	30	0.24.60		0,664	
B - 3	82	30	0.24.60		0,664	
B - 4	82	30	0.24.60		0,664	
B - 5	82	30	0.24.60		0,664	
B - 6	82	30	0.24.60		0,664	
B - 7	82	30	0.23.78		0,642	
	574		(0.23.78) fuori campo B	1.71.38		
D - 1	97	22,75	0.22.07		0,596	4,893
D - 2	97	22,75	0.22.07		0,596	
D - 3	97	30	0.29.10		0,786	
D - 4	83	30	0.24.90		0,672	
D - 5	83	30	0.24.90		0,672	
D - 6	97	30	0.29.10		0,786	
D - 7	97	30	0.29.10		0,786	
	651		(0.14.55) fuori campo D	1.81.24		
E - 1	36	40	0.14.40		0,389	5,282
E - 2	98	40	0.39.20		1,058	6,340
E - 3	78	30	0.23.40		0,632	6,972
	212			0.77.00		6,972
H - G - 1	175	28	0.49.00		1,323	4,010
H - G - 2	70	28	0.19.60		0,529	
H - G - 3	71	28	0.19.88		0,537	
H - G - 4	71	28	0.19.88		0,537	
H - G - 5	71,5	28	0.20.02		0,541	
H - G - 6	72	28	0.20.16		0,544	
	530,5		(0.12.00) fuori campo G	1.48.54		
Totali	3.059,5		(0.97.88) fuori campo	9.05.76		24,454



Appendice D

Pendenza ‰	Diametro interno ( $\varnothing_i$ ) (mm)		Diametro esterno ( $\varnothing_e$ ) commerciale (mm)	Velocità (V) per il $\varnothing_i$ commerciale (m/s)	Quote asse del dreno (m)	
	di calcolo	commerciale			all'inizio della fila	al termine della fila
4	53,95	60,4	63	0,42	11,04	10,42
4	53,95	60,4	63	0,42	11,04	10,42
4	53,95	60,4	63	0,42	11,20	10,58
4	53,95	60,4	63	0,42	11,35	10,73
4	53,95	60,4	63	0,42	11,04	10,42
4	53,95	60,4	63	0,42	11,20	10,58
4	54,48	60,4	63	0,42	11,35	10,70
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	49,05	60,4	63	0,28	9,77	9,61
2	47,13	47,6	50	0,24	11,17	10,98
2	47,13	47,6	50	0,24	11,17	10,98
2	49,72	60,4	63	0,28	11,17	10,98
2	49,27	60,4	63	0,28	11,15	10,98
2	49,27	60,4	63	0,28	11,15	10,98
2	49,72	60,4	63	0,28	11,17	10,98
2	49,72	60,4	63	0,28	11,17	10,98
2	40,28	47,6	50	0,24	10,70	10,63
2	58,23	60,4	63	0,28	10,60	10,40
2	48,15	60,4	63	0,28	10,78	10,62
2	63,23	71,8	75	0,32	10,04	9,69
2	45,11	47,6	50	0,24	9,83	9,69
2	45,36	47,6	50	0,24	9,83	9,69
2	45,36	47,6	50	0,24	9,83	9,69
2	45,58	47,6	50	0,24	9,83	9,69
2	45,58	47,6	50	0,24	9,83	9,69

**Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei collettori**

$$\log d = \log I - [\log 9,55 \times 10^{-4} \times 0,4499 + 1,75 \log q] / -4,75$$

$$V = 198,2 R^{0,714} I^{0,572}$$

Campo servito	Tronco	n dei dreni	Lunghezza (m)	Superficie (Ha)		Portata (l/s)	
				del tronco	cumulata	del tronco	cumulata
A	terminale 1	—	30,50			1,255	—
	terminale 2	—	7,00			1,255	—
	terminale 3	—	30,50			1,255	—
	terminale 4	—	30,50			1,255	—
	terminale 5	—	7,00			1,255	—
	terminale 6	—	30,50			1,255	—
	pI - pV	7	163,00	3.27.60	3.27.60	8,845	8,845
			299,00				
B	B <sub>1</sub> - B <sub>2</sub>	1	30,00	0.24.60		0,664	
	B <sub>2</sub> - p VIII	6	162,00	1.50.78	1.75.38	3,963	4,627
			192,00				
D	D <sub>1</sub> - D <sub>2</sub>	1	15,50	0.22.07	—	0,596	
	D <sub>2</sub> - p III	4	120,00	1.30.07	1.52.14	3,512	4,108
	D <sub>6</sub> - D <sub>7</sub>	1	30,00	0.29.10	1.81.24	0,786	
			165,50				
E	p III - E <sub>1</sub>	7	26,00		1.81.24		4,893
	E <sub>1</sub> - p IV	8	34,00	0.14.40	1.95.64	0,389	5,282
	p IV - p V	10	72,00	0.62.60	2.58.24	1,690	6,972
			132,00				
	p V - p VII	17	79,50				15,817
H - G	p VI - H/G <sub>2</sub>	1	28,00	0.49.00	—	1,323	—
	H/G <sub>2</sub> - p VII	6	128,00	0.99.54	1.48.54	2,687	4,010
	p VII - p VIII	23	2,50	—	—	—	19,827
	p VIII - scarico	30	78,00	—	—	—	24,454
Totale			1104,50				

## Appendice E

Pendenza ‰	Diametro (mm)			Velocità con $\varnothing_i$ commerciale (m/s)	Quote asse del tronco (m)	
	interno ( $\varnothing_i$ )		esterno ( $\varnothing_e$ ) commerciale		inizio	termine
	di calcolo	commerciale				
2	61,72	71,8	75	0,32	10,42	10,36
4	53,34	60,4	63	0,42	10,42	10,39
2	61,72	71,8	75	0,32	10,58	10,52
2	61,72	71,8	75	0,32	10,73	10,67
4	53,34	60,4	63	0,42	10,42	10,39
2	61,72	71,8	75	0,32	10,58	10,52
2	126,75	134,2	140	0,50	10,36	10,03
2	48,82	60,4	63	0,28	9,61	9,55
2	99,82	105,4	110	0,42	9,55	9,23
2	46,92	47,6	50	0,24	10,98	10,95
2	95,54	95,8	100	0,39	10,95	10,71
2	51,95	60,4	63	0,28	10,98	10,92
2	101,91	105,4	110	0,42	10,68	10,63
2	104,81	105,4	110	0,42	10,63	10,56
2	116,10	119,8	125	0,46	10,30	10,14
2	157,00	172,6	180	0,60	10,02	9,86
2	62,94	71,8	75	0,32	9,69	9,63
2	94,70	95,8	100	0,39	9,63	9,38
2	170,63	172,6	180	0,60	9,37	9,30
2	184,35	191,8	200	0,65	9,20	9,04

**Fabbisogno tubi per i collettori**

CAMPI	$\varnothing_c$ 50 mm.				$\varnothing_c$ 63 mm.				Lunghezza complessiva (m)				
	Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni						
			(n)	(m)			(n)	(m)					
A	15,50	2	1	3,50	30	5	—	—	122				
B										14	—	7	2
										14	2	2 *	1
D										30	5	—	—
E										30	5	—	—
H-G									28				
	15,50	2	1	3,50	88	12	7	2	150				
							2	1					

CAMPI	$\varnothing_c$ 125 mm.				$\varnothing_c$ 140 mm.				Lunghezza complessiva (m)				
	Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni						
			(n)	(m)			(n)	(m)					
A	72	12	—	—	163	27	1	1	82,00				
E										—	—	—	—
H-G										—	—	—	—
VIII — scarico										—	—	—	—
										72	12	—	—

(\*) filettati esternamente.

Appendice F

Ø <sub>e</sub> 75 mm.			Ø <sub>e</sub> 100 mm.				Ø <sub>e</sub> 110 mm.			
Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni	
	(n)	(m)			(n)	(m)			(n)	(m)
20	4 *	0,50	162	27	—	—	60	10	—	—
			120	20	—	—				
4	1	4	128	21	1	2			—	—
24	4 1	0,50 4	410	68	1	2	60	10	—	—

Ø <sub>e</sub> 180 mm.			Ø <sub>e</sub> 200 mm.			
Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni	
	(n)	(m)			(n)	(m)
13	{ 1 1	1,50 2,50	78	13	—	—
13	{ 1 1	1,50 2,50	78	13	—	—

## Fabbisogno tubi fessurati per i dreni

CAMPI	$\varnothing_e$ 50 mm.				$\varnothing_e$ 63 mm.				$\varnothing_e$ 75 mm.			
	Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni		Lunghezza complessiva (m)	Barre da m. 6 (n)	Spezzoni	
			(n)	(m)			(n)	(m)			(n)	(m)
A	—	—	—	—	1.092 *	177 *	6 *	5 *	—	—	—	—
B	—	—	—	—	574	91	7	4	—	—	—	—
D	194	32	2	1	457	74	3 } 2 }	1 } 5 }	—	—	—	—
E	36	6	—	—	176	29	1	2	—	—	—	—
H-G	355,50	56	2 } 1 } 1 }	5 } 4 } 5,50 }	—	—	—	—	175	29	1	1
	585,50	94	2 } 1 } 2 } 1 }	1 } 4 } 5 } 5,50 }	2.299	371	8 } 7 } 3 } 1 }	5 } 4 } 1 } 2 }	175	29	1	1

(\*) di cui m. 465, pari a 75 barre da m. 6, più 3 spezzoni da m. 5, avranno i tagli trasversali, mentre tutti gli altri avranno i tagli longitudinali.

## Appendice H

**Fabbisogno pezzi speciali**

— curva a 90° del $\phi_e$ 50 mm	— n	1
— curve a 90° del $\phi_e$ 63 mm	— »	10
— » » 101° » » 63 mm	— »	4
— » » 101° » » 75 mm	— »	2
— » » 90° » » 100 mm	— »	15
— » » 90° » » 125 mm	— »	1
— » » 90° » » 140 mm	— »	1
— » » 152° » » 140 mm	— »	1
— aumenti da 50 mm a 100 mm $\phi_e$	— »	6
— » » 50 » » 110 » »	— »	1
— » » 63 » » 75 » »	— »	4
— » » 63 » » 100 » »	— »	9
— » » 63 » » 125 » »	— »	1
— » » 63 » » 140 » »	— »	1
— » » 75 » » 100 » »	— »	1
— tappi da 63 mm $\phi_e$	— »	7
— tubi a T del $\phi_e$ 100 mm	— »	15
— tubo » T » » 110 »	— »	1
— » » T » » 125 »	— »	1
— » » T » » 140 »	— »	1
— collante R.E.C. necessario per ogni giunzione: n delle giunzioni 700 x g. 35	— Kg.	25,00
— solvente RES necessario per ogni giunzione n 5 barattoli da 1 Kg.	— »	5,00
— bacchette per saldatura REB	— »	10,00

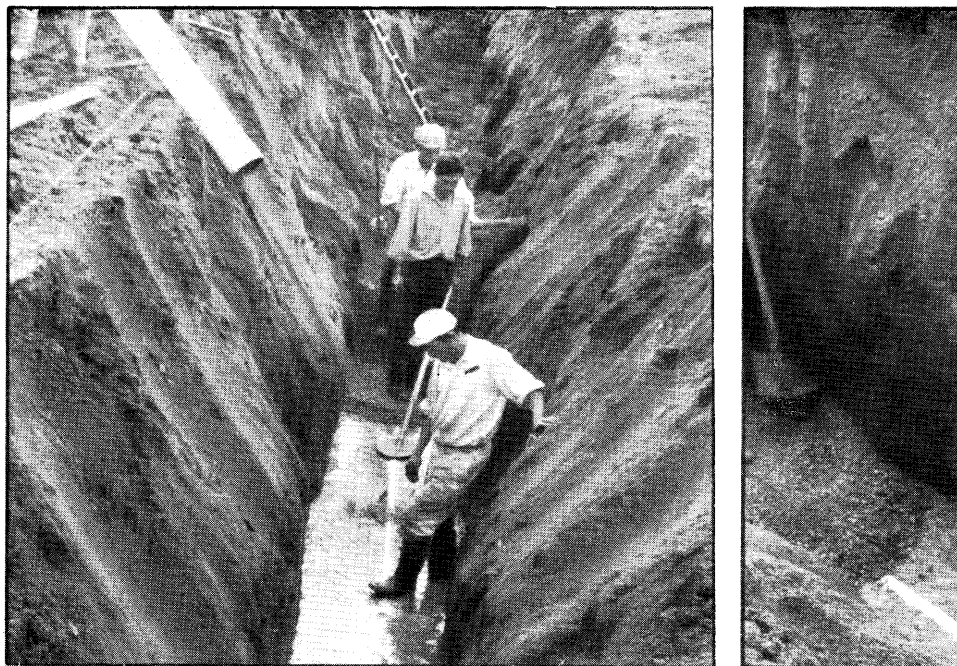


Fig. 10 - Posa in opera dei dreni con ghiaietto



Fig. 11 - Pozzetto di arrivo dei dreni m 5, 6 e 7, con tagli trasversali



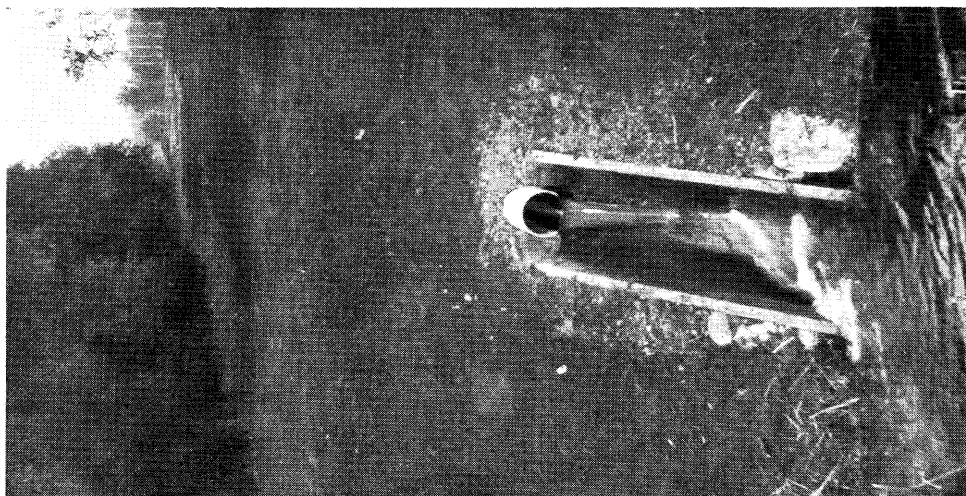


Fig. 12 - sopra - Pozzetto VII

Fig. 13 - a destra - Scarico terminale nel canale di bonifica « Lago d'Anice »

## I N D I C E

1. PREMESSA . . . . .	pag. 1
2. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE DI BASE	
2.a - Pluviometria e coefficiente udometrico . . . . .	» 3
2.b - Conducibilità idrica dei terreni . . . . .	» 8
3. DISTANZA TRA LE FILE DI DRENI . . . . .	» 11
4. RETE DI SCOLO SUPERFICIALE . . . . .	» 16
5. RETE DI DRENAGGIO SOTTERRANEO . . . . .	» 18
6. STIMA DELLE OPERE . . . . .	» 23
<i>Appendice A:</i> Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei capifosso	» 24
» <i>B:</i> Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei colatori I, II e IV . . . . .	» 26
» <i>C:</i> Quadro sinottico dei calcoli idraulici del colatore II	» 28
» <i>D:</i> Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei dreni di PVC fessurati su di un arco di 120° . . . . .	» 30
» <i>E:</i> Quadro sinottico dei calcoli idraulici dei collettori	» 32
» <i>F:</i> Fabbisogno tubi per collettori . . . . .	» 34
» <i>G:</i> Fabbisogno tubi fessurati per dreni . . . . .	» 36
» <i>H:</i> Fabbisogno pezzi speciali . . . . .	» 37