

ENTE PER LO SVILUPPO DELL'IRRIGAZIONE
E LA TRASFORMAZIONE FONDIARIA IN PUGLIA E LUCANIA
B A R I

N. MATARRESE

CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI IRRIGUI
IN PRESSIONE A MICROPORTATA DI EROGAZIONE

Estratto da Annali 1980

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

Nicola Matarrese ¹

CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI IRRIGUI
IN PRESSIONE A MICROPORTATA DI EROGAZIONE ²

Riassunto

Richiamati i principali fattori della irrigazione localizzata a microportata, vengono esposti i più significativi aspetti idraulici con particolare riferimento ai più noti erogatori ed alle adacquatrici.

La metodologia della progettazione degli impianti è semplificata con due esempi: uno riferito ad un'azienda orticola con approvvigionamento da presa di impianto collettivo « a domanda » e l'altro ad un vigneto a tendone con impianto autonomo che si approvvigiona da pozzo trivellato in falda libera.

Summary

Design principles for pressure microirrigation equipments

Referring to principal factors of localized pressure microirrigation, the most significant hydraulic aspects are shown with particular reference to the most known emitters and delivery pipes.

The methodology of the designing of systems is simplified with two examples: one referred to a vegetable farm taking its supplies from a collective system « on demand » and the other to a « table grapes over-head arbor training system » with an autonomous system which supplies itself from a drilled well in an unconfined aquifer.

¹ Docente di Idraulica agraria nella Facoltà di Agraria dell'Università di Bari.

² Complemento del testo delle lezioni di Idraulica agraria dello stesso A.

1. — Generalità

Un impianto irriguo aziendale per l'adozione del metodo di adacquamento a microportata di erogazione (irrigazione a goccia, a spruzzo, a sorsi, subirrigazione capillare, con manichette forate o porose, ecc.) ha la caratteristica essenziale di portare direttamente su, o in, predeterminate porzioni di terreno l'acqua filtrata (previa eventuale aggiunta di fertilizzanti) a bassa pressione e con portate che, all'uscita degli erogatori, sono estremamente piccole (pochi litri/ora) comparate con gli impianti tradizionali*.

L'impianto può essere schematizzato nei seguenti elementi costitutivi (uno schema di massima è riportato nella fig. 1):

a) *fonte di approvvigionamento* (tra le più frequenti): pozzo con impianto autonomo di sollevamento e di spinta; presa di un impianto collettivo in pressione;

b) *testata di comando, o gruppo di testa*: costituito, di solito, da limitatore di pressione, eventuale immissione in rete di fertilizzanti, filtro, controllo della portata, eventuali automatismi; il gruppo può regolare l'intero impianto oppure unità operative o settori di questo, in relazione, soprattutto, all'ampiezza e all'andamento plano-altimetrico dell'area da attrezzare;

c) *la rete dei condotti*:

c.1. - *principale*, per il trasporto dell'acqua dalla fonte di approvvigionamento al gruppo (o ai gruppi) di testa e da questo agli adacquatori;

c.2. - *adacquatore* (o collettore), inizia dal condotto principale (raramente dal gruppo) e su di esso sono in derivazione le

c.3. - *adacquatrici* (o linee erogatrici, o ali disperdenti, o condotti laterali) su cui si stabiliscono i punti di erogazione, praticando apposite fessure o fori nei quali si inseriscono gli *erogatori* veri e propri (i gocciolatori, di vario tipo, o gli spruzzatori).

Naturalmente, anche per questi impianti occorre aver definito, preliminarmente, il fabbisogno netto giornaliero di punta f_n (mm/g) — in pratica *ETE* meno le piogge efficaci — e quindi la *dotazione continua* d (l/s.ha) che, com'è noto, è data dal fabbisogno lordo f :

$$f = d = 0,1157 \frac{f_n}{E_i} \quad [1]$$

(E_i = efficienza totale dell'irrigazione).

* Se, per un impianto a microportata, Q = portata (l/s), t = durata giornaliera di adacquamento (ore) e per un impianto tradizionale: C = corpo d'acqua o modulo (l/s), Oa = orario di adacquamento (ore), T = turno (giorni), deve verificarsi l'uguaglianza: $Q \cdot t = Oa \cdot C/T$. Secondo qualche Autore, affinché un impianto a microportata sia *economicamente preferibile*, rispetto a quelli convenzionali, t dovrebbe essere da 20 a 200 volte maggiore dell'orario giornaliero Oa/T , ovvero: Q dovrebbe essere da 20 a 200 volte più piccolo di C .

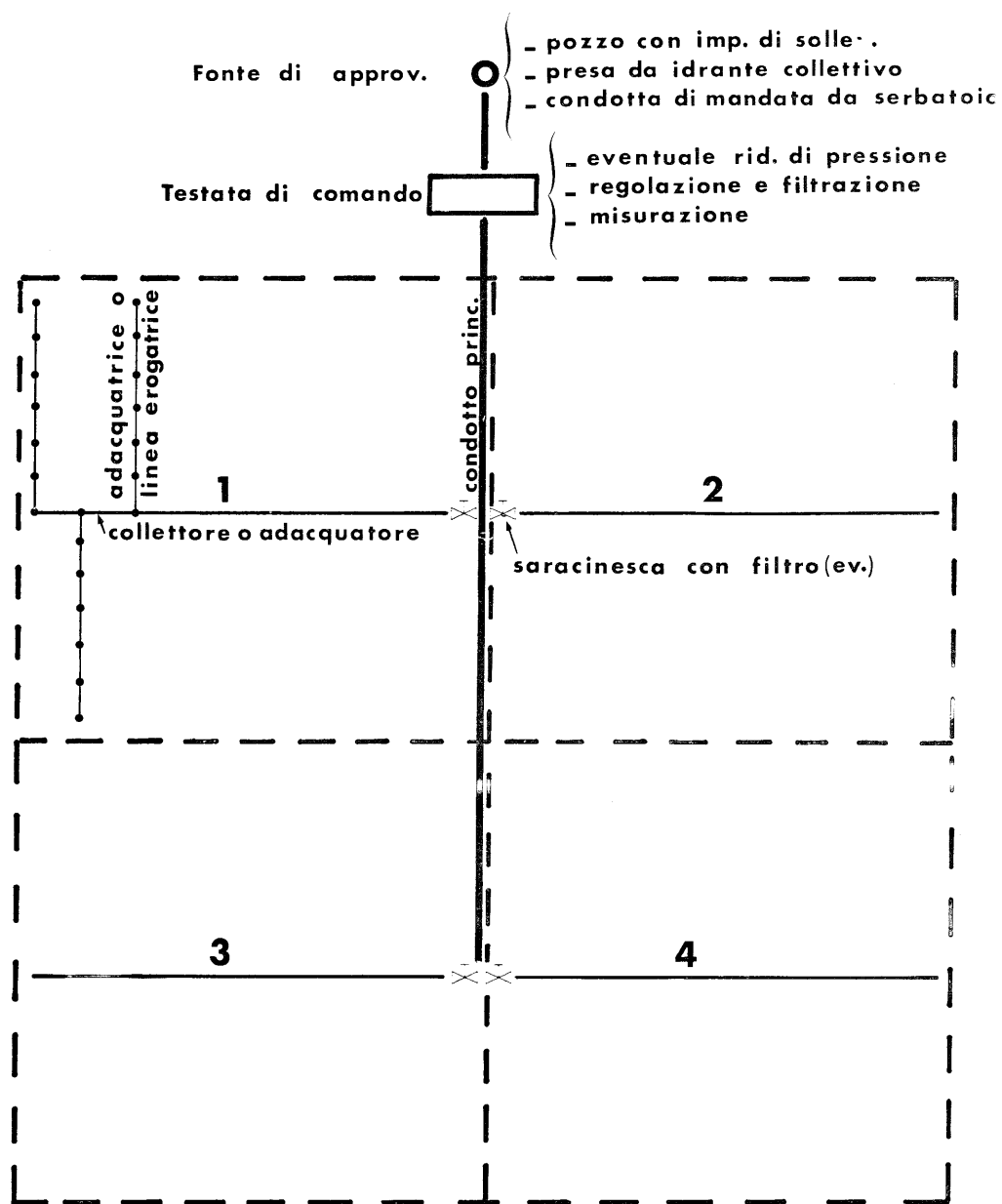


Fig. 1 Schema di massima di un impianto

Al riguardo, si ricorda che una delle caratteristiche di questo metodo, detto anche di irrigazione localizzata in pressione, è proprio quella della somministrazione dell'acqua su (o in) parte del terreno interessato alla coltura.

Questa circostanza porta a considerare, con la necessaria attenzione, nella progettazione, due parametri legati a detta « localizzazione » dell'adacquamento.

Uno riguarda il rapporto percentuale P tra l'area bagnata (ad una certa profondità dal piano campagna, per esempio 20÷30 cm) e l'area totale. Tale valore di P dipende: dalla struttura del terreno irrigato, dalla distanza tra le adacquatrici e tra gli erogatori, dalla portata di questi, dal contenuto di umidità dello stesso terreno all'inizio dell'adacquamento e così via.

Orientativamente viene indicato che non dovrebbe scendere al disotto del 30÷33% (Keller e Karmeli, 1974) o del 20%, secondo Ollier (1980).

Solo a titolo d'informazione si riportano nella tab. 1 i valori di P per alcuni casi significativi così come sono stati indicati dai predetti AA. Keller e Karmeli.

L'altro parametro riguarda il cosiddetto *rapporto di copertura* R ; ossia l'area della proiezione della chioma, o delle foglie, sul terreno, in rapporto all'area totale. Questo *parametro di riduzione* dei valori attribuiti al fabbisogno netto fn , è posto in relazione alla diminuzione del consumo di acqua in conseguenza al fatto che dalla superficie non coperta dalle foglie, in pratica, non evapora acqua perché il terreno non è alimentato dalla irrigazione localizzata. Anche R non scende, ordinariamente, al disotto di 0,30.

Pertanto, la *portata specifica di punta*, non più continua, ($q = l/s \cdot ha$) è data, per l'irrigazione localizzata, da:

$$q = \frac{d \cdot (0,10 + 0,90 R)}{r} * \quad [2]$$

r rappresenta il rapporto $t'/24$, tra la *durata giornaliera di funzionamento dell'impianto* t' e le 24 ore del giorno.

A livello di campo, per una profondità p (mm) di terreno, il volume di adacquamento (espresso in mm di acqua) sarà:

$$va = \frac{(Cfc - Pa) \gamma t \cdot p}{100} \quad [3]$$

(Cfc = capacità di campo in % del terreno secco, Pa = punto di appassi-

* L'aggiunta di 0,10 a R , sarebbe giustificato (Ollier, 1980) dallo « effetto d'oasi » al bordo esterno dell'area d'insidenza.

Alcuni AA. pongono al numeratore della [2]: $d(0,10 + R)$.

Tab. 1

Percentuale di terreno bagnato da varie portate e distanze dei punti di erogazione in linea retta applicando sopra l'area bagnata un volume di adacquamento pari a 40 mm per turno.

Distanza tra le adacquatrici (m)	Portata effettiva del punto di erogazione								
	2 l/h			4 l/h			8 l/h		
	tessitura del suolo e distanza reciproca tra due punti *								
	C	M	F	C	M	F	C	M	F
	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7
	Percentuale di terreno bagnato P **								
0,8	50	100		100					
1,0	40	80		80					
1,2	33	67	100	67	100		100		
1,5	26	53	80	53	80	100	80	100	
2,0		40	60	40	60	80	60	80	100
2,5		32	48	32	48	64	48	64	80
3,0		26	40	26	40	53	40	53	67
3,5			34		34	46	34	46	57
4,0			30		30	40	30	40	50
4,5			26		26	36	26	36	44
5,0						32		32	40
6,0						27		27	34

mento sempre in % del t.s., γ_t = massa volumica apparente del terreno in g/cm³ e il turno T (in giorni):

$$T = \frac{va}{fn} \quad [4]$$

* C = Sabbioso, M = medio impasto, F = argilloso; la distanza tra due erogatori è in metri ed è pari a circa l'80% del diametro massimo dell'area bagnata relativa ad un punto.

** La percentuale di terreno bagnato si riferisce ad una sezione orizzontale a circa 0,30 m sotto il piano campagna. Gli AA. J. Keller e D. Karmeli nel loro «Trickle Irrigation Design Parameter» Trans. of the ASAE, 1974 pagg. 678÷684, dal quale è tratta in parte la tabella, considerano ragionevole non scendere al disotto del 30%.

La relazione tra la portata media q_e (in l/h) dell'erogatore e la *durata di funzionamento* di questo t (in ore), sarà, sempre per va in mm:

$$t = \frac{va \cdot le \cdot lL}{q_e \cdot Ea} \quad [5]$$

(le = distanza tra gli erogatori sull'adacquatrice, in m, lL = distanza tra le adacquatrici, in m, Ea = efficienza dell'adacquamento).

Ne consegue che il numero N delle unità operative o settori, dello stesso impianto, potrà essere:

$$N \leq \frac{T \cdot 24}{t} \quad [6]$$

e la portata totale dell'impianto Q (l/s) sarà:

$$Q = 2,778 \frac{S \cdot va}{N \cdot t} \quad [7]$$

(S = area in ha, 2,778 = coefficiente di trasformazione da l.ha/ora a l/s)

2. — Erogatori

La uniformità degli adacquamenti dipende soprattutto dalle caratteristiche dell'efflusso dagli erogatori e dalle variazioni di pressione lungo le adacquatrici.

In sostanza gli erogatori dovrebbero avere una relativa bassa, uniforme e costante portata ed una relativa grande sezione per evitare, o comunque ridurre, i *problemi dell'occlusione* da materiale trasportato dalla corrente.

Per ottenere le basse portate (appunto, le microportate di erogazione di questo tipo di impianto irriguo), la sezione dell'erogatore (espressa in diametro) dovrebbe essere compresa tra 0,3 e 1,5 mm; però queste sezioni sono facilmente occludibili. Allargando la sezione di efflusso si hanno minori perdite di carico con conseguente maggiore portata.

È nella definizione più appropriata di questa alternativa che si differenziano le due principali categorie di erogatori:

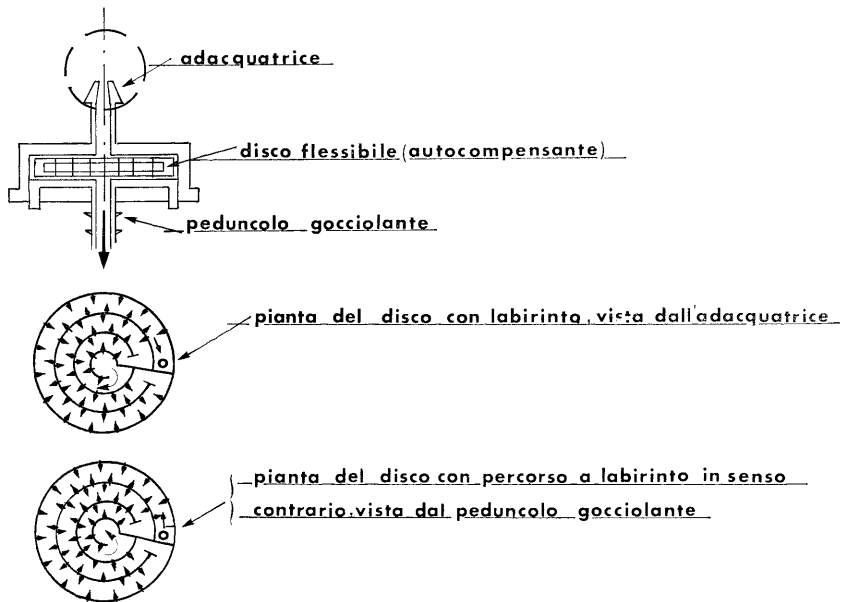
- con una si fa percorrere un relativo lungo tratto alla portata di efflusso (per aumentare le perdite di carico) (v. fig. 2);
- con l'altra si fa uscire detta portata attraverso uno spruzzatore o un orifizio (che comporta parimenti un aumento di perdite di carico).

La relazione tra la portata q_e (l/s) ed il carico h (m) di ciascun erogatore è:

$$q_e = k h^x \quad [8]$$

* Nella fig. 3 sono riportate alcune relazioni $q_e = f(h)$.

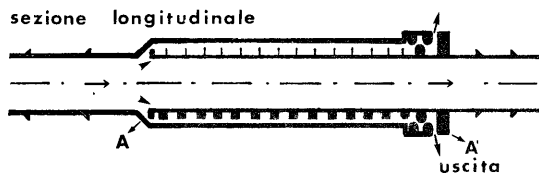
Fig.2 Esempi di percorrenza dell'acqua in alcuni erogatori



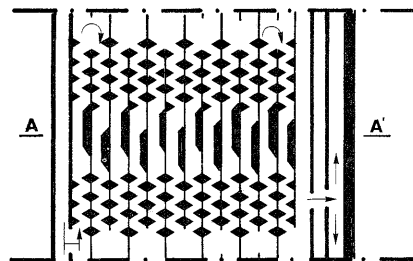
tipo labirinto a disco

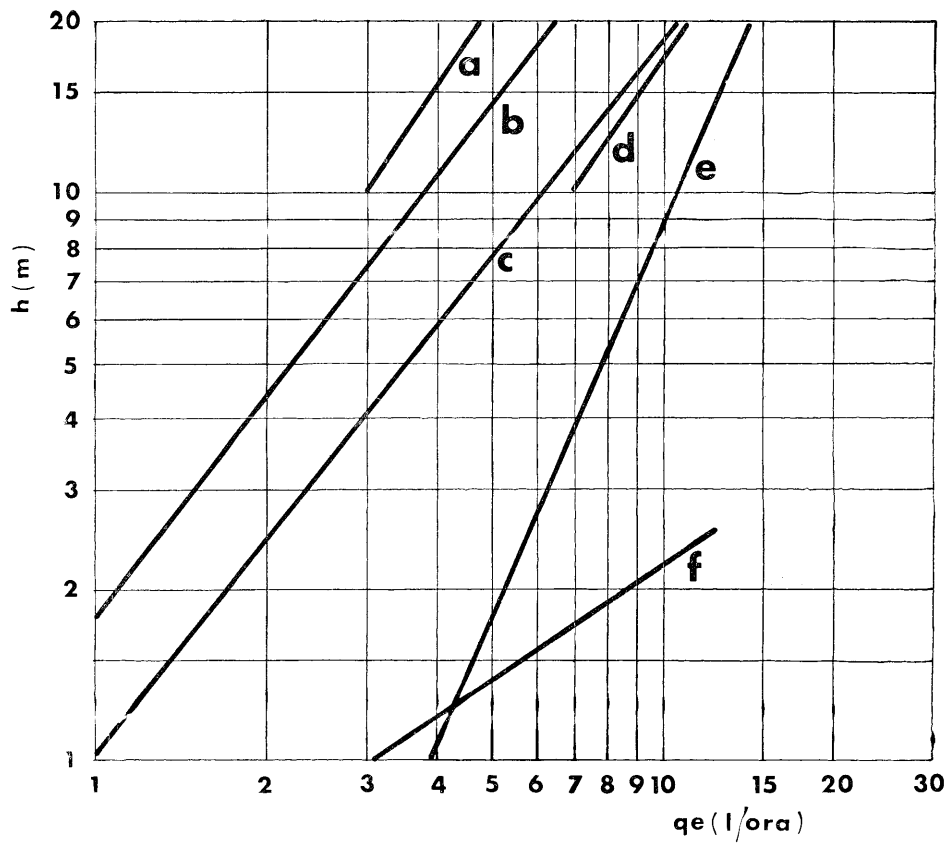


tipo labirinto "in line"



superficie esterna con il percorso a labirinto





- a** = Rain-bird, serie standard EM-A5,
- b** = " " " " labirint,
- c** = Tubo capillare (x = 0,91),
- d** = Rain-bird, serie EM-TB2,
- e** = Foro (submatic) (x = 0,60),
- f** = Fessura (Tournon).

Fig. 3 Relazione tra q_e e h per alcuni erogatori

con k = costante di proporzionalità che caratterizza l'erogatore, x = esponente che dipende dal tipo di regime del moto.

Per il *regime turbolento*, $x = 0,50$. Infatti, uno spruzzatore, per esempio, può essere assimilato ad una luce a battente a parete grossa (o con tubo addizionale esterno), quindi, come già visto in idraulica generale:

$$q_e = \Omega \mu \sqrt{2gh} = \Omega \mu 4,43 h^{0,5} \quad [9]$$

il prodotto $\Omega \mu$ racchiude le citate caratteristiche dell'erogatore, che sono, evidentemente, indipendenti dal carico h .

Per il *regime parzialmente turbolento*, $x = 0,5 \div 0,7$.

Per quello *instabile*, $x = 0,7 \div 1,0$ (come, per esempio, nel caso di un erogatore a lungo percorso).

Per il *regime laminare*, $x = 1,0$ (com'è il caso di un tubo capillare o di un semplice gocciolatore).

Per il regime laminare da una *fessura*, senza asportazione di materiale, *Tournon* (1966) ha trovato $x = 1,5$, dato che k dipende, in questo caso, anche da h (perciò quest'ultimo valore è fissato in un determinato campo; nelle esperienze citate, tra 0,5 e 2,5 m).

Naturalmente, nel caso di regime laminare la velocità, e quindi la portata, risente, più marcatamente rispetto al regime turbolento, anche della temperatura dell'acqua, oltre che della pressione.

Per acqua a 18°C, la viscosità cinematica $(\eta/\rho) = \nu = 0,00000115 \text{ m}^2/\text{s}$, perciò, se la sezione dell'erogatore è stata calcolata per acqua a tale temperatura, la portata q bisognerà moltiplicarla (a parità di pressione) per:

0,93 se la temperatura dell'acqua è, invece, di 15°C,

1,05 se è di 20°C,

oppure 1,18 se è di 25°C.

Nel caso di erogatori costituiti da *microtubi* o tubi capillari (di plastica del diametro interno $D_i = 0,8 \div 6 \text{ mm}$ e della lunghezza intorno ad un metro), si possono distinguere due perdite di carico: quelle *continue* e quelle *localizzate*, d'imbocco, dovute al brusco restringimento della sezione (dall'adacquatrice al microtubo).

Le perdite di carico continue J sono date dalle stesse note relazioni dei condotti in pressione e che vengono riportate di seguito, mentre quelle localizzate (in metri) sono legate all'espressione: $\Delta H = n \cdot U^2/2g$ già esaminata in idraulica generale. Il coefficiente n è legato al rapporto tra la sezione larga e quella ristretta del microtubo; in generale, in questo caso, viene assegnato ad n il valore di 2,03 se il moto è laminare e 1,69 se è turbolento.

In ogni modo le due perdite di carico possono essere calcolate, nel loro complesso, dalle seguenti relazioni (vedasi abaco fig. 4):

$$J = 0,740 Q^{1,250} D^{-3,625} \text{ (moto laminare),} \quad [10]$$

$$J = 0,359 Q^{1,786} D^{-4,875} \text{ (moto turbolento),} \quad [11]$$

($Q = l/h$; $D = \text{mm}$; $J = \text{m/m}$).

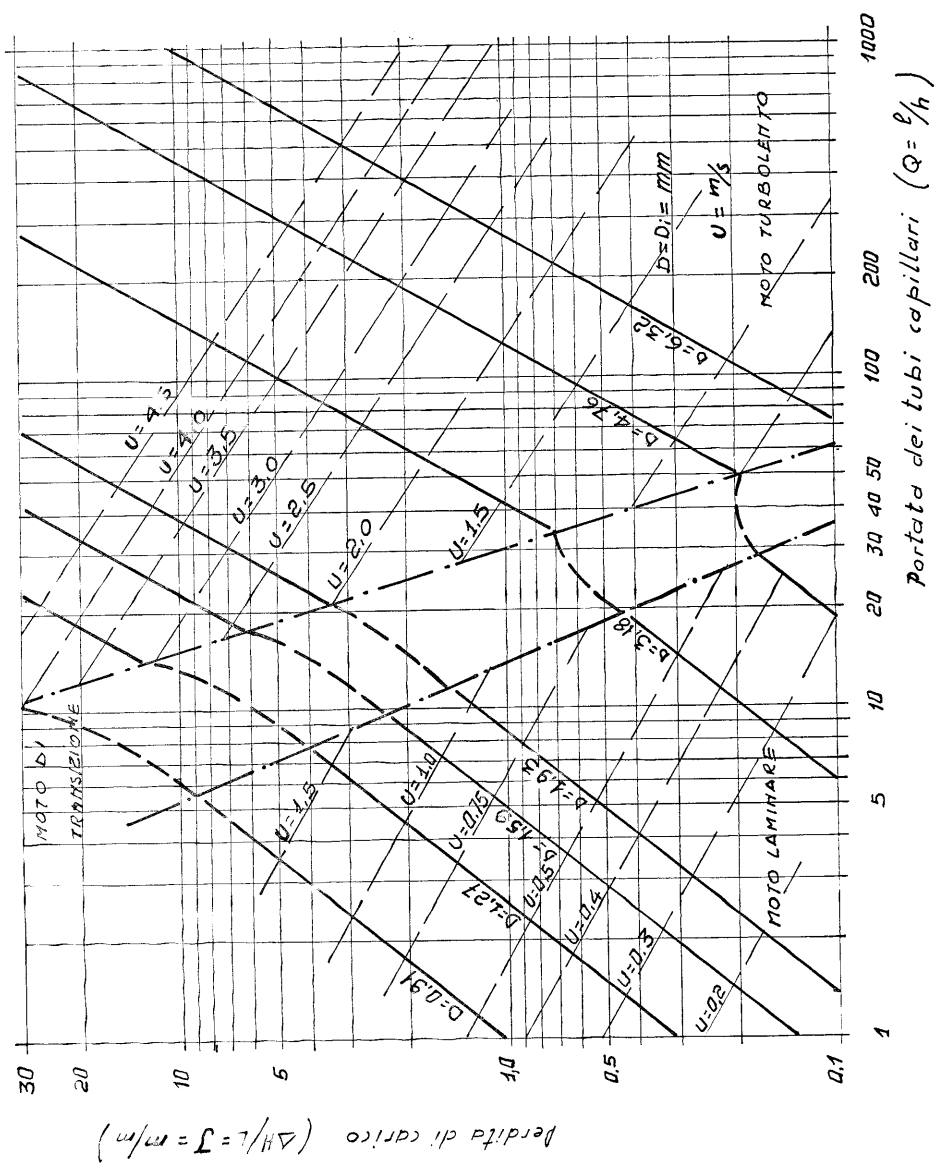


Fig.4 Abaco per il calcolo dei tubi capillari

La velocità U (m/s) sarà:

$$U = 0,3515 \frac{Q}{D^2} \text{ (con le stesse unità di misura).} \quad [12]$$

3. — Adacquatrici

Molto diffusi sono i tubi di polietilene (PE), ma possono essere anche di polivinilcloruro flessibile (PVC) o di polipropilene (PPN). Vengono stesi, in linee parallele, con appoggio diretto sul terreno oppure sui fili di ferro di supporto degli impianti arbustivi (com'è il caso, per es., dei tendoni o dei frutteti a spalliera).

La portata totale del condotto, ovviamente, è uguale al prodotto della portata di ciascun erogatore q_e per il numero n di questi:

$$Q = q_e \cdot n \quad [13]$$

Il dimensionamento, come per tutti i condotti in pressione, è determinato dalla relazione tra le perdite di carico J ($\Delta H/L$) ammissibili, la portata Q ed il diametro D .

Ossia, come già noto (v. testo delle lezioni di Idraulica agraria), per J in m/m, Q in m^3/s e D in m:

a) $J = 0,000984 Q^{1,7857} D^{-4,7857}$ (*Scimemi* per tubi in cemento-amianto);

b) $J = 0,000919 Q^{1,8} D^{-4,8}$ (*Marzolo-Veronese* per PVC rigido);

c) $J = 26,3 \cdot 10^{-4} a Q^{1,75} D^{-4,75}$ che, con $a = 0,3164$ (per tubi lisci di PVC), diventa: $J = 0,000832 Q^{1,75} D^{-4,75}$;

oppure, con la formula generale di *Williams-Hazen*:

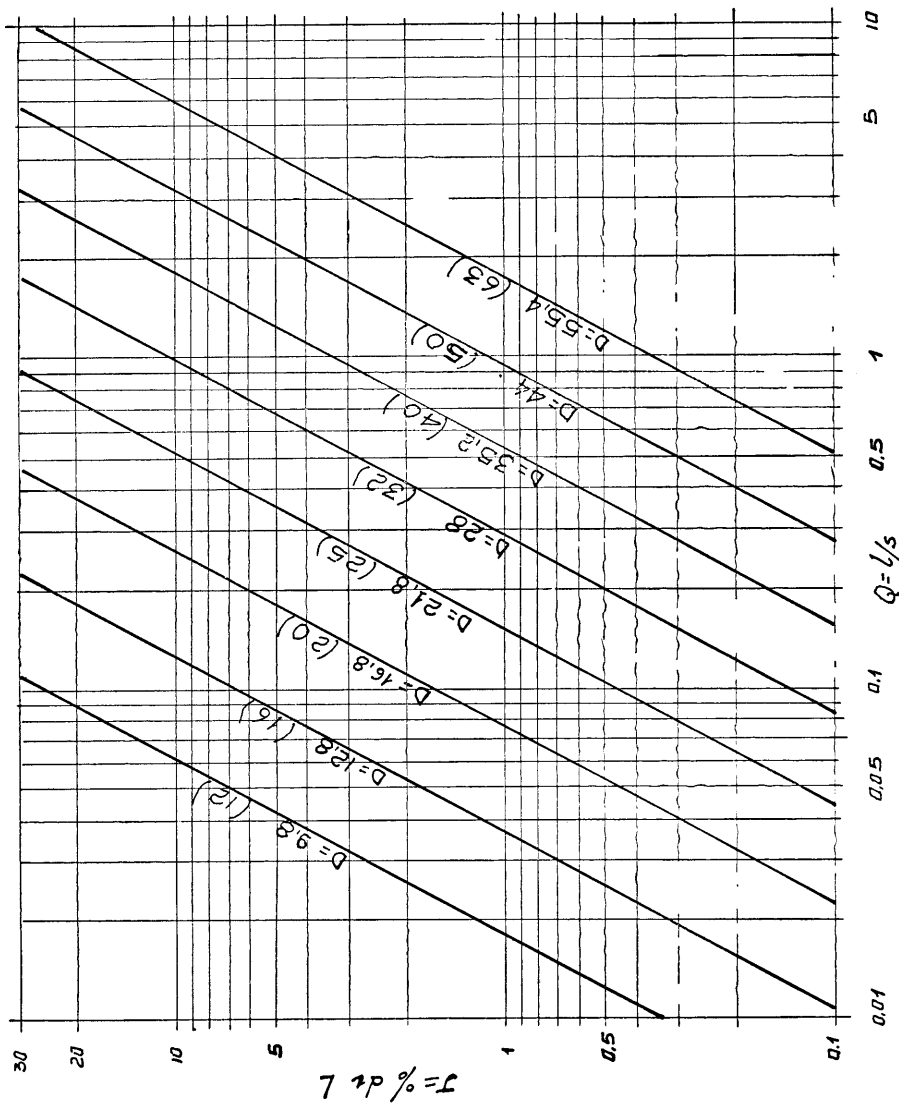
d) $J = 1,21 \cdot 10^{10} C^{-1,85} Q^{1,85} D^{-4,87}$ (con Q in l/s e D in mm);
per tubi di plastica è generalmente adottato $C = 150$, anche se taluni riservano tale valore al PVC e per il PE suggeriscono valori più bassi, per es. 140; quindi per $Q = l/s$ e $D = cm$ * la formula diventa:

$$J = 15,27 Q^{1,852} D^{-4,871} \quad [14]$$

Di quest'ultima formula, nella fig. 5 vengono riportati i valori di J (in m/100) e di D in mm per tubi di polietilene a bassa densità.

Dato però che il condotto ha un certo numero di aperture (per gli erogatori) sulla sua lunghezza L , con conseguente graduale diminuzione della portata, le perdite di carico J non sono costanti per unità di lunghezza l ($= L/n$), ma si riducono nel senso del moto.

* Se $Q = l/s$ e $D = mm$, 15,27 dev'essere sostituito da $1,135 \cdot 10^6$; infatti: $15,27/10^{-4,871} = 1.134.590$.



(D = diametro interno in mm, il numero tra parentesi e' il diametro esterno)

Fig. 5 Abaco per il calcolo dei tubi di polietilene a b.d.

Nelle relazioni avanti indicate, il valore di J va quindi ridotto. È ormai diffusa l'adozione di un coefficiente $F < 1$ inversamente proporzionale al numero n degli erogatori disposti lungo la linea (vedasi tab. 2 e fig. 6)*.

L'andamento della linea dei carichi lungo detto condotto L , consente di trovare che la portata media q_e (ed il carico medio) si verifica approssimativamente in un punto distante $40L/100$ dalla fine del condotto (*Keller e Karmeli*, 1974).

Naturalmente, se il condotto non è orizzontale ma segue una pendenza uniforme (generalmente quella del terreno su cui poggia), il carico totale H_i , in testa dello stesso condotto, può essere così calcolato, approssimativamente:

$$H_i = h + 0,75 \Delta H_l \pm 0,50 HL^{**} \quad [15]$$

in cui: h (m) è il carico che permette l'efflusso, dagli erogatori, della portata q_e nella equazione $q_e = k h^x$ [8]; ΔH_l (m) sono le perdite di carico lungo il condotto e sono uguali a $J \cdot L \cdot F$; ΔHL (m) è la differenza (+ o -) di quota tra i due estremi del condotto medesimo.

Il carico residuo H_f , alla fine del condotto, sarà, invece:

$$H_f = h - 0,25 J \cdot L \cdot F \pm 0,50 \Delta HL \quad [16]$$

Se il diametro non è costante ma decrescente, per tratti, nel senso del moto (prove fatte dal compianto *Celestre*), le perdite di carico tornano ad essere quasi costanti; perciò il coefficiente 0,75 della suindicata equazione, si riduce a 0,50 e lo 0,50 di JFL raggiunge l'unità.

$$\frac{\Delta H_l}{h}$$

Occorre, inoltre, ricordare che con il crescere del rapporto —, lungo h

l'adacquatrice, diminuisce il valore dell'esponente x della scala delle portate degli erogatori. Diminuzione che è abbastanza apprezzabile negli erogatori nei quali si verifica il moto a regime laminare ($x = 1$) e meno importante in quelli in cui $x < 0,8$.

* Esempio di applicazione di F :
 $Q = 0,1 \text{ l/s}$ $D_i = 12,8 \text{ mm}$
 $J = 15,27 \cdot Q^{1,852} \cdot D^{-4,871} = 0,065 \text{ m/m}$
 Se il tubo è lungo 2 m ed ha 2 gocciolatori
 $J = 0,065 \times 2 \text{ m} = JL = 0,13 \text{ m}$,
 dato che $F = 0,6385$
 $JL = 0,6385 \times 0,13 = 0,083 \text{ m}$,
 se di gocciolatori ne ha 1 ogni 0,50 m, ossia 4,
 $JL = 0,4852 \times 0,13 = 0,063$,
 cioè all'ultimo gocciolatore $J = 0,063$ e non 0,13.

** Detta relazione si ricava da *Howell e Hiler* (1974) i quali si riferiscono a *Christiansen* (1942).

Keller e Karmeli (1974) pongono 0,77 invece di 0,75, sebbene, in pratica, anche per loro $h =$ carico medio per la portata q_e e la relazione è approssimativa.

$$\text{Tab. 2 — Fattore di riduzione } F = \frac{\sum_{u=1}^{\text{nu}} (\text{nu})^{1,852}}{(\text{nu})^{2,852}};$$

$$JF = 15,27 \cdot F \cdot Q^{1,852} \cdot D^{-4,871}$$

Numero delle uscite (nu)			F
nu	nu ^{1,852}	nu ^{2,852}	(vedi grafico)
1	1	1	1
2	3,61	7,22	0,6385
3	7,6494	22,9438	0,5342
4	13,0321	52,1285	0,4852
5	19,7012	98,5059	0,457
6	27,6144	165,6866	0,438
7	36,7385	257,1696	0,425
8	47,0460	376,3680	0,416
9	58,5136	526,6228	0,408
10	71,1214	711,2135	0,402
11	84,8514	933,3659	0,397
12	99,6882	1196,2582	0,393
13	115,6174	1503,0258	0,390
14	132,6261	1856,7659	0,387
15	150,7072	2260,5404	0,385
16	169,8362	2717,3788	0,382
17	190,0165	3230,2812	0,381
18	211,2344	3802,2195	0,379
19	233,4811	4436,1403	0,377
20	256,7483	5134,9657	0,376
21	281,0284	5901,5954	0,375
22	306,3140	6738,9073	0,374
23	332,5982	7649,7596	0,373
24	359,8746	8636,9909	0,372
25	388,1369	9703,4217	0,371
26	417,3790	10851,8552	0,370
27	447,5955	12085,0779	0,369
28	478,7807	13405,8608	0,369
29	510,9296	14816,9594	0,368
30	544,0372	16321,1148	0,367

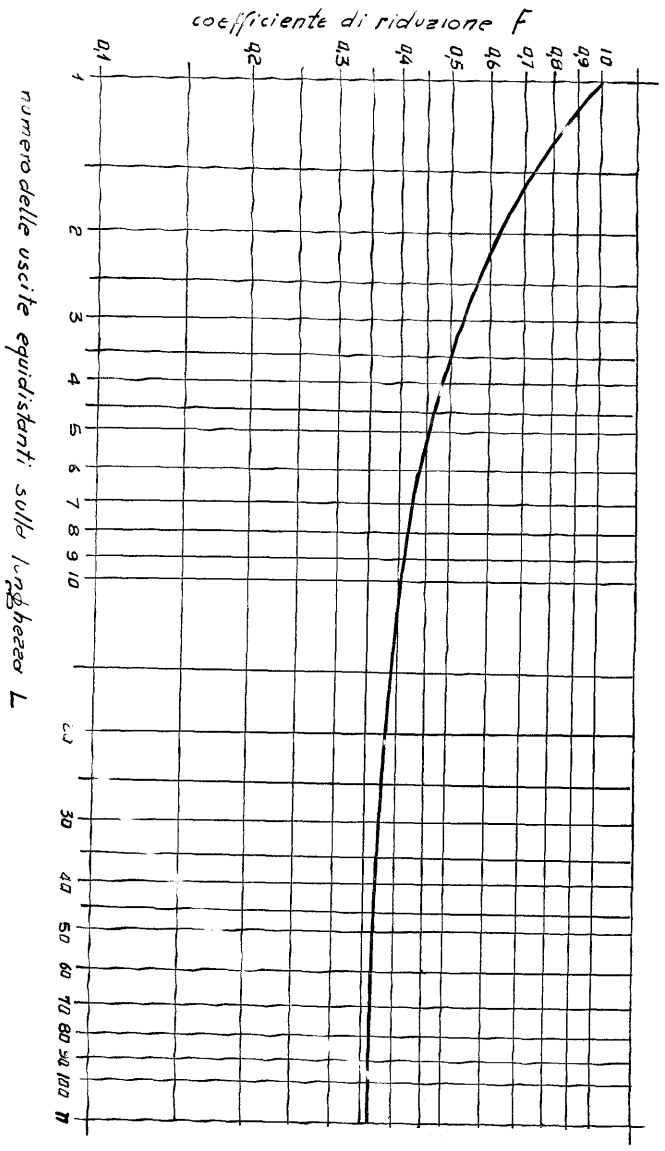


Fig. 6 Relazione tra coefficiente F e n

Infatti, il rapporto tra la portata minima $q_{e \min}$ e quella massima $q_{e \max}$ del gocciolatore dà:

$$\frac{q_{e \min}}{q_{e \max}} = \left(\frac{H_f}{H_i}\right)^x \quad [17]$$

Si può anche rilevare che essendo $\frac{q_{e \max} - q_{e \min}}{q_{e \max}} = q_{e \text{ var}}$,

se $H_i = H_{\max}$ e $H_f = H_{\min}$, si avrà $H_{\text{var}} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{H_{\max}}$, da cui:

$$H_{\text{var}} = 1 - (1 - q_{e \text{ var}})^2 \quad [18]$$

Ciò significa che se, ad esempio, si ammette una variazione di carico lungo la linea, pari al 20%, la variazione di portata sarà di circa l'11%.

Il carico totale H_i necessario in testa dell'adacquatrice è dato da (come già visto):

$$H_i = h + 0,77 \Delta H_1 \pm 0,50 \Delta H_L; \text{ in cui: } \Delta H_1 = JLF$$

Dalla [14]

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 15,27 Q^{1,852} D^{-4,871}$$

oppure, con riferimento a q_e e l , ossia a $Q = q_e \cdot n$ (se q_e si può considerare uniforme su tutto L):

$$\Delta H = 15,27 Q^{1,852} D^{-4,871} L$$

Ma:

$$Q^{1,852} L = \frac{q_e}{1}^{1,852} L^{1+1,852} *$$

* Infatti: $Q^{1,852} = (q_e \cdot n)^{1,852}$; $Q^{1,852} L = \left(\frac{L}{1}\right)^{1,852} L$ (dato che $n = \frac{L}{1}$), quindi:
 $Q^{1,852} L = \frac{q_e}{1}^{1,852} L^{1+1,852}$.

perciò:

$$\Delta H = 15,27 \left(\frac{qe}{l}\right)^{1,852} D^{-4,871} L^{2,852} F \quad (\text{introducendo anche il fattore } F). \quad [19]$$

Risolviendo per L si ha:

$$L = 0,3846 \left(\frac{l}{qe}\right)^{0,649} D^{1,708} \Delta H^{0,351} F^{-0,351} \quad [20]$$

(si ricorda che: $0,3846 = 15,27^{-0,3506}$, L, l e $\Delta H = m$, $qe = l/s$, $D = cm$; se, invece, $qe = l/h$ e $D = mm$ il coefficiente passa da $0,3846$ a $1,535$; per $qe = l/s$ e $D = mm$: $0,0075$; infine per $qe = l/h$ e $D = cm$: $78,356$).

In un progetto di irrigazione i parametri l , qe , D e F sono di definizione preliminare, per cui, per la progettazione di un dato impianto, si può porre:

$$15,27 \left(\frac{qe}{l}\right)^{1,852} D^{-4,871} = K, \quad \text{perciò: } \Delta H = KL^{2,852},$$

$$\text{conseguentemente: } \frac{\Delta H}{L} = J = K L^{1,852}$$

Se il condotto poggia su un terreno avente una pendenza uniforme i , si avrà, alla fine di L , un aumento di perdita di carico $\Delta H' = i L$ (se il condotto è in salita rispetto al senso del moto) o una diminuzione, nel caso che il dislivello ΔH si riferisce ad una situazione di segno contrario.

Secondo *Wu e Gitlin* (1975), alla distanza lx , dall'inizio del condotto, le perdite di carico possono essere calcolate con la seguente relazione:

$$\Delta H|_x = \left[1 - \left(1 - \frac{lx}{L}\right)^{2,852}\right] \Delta H \quad [21]$$

Dato che il carico a detta distanza lx è:

$$H|_x = h - \Delta H|_x \pm \Delta H'|_x, \quad \text{si ha, sostituendo,}$$

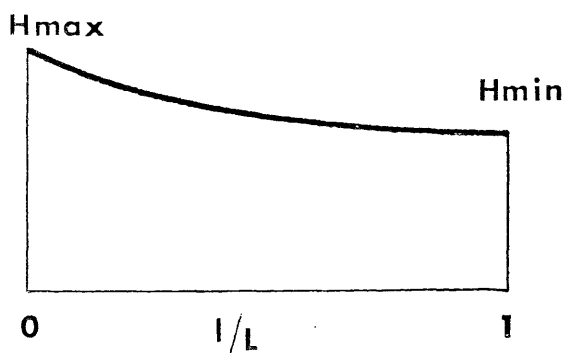
$$H|_x = h - \left[1 - \left(1 - \frac{lx}{L}\right)^{2,852}\right] \Delta H \pm \frac{lx}{L} \Delta H' \quad [22]$$

Questa equazione consente di tracciare la linea dei carichi lungo l'adacquatrice o l'adacquatore.

L'andamento di tale linea dipenderà, evidentemente, dalla pressione al-

l'imbocco, dalle perdite di carico degli erogatori e dell'adacquatrice nonché dalle variazioni dovute alla pendenza del terreno o comunque del condotto.

Esempi



a) Il condotto è orizzontale o in salita.

Il carico diminuisce con la lunghezza del condotto.

Il carico minimo Hmin sarà:

$H_{min} = h - \Delta H - \Delta H'$; se con Hvar si indica la variazione di pressione ammessa si avrà:

$$L = \frac{Hvar \cdot h}{\Delta H + i} \quad [23]; \quad \text{ovvero: } L = \frac{Hvar \cdot h}{KL^{1,852} + i} \quad (\text{Howell e Hiler, 1974}). \quad (*)$$

Ipotizzando: una variazione di pressione ammissibile del 20%, $Hvar = 0,20$,

$$h = 1,15 \text{ m}, \quad \frac{\Delta H}{L} = \sqrt{f} = 0,0095 \text{ m/m}, \quad i = +2\% = +0,02,$$

qual'è la massima lunghezza ammissibile L?

$$L = \frac{0,20 \cdot 1,15}{0,0095 + 0,02} = 7,8 \text{ m (lunghezza ammissibile dell'adacquatrice);}$$

se $i = 0$, invece:

$$L = \frac{0,20 \cdot 1,15}{0,0095} = 24 \text{ m}$$

Ovvero: se $q_e = 0,0011 \text{ l/s}$, $D = 1,28 \text{ cm}$ e $l = 0,75 \text{ m}$,

$$K = 15,27 \left(\frac{0,0011}{0,75} \right)^{1,852} (1,28)^{-4,871} = 15,27 \cdot 0,0000057 \cdot 0,30 = 0,0000264;$$

20

(*) (nota pag.20)

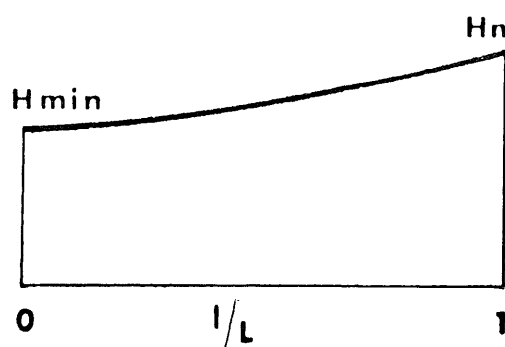
La differenza tra queste due relazioni sta nel fattore F: la [23] ne tiene conto: $Hvar = \frac{JFL + \Delta H'}{H_i} = \frac{H_i - H_f}{H_i}$, da cui $Hvar \cdot h = Hvar \cdot H_i = JFL + \Delta H' = H_i - H_f + \Delta H'$; la seconda, invece, non ne tiene conto e considera $Hvar = \frac{H_{max} - H_{min}}{H_{max}}$, con $H_{max} = H_i$ e $H_{min} = H_i - (JL + \Delta H')$.

Si evidenzia perciò la differenza tra il carico finale H_f e quello minimo H_{min} : $H_f - H_{min} = JL - JFL$.

$$L = \frac{0,20 \cdot 1,15}{0,0000264 \cdot L^{1,852}}; \quad L^{2,852} = \frac{0,23}{0,0000264}; \quad L = (8712)^{0,351} = 24 \text{ m.}$$

$$\text{Cioè: } \frac{Hvar \ h}{L} = J + i = \frac{0,20 \cdot 1,15}{7,8} = 0,0095 + 0,02$$

$$\text{oppure per } i = 0, J = \frac{0,20 \cdot 1,15}{24} = 0,0095, \text{ come avanti detto.}$$



b) Il condotto è in discesa: il carico aumenta dell'incremento di energia cinetica dovuto alla pendenza. In queste condizioni (opposte al caso precedente), H_{max} si verifica alla fine del condotto ed H_{min} in testa.

Le variazioni del carico saranno date:

$$\frac{Hvar \ h}{L} = (i - J) = Hvar (i - J)$$

$$\text{e, } L = \frac{Hvar \ h}{(i - J)(1 - Hvar)} \quad [24]$$

Il calcolo di verifica per K noto:

$$L = \frac{Hvar \ h}{(i - KL^{1,852})(1 - Hvar)}$$

Con i dati precedenti ma con $i = -0,02$

$$L = \frac{0,20 \cdot 1,15}{(0,02 - 0,0095)(1 - 0,20)} = \frac{0,23}{0,0084} = 27,4 \text{ m}$$

4. — *Condotti adacquatori*

Le caratteristiche idrauliche dei condotti adacquatori sono analoghe a quelle delle « linee » erogatrici; infatti, possono essere considerati come condotte adacquatrici sulle quali sono disposti degli erogatori più grandi.

Pertanto le relazioni per il calcolo dei parametri idraulici sono le stesse già indicate.

Gli esempi a) e b) avanti riportati, applicabili anche agli adacquatori, si riferiscono, come già detto, a *pendenze uniformi*, ossia a tubi rettilinei.

In realtà occorre anche tenere presente che i tubi di PE, di PPN e di PVC sono *flessibili*, quindi il loro profilo longitudinale sul terreno o, ancor più, su supporti (come nel caso del vigneto a tendone, per esempio) può non risultare uniforme e rettilineo ma *irregolare* o *ondulato*.

Tale andamento del profilo sarà, ovviamente, tanto più marcato quanto più grande ed irregolare sarà la pendenza del terreno o quanto più distanti saranno i pali di appoggio (qualora il tubo non sia legato lungo tutto il suo percorso L ad idoneo e teso filo metallico).

Perciò, a parte le possibili dilatazioni termiche lineari, che qui si ammettono di non rilevante entità*, ne consegue la necessità, per il progettista, di non trascurare in sede di progetto esecutivo:

- di aumentare L per tener conto dei dislivelli che si potranno avere lungo il profilo (ad esempio: se per l'impianto, su terreno pianeggiante, si prevedono tubi pensili di campata di 2,50 m e con freccia d'inflessione di 0,20 m, la lunghezza dell'arco sarà di 2,542 m; poiché su $L = 100$ m vi saranno 40 campate, è semplice calcolare in 1,68 m la maggiore lunghezza di L (detto valore si può arrotondare a 1,50 m per tener conto della possibile dilatazione lineare);
- che pur ammettendo l'uguaglianza tra la maggiore energia dissipata in salita e quella guadagnata in discesa, le variazioni di pressione lungo il condotto non debbono, comunque, superare quelle ammesse in sede di calcolo (nei precedenti esempi = 20%).

5. — *Condotti principali*

Valgono le relazioni dei condotti in pressione, senza alcun coefficiente di riduzione F .

6. — *Gruppo di testa*

È costituito dalle apparecchiature necessarie per:

- l'approvvigionamento, la regolazione e la misura della pressione e della portata;

* Per esempio: per il PPN viene indicato 0,11 mm/m °C a 20 °C e 0,18 a 90 °C.

- il filtraggio dell'acqua;
- l'alimentazione degli adacquatori;
- i quadri elettrici e relative connessioni.

L'approvvigionamento, com'è noto, può avvenire attraverso un impianto autonomo (pozzo, laghetto collinare, ecc.) oppure un impianto collettivo (presa di impianto in pressione, o bocchetta di impianto a pelo libero con vasca di accumulo). In quest'ultimo caso, come in quello del pozzo, nel gruppo di testa occorre, ovviamente, una apposita elettropompa, o motopompa.

La misura e la regolazione della pressione e della portata si realizza con le apparecchiature già indicate nel testo delle lezioni di « Idraulica agraria » ossia, in generale: manometri, saracinesche o valvole, limitatori di pressione, venturimetri, contatori volumetrici, gruppi di consegna (che di solito racchiudono parte di questi). I condotti principali possono aver bisogno di scarichi e sfiai d'aria.

I filtri costituiscono un elemento essenziale dell'impianto di irrigazione a microportata in considerazione delle occlusioni che si possono verificare negli erogatori, come si è avuto modo di accennare in precedenza.

Essi possono essere raggruppati in due tipi (v. fig. 7):

a) *filtro a graniglia od a ghiaietto* *, costituito, fondamentalmente, da un serbatoio di lamiera metallica, opportunamente riempito di ghiaietto, nel quale l'acqua, immessa, solitamente, dalla parte superiore, con una certa pressione, fuoriesce da quella inferiore lasciando nell'inerte soprattutto i residui organici.

Alcune differenziazioni possono riguardare:

a.1) — *le dimensioni della massa filtrante:*

- *graniglia omogenea* (di diametro quasi uniforme);
- *graniglia stratificata* con diaframmi forati (nella parte prossima all'entrata dell'acqua: ghiaietto più grande, il cui diametro decresce man mano che gli strati si avvicinano all'uscita);

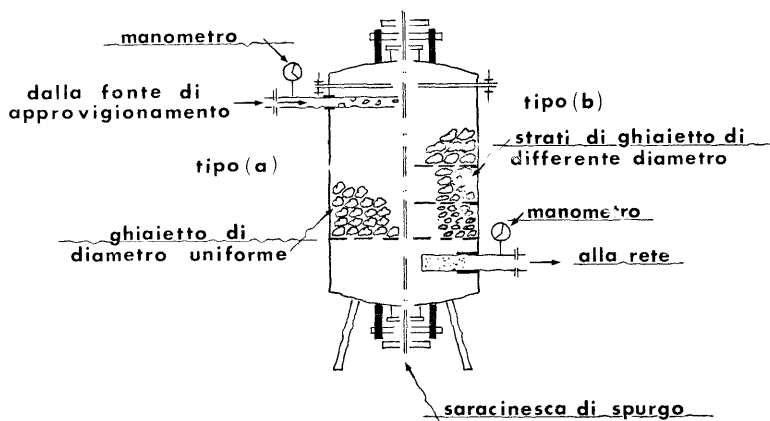
a.2) — *lo spurgo:*

- *ad azione manuale* (con periodicità dipendente dal volume del serbatoio, dalla portata e, soprattutto, dalla qualità dell'acqua); in pratica si chiude la saracinesca di uscita, si apre quella di scarico e si agisce su quella di arrivo in modo che con una graduale « strozzatura » della corrente si ottiene un getto capace di far uscire le impurità trattenute dal ghiaietto;

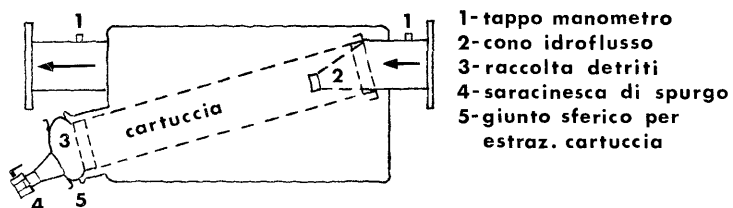
* Costituito da elementi del diametro di 2 ÷ 6 mm, mentre la ghiaia, com'è noto, comprende diametri da 2 a 20 mm.

a ghiaietto

(a) || (b)



a cartuccia



a schermo

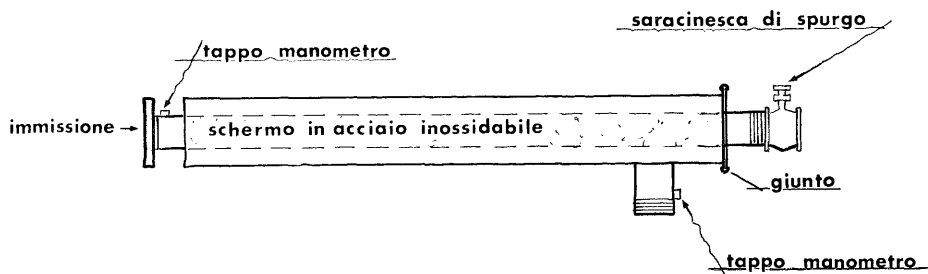


Fig. 7 Tipi di filtri

— *ad azione autopulente*, a funzionamento automatico; vale a dire che le operazioni di cui sopra (previa taratura delle apposite apparecchiature elettriche ed idrauliche) vengono compiute senza l'intervento dell'uomo;

a.3) — *il volume del serbatoio*, che può variare, di massima, tra 30 e 100 litri; talvolta possono essere installati, come quelli a schermo, in parallelo;

a.4) — *le perdite di carico*, che possono oscillare intorno ai 2-4 metri;

b) *filtro a rete, o a schermo*, consiste in un recipiente cilindrico, anch'esso di lamiera metallica, o di resina sintetica, nel quale sono disposti uno o due tubi di acciaio inossidabile, o di resina, perforati; a parte pezzi speciali, relativi all'entrata ed uscita dell'acqua, ai manometri e dalle modalità di spurgo (manuale o automatico), la caratteristica essenziale di questo filtro risiede nel diametro dei fori e quindi nella loro maglia, espressa in termini di « mesh »*.

Per esempio: fori del diametro di 0,6 mm danno luogo a maglia da 30 « mesh », da 0,15 mm a maglia da 100 « mesh ». In sostanza con l'aumentare del diametro dei fori diminuisce la maglia, cioè del numero di « mesh ».

In un suo opuscolo pubblicitario, la ditta « Irri-Systems » consiglia per i propri gocciolatori, filtri da 80, 100, 120, 150, 200 « mesh », mentre per gli spruzzatori tali valori possono essere di 60 o 80 per scendere, negli irrigatori per aspersione a 20-40 « mesh ». La ditta « Rain Bird » pubblicizza gocciolatori autopulenti per i quali indica, come sufficiente, un filtro da 30 « mesh », mentre per i gocciolatori « a compensazione di pressione » viene suggerito un filtro da 100 « mesh ».

Molta importanza assume, in questo tipo di filtro, l'avvolgimento del tubo perforato (nel caso che l'acqua filtri dalla parete interna del tubo verso l'esterno) con « calza » solitamente di « nylon ».

L'involucro cilindrico può avere l'asse longitudinale orizzontale o verticale, con il tubo perforato, in esso contenuto, disposto sullo stesso asse, oppure inclinato rispetto al predetto asse, per facilitare l'estrazione della « cartuccia ».

Anche questo tipo di filtro può essere a spurgo sia manuale sia automatico (autopulente).

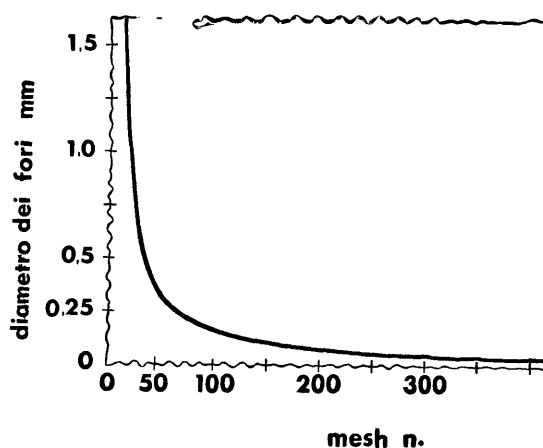
Il filtro a schermo, quando necessario, si dispone a valle di quello a ghiaietto.

Le perdite di carico possono variare, di solito, da 0,40 a 4 m ed oltre, a seconda della portata e del diametro del tubo e quindi del filtro.

Nel caso di impiego di acque non particolarmente cariche di materiale in sospensione, sono stati ottenuti, finora, soddisfacenti risultati con l'installazione, in testata di comando, di un filtro a ghiaietto (meglio autopulente, anche se molto più costoso di quello ad azione manuale) e, all'inizio di ogni adacquatore, di un piccolo filtro a cartuccia di materia plastica (diametro massimo del

* Si ricorda che uno schermo a maglia può essere descritto in termini di spazio (ossia della dimensione dell'apertura: per es. espresso in diametro, in mm), o di « mesh », ossia del numero delle aperture per unità di lunghezza (*inch*).

condotto 50,8 mm) con cilindro perforato di acciaio inossidabile e « calza » di « nylon » ed a spurgo manuale.



7. — Metodologia della progettazione

Per l'approntamento degli elaborati di progetto (relazione e quindi disegni e computo metrico-estimativo), occorre eseguire lo studio e la definizione dell'impianto seguendo una successione logica delle varie fasi che può essere la seguente: predisposizione della cartografia di base plano-altimetrica della zona (in scala 1 : 2000 o 1 : 1000, a seconda dell'ampiezza), con dettaglio 1 : 200 almeno per una unità operativa, o settore, da irrigare;

1) determinare per ciascuna coltura, noto il sesto di impianto, il fabbisogno idrico del periodo di punta ed il fattore di copertura;

2) determinare per ciascuna linea erogatrice:

- a — la portata e la distanza reciproca degli erogatori del tipo prescelto;
- b — la durata giornaliera degli adacquamenti;
- c — il numero degli erogatori;
- d — la portata;
- e — la eventuale pendenza;

3) scegliere la misura del diametro dell'adacquatrice e delle conseguenti perdite di carico;

4) calcolare il carico all'inizio ed alla fine della stessa linea, tenendo conto delle variazioni di pressione ammissibili e della eventuale pendenza del condotto;

5) nota la portata di ciascun settore, calcolare gli adacquatori ed il condotto principale;

6) calcolare il carico totale necessario;

7) definire e descrivere le apparecchiature da installare sulla testata di comando.

Esempio A: impianto per colture ortive (pomodoro, peperone, melanzana, ecc.) (fig. 8).

- Area irrigabile: 8,64 ha;
- piante con sesto 0,75 . 0,75, su terreno pianeggiante idraulicamente sistemato, che qui si indica genericamente di « medio impasto »;

1) *Fabbisogno idrico di punta della coltura*

Dai dati disponibili, considerati validi per l'azienda, l'evapotraspirazione effettiva, per dette colture, sia:

$$\begin{aligned} f_n &= ETE = E(k_p \cdot K_c) L_i * : \\ &= 6,4 (0,8 \cdot 0,6) 0,75 = 2,3 \text{ mm/giorno} \end{aligned}$$

Si tenga presente che, in questo esempio, il fattore $K_c (= 0,6)$ tiene conto del rapporto di copertura R , considerato, nel periodo di punta, uguale a 0,6.

Dalla [1] si ricava il *fabbisogno lordo di punta* o *dotazione* $f = d = 2,3$
 $0,1157 \text{ —} = 0,31 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ ($0,85 = E_i$) che occorrerà derivare dalla fonte di approvvigionamento.

2) a — *Portata e distanza reciproca degli erogatori*

Dato che le piante sono a distanza reciproca di 0,75 m sulla fila, si può fare una prima ipotesi di *distanza tra le adacquatrici* di 1,5 m; per questa misura, dalla tab. 1 si rileva, per tessitura cosiddetta di « medio impasto », che con un *erogatore da 2 l/h* si bagnerebbe circa il 50% del terreno; valore questo al di sopra del 20-30% comunemente considerato come valore minimo.

Si avrebbe, pertanto, un erogatore ogni 1,125 m² (0,75 . 1,50).

Detta ipotesi si ammette come valida e si sceglie, conseguentemente, un tipo di erogatore da 2 l/h, disposto ogni 0,75 m sull'adacquatrice.

* Si ricorda che:

ETE = evapotraspirazione effettiva della coltura;

E = evaporazione cumulata, letta ad un evaporimetro « classe A »;

k_p = coefficiente di passaggio dal detto dato E alla evapotraspirazione potenziale;

K_c = coefficiente colturale;

L_i = coefficiente di riduzione, funzione della « deficienza idrica », per ottenere, dall' $ETEmax$, l' ETE della coltura o ETc (Cavazza L. et al., 1979).

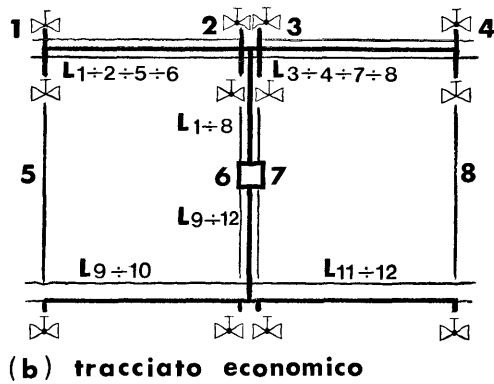
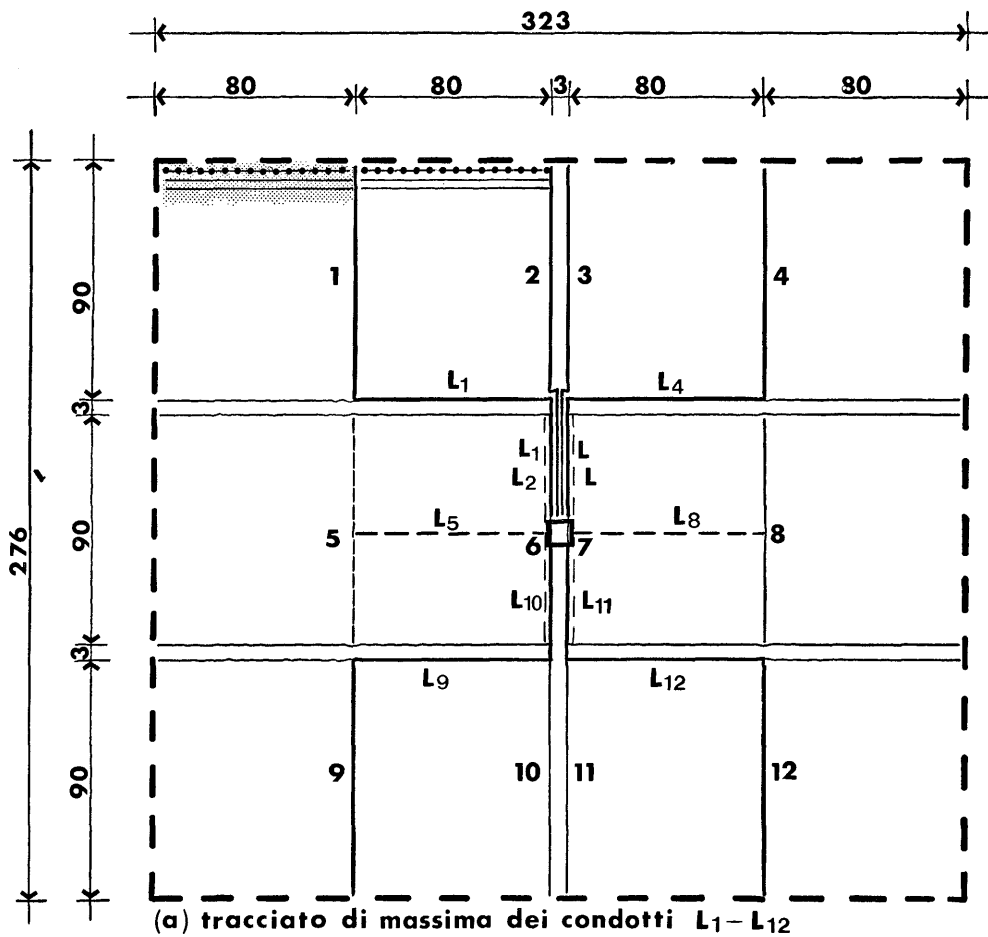


Fig.8 Esempio A : schema dell'impianto

2) b — *Durata giornaliera degli adacquamenti*

Definita la misura $E_{TE} = 2,3$ mm/giorno, occorre ora determinare il volume di adacquamento netto va (o riserva utilizzabile Ru) avvalendosi delle relazioni già note, per esempio la [3].

Con $C_{fc} = 31,0\%$, $P_a = 15,0\%$, $p = 35$ cm e $\gamma_t = 1,25$ g/cm³,

$$va = (31,0 - 15,0) \cdot 1,25 \cdot 35 = 700 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Tenendo conto del coefficiente di riduzione $Li = 0,75$ e di $R = 0,6$, il volume netto si riduce a:

$$va = 700 \cdot 0,75 \cdot 0,60 = 315 \text{ m}^3/\text{ha},$$

ossia: 31,5 litri/m² o mm.

Il turno medio T , dalla [4] risulta essere:

$$T = \frac{va}{fn} = \frac{va}{E_{TE}} = \frac{31,5}{2,3} = 13,70 \text{ giorni}$$

L'orario di adacquamento t , in ore, sarà, dalla [5] (per l'erogatore da $q_e = 2$ l/h e per la superficie di competenza di questo pari a 1,125 m² ogni due piante), 18,65 ore ogni 13,70 giorni, pari a 1,36 ore al giorno.

Con gli adacquamenti continui si avrebbe, cioè, una somministrazione giornaliera di 2,72 mm lordi (netti: 2,3 mm) senza considerare le piogge efficaci. Se si preferiscono adacquamenti discontinui, ad esempio con $T = 3$ giorni t sarebbe di $1,36 \cdot 3 = 4,08$ ore; allo stesso risultato si perviene sostituendo nella [5], va' (= $fn \cdot T$) a va :

$$t = \frac{va \cdot le \cdot JL}{q_e \cdot Ea} = \frac{(2,3 \cdot 3) \cdot 0,75 \cdot 1,50}{2 \cdot 0,95} = 4,09$$

arr. a 4 ore ogni 3 giorni.

In questo caso, somministrando 8 litri (a 2 piante) ogni 3 giorni, il volume di adacquamento risulta di pochissimo maggiore (1 litro al mese per pianta) rispetto a quello precedentemente calcolato di litri 8,22 ogni 3,16 giorni.

2) c — *Numero degli erogatori*

Il numero n degli erogatori sulla lunghezza L effettiva di 77,25 m dell'adacquatrice (80 m meno 2,75 di fascia terminale) sarà:

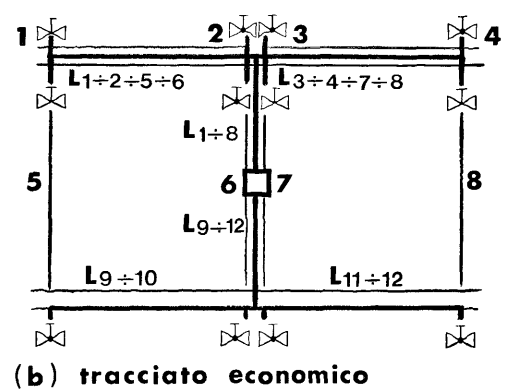
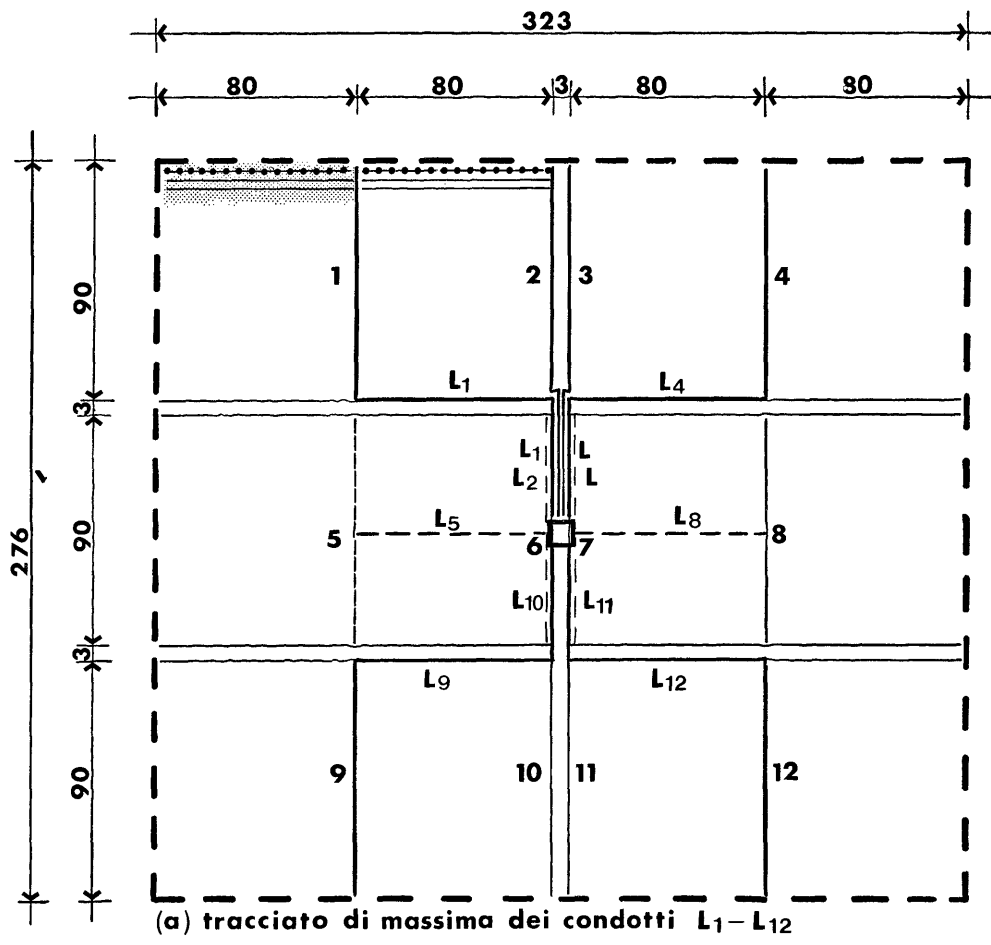


Fig.8 Esempio A : schema dell'impianto

2) b — *Durata giornaliera degli adacquamenti*

Definita la misura $E_{TE} = 2,3$ mm/giorno, occorre ora determinare il volume di adacquamento netto va (o riserva utilizzabile Ru) avvalendosi delle relazioni già note, per esempio la [3].

Con $C/c = 31,0\%$, $Pa = 15,0\%$, $p = 35$ cm e $\gamma_t = 1,25$ g/cm³,

$$va = (31,0 - 15,0) \cdot 1,25 \cdot 35 = 700 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Tenendo conto del coefficiente di riduzione $Li = 0,75$ e di $R = 0,6$, il volume netto si riduce a:

$$va = 700 \cdot 0,75 \cdot 0,60 = 315 \text{ m}^3/\text{ha},$$

ossia: 31,5 litri/m² o mm.

Il turno medio T , dalla [4] risulta essere:

$$T = \frac{va}{fn} = \frac{va}{ETE} = \frac{31,5}{2,3} = 13,70 \text{ giorni}$$

L'orario di adacquamento t , in ore, sarà, dalla [5] (per l'erogatore da $q_e = 2$ l/h e per la superficie di competenza di questo pari a 1,125 m² ogni due piante), 18,65 ore ogni 13,70 giorni, pari a 1,36 ore al giorno.

Con gli adacquamenti continui si avrebbe, cioè, una somministrazione giornaliera di 2,72 mm lordi (netti: 2,3 mm) senza considerare le piogge efficaci. Se si preferiscono adacquamenti discontinui, ad esempio con $T = 3$ giorni t sarebbe di $1,36 \cdot 3 = 4,08$ ore; allo stesso risultato si perviene sostituendo nella [5], va' ($= fn \cdot T$) a va :

$$t = \frac{va \cdot le \cdot LL}{q_e \cdot Ea} = \frac{(2,3 \cdot 3) \cdot 0,75 \cdot 1,50}{2 \cdot 0,95} = 4,09$$

arr. a 4 ore ogni 3 giorni.

In questo caso, somministrando 8 litri (a 2 piante) ogni 3 giorni, il volume di adacquamento risulta di pochissimo maggiore (1 litro al mese per pianta) rispetto a quello precedentemente calcolato di litri 8,22 ogni 3,16 giorni.

2) c — *Numero degli erogatori*

Il numero n degli erogatori sulla lunghezza L effettiva di 77,25 m dell'adacquatrice (80 m meno 2,75 di fascia terminale) sarà:

$n = (77,25/0,75) = 103$ (pari al numero delle piante sulla fila).

2) d — *Portata da immettere nell'adacquatrice*

$$Q = q_e \cdot n = 2 \cdot 103 = 206 \text{ l/h} = 0,057 \text{ l/s}$$

2) e — *Pendenza dell'adacquatrice = zero*

3 — *Calcolo dell'adacquatrice*

Come prima approssimazione, dall'abaco riportato in fig. 4, si ricava che per $Q = 0,057 \text{ l/s}$, il diametro interno D_i può essere quello di 12,8 mm, al quale corrispondono perdite di carico lineari di circa il 2,5%.

Con la verifica attraverso la [14],

$$J = 2,28 \text{ m}/100.$$

$$\text{Pertanto, poiché } L = 77,25 \text{ m, } \Delta H_1 = JL = \frac{2,28 \cdot 77,25}{100} = 1,76 \text{ m.}$$

Tenendo conto, però, che su L vi sono 103 erogatori, e quindi è applicabile un coefficiente F di 0,36 circa, si ha:

$$\Delta H_1 = JLF = 1,76 \cdot 0,36 = 0,63 \text{ m} (= 10\% \text{ di } b).$$

Calcolando, con la [20] la compatibilità tra ΔH_1 e L si ottiene : $L = 76,3 \text{ m}$; valore abbastanza prossimo a 77,25.

4) *Carico lungo l'adacquatrice*

Il carico idraulico in testa, H_i , sarà dalla [15]:

$$H_i = h + 0,75 \Delta H_1$$

in cui h , come si è visto, è il carico della equazione [8] che permette l'efflusso della portata $q_e = 2 \text{ l/h}$.

Nell'esempio, se

$$q_e = 0,475 \text{ h}^{0,78}$$

risulta:

$$h = \left(\frac{2}{0,475}\right)^{1,282} = 6,32 \text{ m} *$$

ΔH_l rappresenta la perdita di carico lungo L , ossia 0,63 m; pertanto, dalla [15]:

$$H_i = 6,32 + 0,75 (0,63) = 6,79 \text{ m, arr. a } 6,8.$$

Il carico residuo H_f , dalla [16] è dato da:

$$H_f = 6,32 - 0,25 (0,63) = 6,16 \text{ m}$$

Ne consegue che il rapporto tra la portata minima e quella massima dell'erogatore sarà, dalla [17]

$$\left(\frac{H_f}{H_i}\right)^x = \left(\frac{6,16}{6,79}\right)^{0,78} = 0,93,$$

cioè se $q_{max} = 2 \text{ l/h}$, q_{min} sarà: $2 \times 0,93 = 1,86$ o, viceversa, se si vuole $q_{min} = 2$, q_{max} sarà $2/0,93 = 2,15 \text{ l/h}$.

Inoltre, le variazioni del carico H_{var} , saranno, dalla [18],

$$H_{var} = 1 - \left(1 - \frac{2 - 1,86}{2} q_{evar}\right)^2, \quad (q_{evar} = \frac{2 - 1,86}{2} = 0,07)$$

$H_{var} = 1 - (1 - 0,07)^2 = 0,135$, che è inferiore al 20% di solito ammesso come valore massimo.

5) Calcolo degli adacquatori e dei condotti principali

L'area irrigabile totale, per ragioni di organizzazione aziendale, si ritiene di suddividerla in $N = 12$ settori da 0,72 ha ciascuno (circa metri 80 x 90).

La durata di funzionamento delle 60 adacquatrici di ogni settore (90/1,50) e quindi di ogni adacquatore, sarà, dalla [6], con $r = t'/24 = 16/24 = 0,667$

$$t = \frac{T \cdot 24 \cdot r}{N} = \frac{3 \cdot 24 \cdot 0,667}{12} = 4 \text{ ore ogni } 3 \text{ giorni.}$$

* Relazioni indicative tra q_e e h possono essere rilevate dagli abachi forniti dalle Ditte costruttrici di erogatori.

La portata di ciascuno dei 12 *adacquatori* sarà:

$$Q = 0,057 \times 60 = 3,4 \text{ l/s}$$

La lunghezza L è: $(60 \times 1,5) - 1,5 = 88,5 \text{ m}$.

Per il calcolo delle perdite di carico lineari si può rilevare, dallo stesso abaco della fig. 5, che per $Di = 66 \text{ mm}$, $J = 1,5\%$ circa di L .

Infatti, dalla [14]:

$$J = 15,27 (3,4)^{1,852} (6,6)^{-4,871} = 0,015 \text{ m/m}$$

$$\Delta H_2 = JL = 0,015 \cdot 88,5 = 1,33 \text{ m.}$$

Però, anche in questo caso, le 60 uscite per le adacquatrici consigliano la adozione del coefficiente di riduzione F , il cui valore è di circa 0,36 (abaco fig. 6).

Pertanto:

$$\Delta H_2 = JL = 1,33 \cdot 0,36 = 0,48 \text{ m.}$$

I 12 tronchi di *condotti principali* avranno, ovviamente, la stessa portata di 3,4 l/s, mentre le loro lunghezze dalla testata di comando ai rispettivi adacquatori, sono, per il caso (a) della fig. 8:

129,0 m per i 4 tronchi $L_1 - L_4 - L_9 - L_{12}$ (a servizio dei settori 1 - 4 - 9 - 12)
 81,5 m per i 2 tronchi $L_5 - L_8$ (a servizio dei settori 5 - 8)
 48,0 m per i 4 tronchi $L_2 - L_3 - L_{10} - L_{11}$ (a servizio dei settori 2 - 3 - 10 - 11)
 1,5 m per i 2 tronchi $L_6 - L_7$ (a servizio dei settori 6 - 7)

Per evitare variazioni di carico maggiori del 20% (e quindi di portata maggiore dell'11%) occorre differenziare Di in modo da uniformare il valore di $JL = \Delta H$.

Per i 4 tronchi $L_1 - L_4 - L_9 - L_{12}$ il Di può essere (abaco fig. 5) di 79,4 mm a cui corrisponde $J = 0,0061 > 0,0054 (= 0,48/88,5)$. Dato però che il Di commerciale superiore è di 97 mm con $J = 0,0023$ molto inferiore a 0,0054, si sceglie $Di = 79,4$ ($De = 90 \text{ mm}$).

Perciò $\Delta H = 0,0061 \cdot 129 = 0,79 \text{ m}$.

Volendo mantenere quest'ultimo valore anche per gli altri tronchi, il diametro nominale risulterebbe, rispettivamente:

— per $L_5 - L_8$ (81,5 m):

$$Di = \left(\frac{J}{15,27 \cdot Q^{1,852}} \right)^{\frac{1}{4,871}} = \left(\frac{0,009639}{148,36} \right)^{-0,2053} = 72,38 \text{ mm}$$

— per i tronchi $L_2 - L_3 - L_{10} - L_{11}$ (48 m):

$$D_i = \left(\frac{0,0164}{148,36} \right)^{-0,2053} = 64,93 \text{ mm},$$

— per $L_6 - L_7$ (1,5 m), infine:

$$D_i = \left(\frac{3,05}{148,36} \right)^{-0,2053} = 29,29 \text{ mm}.$$

Ovviamente si sceglieranno i diametri commerciali più prossimi a quelli nominali, oppure, si adotterà, per tutti, $D_i = 66$ mm e si installerà in testa, a quelli con carico maggiore, un limitatore di pressione.

Il tracciato di massima dei condotti principali — (a) della fig. 8 — finora considerato, è molto semplice e rende ogni adacquatore idraulicamente autonomo rispetto agli altri.

La scelta del *tracciato definitivo* va fatto, però, dopo aver definito i seguenti aspetti:

- il *tracciato più economico* della rete di trasporto (v. testo di « Idraulica agraria »);
- la *posa in opera* della stessa tubazione di trasporto (com'è quella dei condotti principali di questo esempio).

Come si può rilevare dalla fig. 8, il tracciato (b) è chiaramente più breve (434 m) di quello (a) che è, invece, di circa 874. L'adozione del tracciato (b) comporta l'installazione, all'inizio di ciascun adacquatore, di una saracinesca con valvola temporizzatrice per la commutazione sequenziale sugli altri adacquatori.

Le perdite di carico lineari, sul percorso più lungo (testata di comando-adacquatore più lontano) restano uguali al caso (a).

Per quanto concerne la posa in opera, poiché gli adacquatori non sono pensili (ma poggiano sul terreno) ed il tracciato dei condotti principali segue la viabilità poderale, si può prevedere l'interramento di questi ultimi con le stesse modalità degli altri impianti d'irrigazione in pressione.

In questo caso, invece del PE o del PPN si possono usare tubi di PVC, di minore costo.

6) *Calcolo del carico totale*

Questo è dato da $H = h + \Sigma (\Delta H) \pm \Delta HL$ in cui, come già visto:

h	= carico dell'erogatore	= 6,32 m
ΔH_1	= perdite di carico lineari sulle adacquatrici	= 0,63 m

ΔH_2 = perdite di carico lineari sull'adacquatore	= 0,48 m
ΔH = perdite di carico lineari sui condotti principali (tronco più lungo, per es.:	
$L_1 = 80 + 1 + 3 + 45 = 129$ m)	= 0,79 m
	$\Sigma \Delta H = 1,90$ m
	$\Delta HL = 0,00$ m
	Totale H = 8,22 m
— Perdite di carico localizzate	
(circa il 15% del precedente H totale)	= 1,23 m
— Perdite di carico per il filtro	
(uno solo a ghiaietto nella testata di comando)	= 4,50 m
Totale carico necessario alla testata di comando	= 14,00 m

7) Apparecchiature

Come è stato fin qui definito, ogni giorno debbono funzionare, in successione di 4 ore ciascuno, 4 adacquatori a servizio di altrettanti settori.

La portata occorrente, di 3,4 l/s (per le 16 ore giornaliere di funzionamento dell'impianto) viene derivata da un impianto collettivo con il sistema di distribuzione « a domanda »*.

La pressione di esercizio alla presa dell'impianto collettivo si supponga sia di 2 bar (2 at.). Ne consegue che il *limitatore di pressione*, solitamente già incorporato nei gruppi di consegna, del quale la presa fa parte, va tarato a 1,40 bar (dato che il carico totale necessario è risultato essere di 14,00 m).

A tale limitazione di pressione è connessa la *regolazione della portata* derivabile (ossia del modulo di derivazione dalla presa) in modo da renderla uguale ai 3,4 l/s necessari. Pertanto, considerato che anche il *contatore volumetrico* è inserito nel gruppo di consegna, le *apparecchiature della testata di comando*, o gruppo di testa, iniziano con una *saracinesca*, posta all'imbocco del tubo a 12 vie, alla quale segue eventuale apparecchiatura di immissione dei fertilizzanti ed un primo *filtro a graniglia*.

In testa a ciascuno dei 12 condotti adacquatori si prevede di installare: una saracinesca, un regolatore di pressione, un *filtro a rete*, a maglie da 100 « mesh » (corrispondente a fori del diametro di 0,15 mm sufficiente per il caso in esame), una valvola temporizzatrice ad azione elettrica o manuale.

A chiusura di ciascun adacquatore va installata una valvola o saracinesca di scarico, mentre le adacquatrici possono chiudersi piegando lo stesso tubo ed inserendo un semplice anello di plastica di tenuta.

* Nell'esempio si ammette, arbitrariamente, che il modulo derivabile sia di 3,41/s, se, invece, il modulo fosse di misura doppia si potrebbero irrigare contemporaneamente 2 settori e nelle 16 ore giornaliere 8 settori in luogo di 4 e così via.

Esempio B: impianto per vigneto a tendone (fig. 9)

- Area irrigabile: 2,94 ha;
- piante con sesto di metri 2,5 x 3,5, su terreno argilloso-limoso *;
- pendenza del terreno 2% lungo gli adacquatori.

1) — *Fabbisogno idrico di punta della coltura*

Dai dati disponibili, considerati validi per l'azienda, si ricava l'evapotraspirazione effettiva per detta coltura **::

$$f_n = ETE = E (k_p \cdot K_c) L_i = 5,5 (0,8 \cdot 0,85) 0,75 = 2,8 \text{ mm/giorno}$$

Si tenga presente che, anche in questo esempio, il fattore K_c ($= 0,85$) tiene conto del *rapporto di copertura* R , che, nel periodo di punta, viene assunto pari a 0,95.

Dalla [1] si ricava il *fabbisogno lordo di punta* o *dotazione* $f = d = 2,8$
 $0,1157 \frac{2,8}{0,85} = 0,38 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \quad (0,85 = E_i).$

2) a — *Portata e distanza reciproca degli erogatori*

Dato che le piante sono a distanza reciproca di 2,50 m sulla fila e che queste sono a 3,5 m l'una dall'altra, si può fare una prima ipotesi di *distanza tra le adacquatrici* di 3,5 m; per questa misura, dalla tab. 1 si rileva, per terreno a struttura fine, che con *un erogatore da 4 l/h* ogni 1,3 m si bagnerebbe circa il 46% del terreno; valore questo, come è stato detto, al di sopra del 30-35% comunemente considerato come valore minimo.

Si avrebbe, pertanto, un erogatore ogni 4,375 m² (1,25 x 3,50).

Detta ipotesi si ammette come valida e si *sceglie*, conseguentemente, *un tipo di erogatore da 4 l/h, disposto ogni 1,25 m sull'adacquatrice*.

2) b — *Durata giornaliera degli adacquamenti*

Definita la misura di $ETE = 2,8$ mm/giorno, occorre ora determinare il *volume di adacquamento* va (o riserva utilizzabile Ru) avvalendosi delle relazioni già note, per esempio la [3].

$$\text{Con } Cfc = 42\%, Pa = 23\%, p = 60 \text{ cm e } \gamma t = 1,20 \text{ g/cm}^3, \\ va = (42-23) 1,20 \cdot 60 = 1368 \text{ m}^3/\text{ha}$$

* Si noti che questo sesto viene indicato unicamente per i fini esplicativi che l'esempio di calcolo idraulico dell'impianto si propone. In realtà occorre considerare caso per caso il sesto più idoneo. Per esempio, nei comprensori irrigui pugliesi sembrano essere molto diffusi i sestì 3.3 e 3.2.5.

** Per il significato dei simboli vedasi l'esempio A a pag. 27.

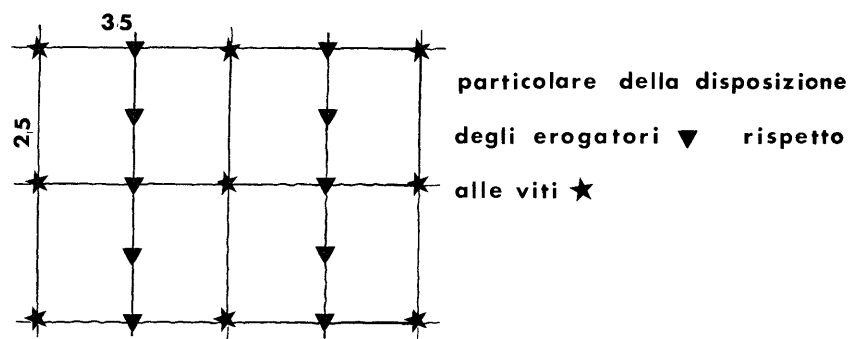
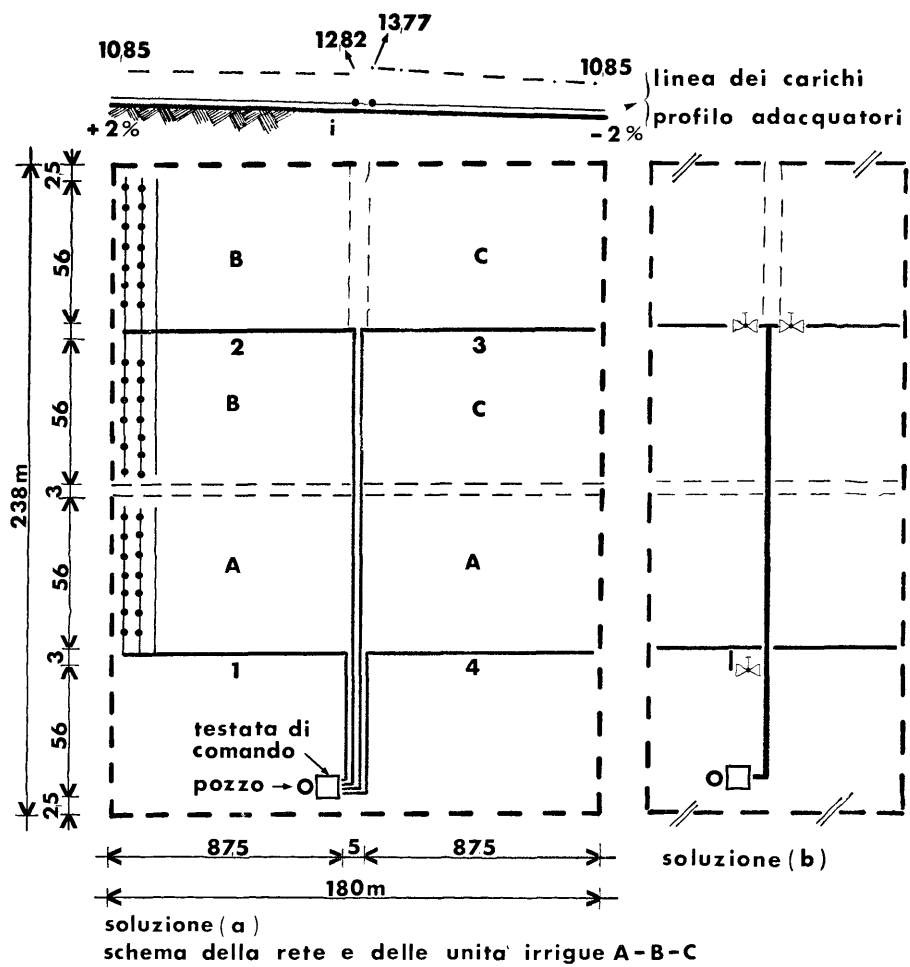


Fig.9 Esempio B : schema dell'impianto

Tenendo conto del coefficiente di riduzione $Li = 0,75$ e di $R = 0,95$, il volume si riduce a:

$$va = 1368 \cdot 0,75 \cdot 0,95 = 975 \text{ m}^3/\text{ha},$$

ossia: 97,5 litri/m².

Il turno medio T , dalla [4] risulta essere:

$$T = \frac{va}{fn} = \frac{va}{ETE} = \frac{97,5}{2,8} = 34,82 \text{ giorni},$$

Noti ETE , va , T e qe si può ora meglio analizzare la *durata degli adacquamenti t*.

Se si vogliono adottare adacquamenti *giornalieri*, questi dovrebbero essere pari a 2,8 l/m² netti, ossia a 24,5 litri per pianta (2,8 · 8,75) e quindi a 12,25 litri per ciascun adacquatore (2,8 · 4,375) somministrabili in ore 3,06 (12,24/4), senza considerare le eventuali piogge efficaci.

Ma il terreno può trattenerne una riserva idrica utilizzabile (Ru) di 975 m³/ha, capace di far fronte ai consumi dovuti alla ETE per 34,82 giorni. Perciò, invece degli adacquamenti continui si potrebbero eseguire quelli discontinui (comunque ad intervalli più piccoli del T calcolato, che in verità può identificarsi, per il vigneto a tendone, con una tradizionale irrigazione di soccorso).

Dalla [5] si ottiene la durata complessiva dell'adacquamento (per $T = 34,82$ giorni):

$$t = \frac{97,5 \cdot 4,375}{4 \cdot 0,95} = 112,25 \text{ ore},$$

pari ad una durata giornaliera di ore 3,22 (112,25/34,82), tenuto conto di Ea , o di ore 3,06 nette (già al netto di Ea); perciò, se si preferisce adottare $T = 3$ giorni, l'orario di adacquamento t , in ore, sarà sempre dalla [5], per l'erogatore da $qe = 4$ l/h e per l'area di competenza di questo, pari a 4,375 m² (ossia, due erogatori per pianta):

$$t = \frac{va' \cdot le \cdot IL}{qe \cdot Ea} = \frac{(2,8 \cdot 3) \cdot 1,25 \cdot 3,5}{4 \cdot 0,95} = 9^{\text{h}}, 40' \text{ arr. a } 10 \text{ ore ogni } 3 \text{ giorni}^*.$$

In questo caso somministrando 80 litri a pianta (4 · 10 · 2) ogni 3 giorni

* $va' = fn \cdot T = 2,8 \cdot 3$ (invece di $va = 97,5$ mm).

(ossia 800 litri al mese), il volume di adacquamento risulta inferiore di 53 litri al mese per pianta, rispetto a quello precedentemente calcolato di $97,5 \text{ l/m}^2 \times \text{mese}$ ($97,5 \cdot 4,375 \cdot 2 = 853,13$).

2) c — *Numero degli erogatori*

La superficie irrigabile totale, per ragioni di organizzazione aziendale, si ritiene di suddividerla in $N = 3$ *unità irrigue* da circa 0,98 ha ciascuno.

La durata di funzionamento dell'adacquatrice sarà, dalla [6], con $r = 10/24 = 0,417$;

$$t = \frac{T \cdot 24 \cdot r}{N} = \frac{3 \cdot 24 \cdot 0,417}{3} = 10 \text{ ore ogni 3 giorni.}$$

La lunghezza di ciascuna adacquatrice risulta di 56 m e quindi il numero n degli erogatori sulla lunghezza L effettiva di 53,50 m, sarà:

$$n = (53,50/1,25) - 1 = 42$$

2) d — *Portata da immettere nell'adacquatrice*

$$Q = q_e \cdot n = 4 \cdot 42 = 168 \text{ l/h} = 0,0467 \text{ l/s}$$

2) e — *Pendenza dell'adacquatrice = zero*

3) — *Calcolo dell'adacquatrice*

Come prima approssimazione, dall'abaco riportato in fig. 5, si ricava che per $Q = 0,0467 \text{ l/s}$, il *diametro interno* Di potrebbe essere quello di 16,8 mm, al quale corrispondono perdite di carico lineari di circa 0,4%, mentre per $Di = 12,8 \text{ mm}$ dette perdite di carico salgono a circa l'1,6%. *Si sceglie* $Di = 12,8 \text{ mm}$.

Con la verifica attraverso la [14]:

$$J = 1,57 \text{ m}/100 = 0,0157 \text{ m.}$$

Pertanto, poiché $L = 53,50 \text{ m}$, $\Delta H_1 = JL = 0,0157 \cdot 53,5 = 0,84 \text{ m}$.

Tenendo conto, però, che su L vi sono 42 erogatori, e quindi è applicabile un coefficiente F di 0,36,

$$\Delta H_1 = JLF = 0,84 \cdot 0,36 = 0,30 \text{ m}$$

Calcolando con la [20] la verifica di compatibilità tra ΔH_1 e L si ottiene $L = 53,2 \text{ m}$.

È da tener presente che senza l'applicazione del coefficiente $F = 0,36$ la lunghezza compatibile non potrebbe superare 37,2 m.

4) — *Carico lungo l'adacquatrice*

Il carico idraulico in testa, H_i , sarà dalla [15]:

$$H_i = h + 0,75 \Delta H_l$$

in cui h , come si è visto, è il carico della equazione [8] che permette l'efflusso della portata $q_e = 4$ l/h.

In questo esempio, se

$$q_e = 0,633 h^{0,78} \text{ (tipo labirinto),}$$

risulta:

$$h = \left(\frac{4}{0,633} \right)^{1,252} = 10,62 \text{ m}$$

ΔH_l , rappresenta la perdita di carico lungo L , ossia 0,30 m; pertanto, dalla [15]:

$$H_i = 10,62 + 0,75 (0,30) = 10,85 \text{ m}$$

Il carico residuo H_f , dalla [16], è dato da:

$$H_f = 10,62 - 0,25 (0,30) = 10,54 \text{ m}$$

Ne consegue che il rapporto tra la portata minima e quella massima dell'erogatore sarà, dalla [17]:

$$\left(\frac{H_f}{H_i} \right)^x = \left(\frac{10,54}{10,85} \right)^{0,78} = 0,98$$

cioè se $q_{max} = 4$ l/h, q_{min} sarà: $4 \cdot 0,98 = 3,94$ o, viceversa, se si vuole $q_{min} = 4$, q_{max} sarà $4/0,98 = 4,06$ l/h.

Inoltre, le variazioni del carico H_{var} , saranno, dalla [18]:

$$H_{var} = 1 - \left(1 - q_{evar} \right)^2, \quad \left(q_{evar} = \frac{4 - 3,94}{4} = 0,015 \right)$$

$H_{var} = 1 - (1 - 0,015)^2 = 0,03$, che è molto inferiore al 20%, di solito ammesso come valore massimo.

5) — *Calcolo degli adacquatori e dei condotti principali*

Le 3 unità irrigue A, B e C, sono servite da 4 adacquatori:

- i n. 1 e 4, per l'unità A, alimentano, ciascuno, 25 adacquatrici;
- i n. 2 e 3, per l'unità B e C invece, alimentano, ciascuno 50 adacquatrici (25 per ogni sub-unità, vedasi lo schema della fig. 9).

La portata Q , quindi, sarà:

$$\text{n. 1 e 4 : } 0,0467 \cdot 25 = 1,17 \text{ l/s;}$$

$$\text{n. 2 e 3 : } 0,0467 \cdot 50 = 2,34 \text{ l/s.}$$

La lunghezza L è, per tutti, pari a:

$$(25 \cdot 3,5) - 1,75 = 85,75 \text{ m.}$$

Per il calcolo delle perdite di carico continue, in linea approssimativa, si può rilevare, dall'abaco della fig. 5, che,

per $Q = 1,17 \text{ l/s}$, $D_i = 44 \text{ mm}$ e J è circa l'1,8% di L ;

per $Q = 2,34 \text{ l/s}$, $D_i = 55,4 \text{ mm}$ e J è circa l'1,76% di L .

Infatti, dalla [14] si ha, rispettivamente:

$$J = 15,27 (1,17)^{1,852} (4,4)^{-4,871} = 0,01499 \text{ m/m;}$$

$$J = 15,27 (2,34)^{1,852} (5,54)^{-4,871} = 0,01762 \text{ m/m.}$$

Pertanto, le perdite di carico lineari ΔH_2 sono:

— adacquatori n. 1 e 4 : $\Delta H_2 = JL = 0,01499 \cdot 85,75 = 1,285$, arr. a 1,29 m;

— adacquatori n. 2 e 3 : $\Delta H_2 = JL = 0,01762 \cdot 85,75 = 1,51 \text{ m.}$

Però, anche per gli adacquatori si può introdurre il coefficiente di riduzione F (dato che su di essi vi sono, rispettivamente, 25 e 50 uscite, dall'abaco della fig. 6, $F = 0,36$ circa), per cui:

$$\Delta H_2 = JLF = 1,29 \cdot 0,36 = 0,46 \text{ (n. 1 e 4);}$$

$$\Delta H_2 = JLF = 1,51 \cdot 0,36 = 0,54 \text{ (n. 2 e 3).}$$

Ma gli adacquatori n. 1 e 2 sono in salita nel senso del moto dell'acqua con

una pendenza $i = +2\%$, pari ad un dislivello $\Delta H' (i L/100) = +1,715$ m, mentre per quelli n. 3 e 4 $\Delta H' = -1,715$.

Il carico totale Hi_2 all'imbocco degli adacquatori, è dato da:

$$Hi_2 = Hi + \Delta H_2 \pm \Delta H' \quad (\Delta H_2 = JL, \text{ senza } F).$$

Ne consegue:

- per il n. 1 : $Hi_2 = 10,85 + 1,29 + 1,715 = 13,855$ m;
- per il n. 2 : $Hi_2 = 10,85 + 1,51 + 1,715 = 14,075$ m;
- per il n. 3 : $Hi_2 = 10,85 + 1,51 - 1,715 = 10,645$ m;
- per il n. 4 : $Hi_2 = 10,85 + 1,29 - 1,715 = 10,420$ m.

Il calcolo di verifica di L si può fare: con la [23] per $+$ i:

$$\begin{aligned} \text{— n. 1 } L &= \frac{Hvar \cdot Hi_2}{J + i}, \quad (Hvar = \frac{\Delta H + \Delta H'}{Hi_2} = \frac{1,29 + 1,715}{13,855} = 0,217 \\ &= 21,7\%); \end{aligned}$$

$$L = \frac{0,217 \cdot 13,855}{0,015 + 0,02} = 85,75 \text{ m,}$$

$$\text{— n. 2 } L = \frac{0,229 \cdot 14,075}{0,0176 + 0,02} = 85,75 \text{ m,}$$

e con la [24] per $-$ i:

$$\begin{aligned} \text{— n. 3 } L &= \frac{Hvar \cdot Hi_2}{(i - J)(1 - Hvar)}; \quad (Hvar = \frac{Hi_2 + (\Delta H' - \Delta H) - Hi_2}{Hi_2 + \Delta H' - \Delta H}) = \\ &= \frac{10,645 + (1,715 - 1,51) - 10,645}{10,645 + (1,715 - 1,51)} = 0,0188 = 1,88\%); \end{aligned}$$

$$L = \frac{0,0188 \cdot 10,645}{(0,02 - 0,0176)(1 - 0,0188)} = 85,75 \text{ m;}$$

$$\text{— n. 4 } L = \frac{0,0396 \cdot 10,420}{(0,02 - 0,015)(1 - 0,0396)} = 85,75 \text{ m.}$$

Come si può rilevare, il risultato esatto della verifica è, per tutti gli adacquatori, $L = 85,75$ m.

Mentre il carico all'imbocco H_{i2} e la sua variazione $Hvar$ hanno valori diversi tra gli stessi adacquatori e cioè:

$$n. 1 \quad H_{i2} = 13,875 \text{ m e } Hvar = 21,7 \text{ \%};$$

$$n. 2 \quad H_{i2} = 14,075 \text{ m e } Hvar = 22,9 \text{ \%};$$

$$n. 3 \quad H_{i2} = 10,645 \text{ m e } Hvar = 18,8 \text{ \%};$$

$$n. 4 \quad H_{i2} = 10,420 \text{ m e } Hvar = 3,96\%.$$

Tali differenti pressioni all'imbocco si possono ottenere, tenuto conto di D_i e Q , installando su ciascuno di detti imbrocchi (in questo caso direttamente nella testata di comando) un regolatore di pressione opportunamente tarato ai predetti valori. Oppure, si potrebbero variare le perdite di carico ΔH_2 in modo da unificare il valore di H_{i2} , per es. a 13 m e $Hvar$ al 16%.

Con quest'ultima soluzione, per L costante = 85,75 m, si ricavano, dalle relazioni [23] e [24], i seguenti valori:

$$\text{--- } n. 1: \quad J + i = \frac{0,16 \cdot 13}{85,75} = 0,02425; \quad J = 0,004256; \quad Q = 1,17 \text{ l/s:}$$

$$D_i = (0,004256)^{-0,2053} (1,17)^{0,3802} (15,27)^{0,2053} = 5,7 \text{ cm};$$

$$\text{--- } n. 2: \quad \text{per } J = 0,004256 \text{ e per } Q = 2,34 \text{ l/s:}$$

$$D_i = (0,004256)^{-0,2053} (2,34)^{0,3802} 1,75 = 7,42 \text{ cm};$$

$$\text{--- } n. 3: \quad J + (-i) = 0,02425; \quad J = 0,04425; \quad Q = 2,34 \text{ l/s:} \quad D_i = 4,59 \text{ cm};$$

$$\text{--- } n. 4: \quad J = 0,04425; \quad Q = 1,17 \text{ l/s; } D_i = 3,52 \text{ cm.}$$

I suindicati valori di calcolo D_i vanno, ovviamente, confrontati con i diametri commerciali; se si scelgono, ad esempio, tubi di polietilene a b.d. PN4, i diametri potrebbero essere, rispettivamente (in mm):

$$D_i = 55,4, \quad D_e = 63 \text{ (o di polietilene a a.d. PN4, } D_i = 58 \text{ e } D_e = 63);$$

$$D_i = 79,4, \quad D_e = 90;$$

$$D_i = 44,0, \quad D_e = 50;$$

$$D_i = 35,2, \quad D_e = 40.$$

Con tale scelta le perdite di carico, compresi i tratti di condotto principale, assumerebbero i seguenti valori, sempre dalla [14] (v. nota a pag. 44):

$$\begin{aligned} \text{--- } n. 1: J &= 15,27 (1,17)^{1,852} (5,54)^{-4,871} = 0,00488 \text{ m/m,} \\ &\text{e } \Delta H_{2+3} = 0,00488 \cdot (85,75 + 50) = 0,66 \text{ m;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{--- } n. 2: J &= 15,27 (2,34)^{1,852} (7,94)^{-4,871} = 0,00305 \text{ m/m,} \\ &\text{e } \Delta H_{2+3} = 0,00305 \cdot (85,75 + 165) = 0,76 \text{ m;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{--- } n. 3: J &= 15,27 (2,34)^{1,852} (4,4)^{-4,871} = 0,0541 \text{ m/m,} \\ &\text{e } \Delta H_{2+3} = 0,0541 \cdot (85,75 + 165) = 13,57 \text{ m;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{--- } n. 4: J &= 15,27 (1,17)^{1,852} (3,52)^{-4,871} = 0,0445 \text{ m/m,} \\ &\text{e } \Delta H_{2+3} = 0,0445 \cdot (85,75 + 50) = 6,04 \text{ m.} \end{aligned}$$

6) — *Calcolo del carico totale e del fabbisogno di tubi.*

6. a — Il carico H è dato da: $H = h + \Sigma (\Delta H) \pm \Delta HL$ in cui, come già visto:

h = carico all'erogatore	= 10,62 m
ΔH_1 = perdite di carico lineari nelle adacquatrici (0,75 · 0,30)	= 0,23 m
ΔH_{2+3} = perdite di carico lineari nell'adacquatore e nei condotti principali nel caso piú oneroso	= 13,57 m
	= 13,80 m
$\Delta HL = \Delta H'$ (già considerato in ΔH_2)	= —
	Totale $H = 24,22 \text{ m}^*$

aggiungendo il 12% di perdite di carico localizzate, si ottiene il *carico totale della rete in metri 27.*

6. b — *Il fabbisogno di tubi* è il seguente (si ricorda che i tubi di polietilene plastificato a b.d. o rigido a a.d., sono confezionati in rotoli standard da 500-250 m, per il De 16 mm, a 50 m, per De fino a 110 mm):

$$\begin{aligned} \text{--- } \textit{adacquatrici}: &\text{ polietilene a a.d. PN4 } De = 16 \text{ mm:} \\ &\text{unità irrigue } n. 3 \cdot 50 \cdot 53,50 = 8.025 \text{ m;} \end{aligned}$$

* V. nota a pag. seguente.

— *adacquatori*: polietilene a a.d. o a b.d.

— *n. 1* Di = 55,4 mm, = 85,75 m,
— *n. 2* Di = 79,4 mm, = 85,75 m,
— *n. 3* Di = 44,0 mm, = 85,75 m,
— *n. 4* Di = 35,2 mm, = 85,75 m;

— *condotti principali* *:

— *n. 1* Di = 55,4 mm, = 50 m,
— *n. 2* Di = 79,4 mm, = 16 m,
— *n. 3* Di = 44,0 mm, = 165 m,
— *n. 4* Di = 35,2 mm, = 50 m.

— *Riepilogo*:

Di 12,8 mm:	8.025 m
Di 35,2 mm:	136 m
Di 44,0 mm:	251 m
Di 55,4 mm:	136 m
Di 79,4 mm:	251 m

Totale 8.800 m: 2,94 = 2.933 m/ha.

6. c — Il *fabbisogno di erogatori* da 4 l/h è:

— unità irrigue *n. 3* . (42 . 50) = 6.300.

6. d — In sede di progetto esecutivo si determina, poi, il *fabbisogno dei pezzi speciali* (curve, riduzioni, « T », etc.).

7) — *Apparecchiature*

Poiché l'acqua viene emunta da un pozzo trivellato con falda libera che, alla portata di 2,5 l/s (il fabbisogno è di 2,34 l/s), si livella a —20 m dal p.c.

* Se si indica con (a) la soluzione a cui si riferiscono i calcoli e con (b) quella che prevede l'adozione di valvole temporizzatrici direttamente in testa a ciascun adacquatore, la soluzione (b) comporta le seguenti variazioni rispetto alla (a):

— unico condotto principale di L = 168 m e Di = 79,4 mm, invece dei 4 differenti tronchi per complessivi 43 m (v. anche fig. 9);

— per Q = 2,34 l/s e Di = 79,4, le perdite di carico lineari si riducono da 13,57 m (4,64 + 8,93) a 5,15 (4,64 + 0,51), con conseguente riduzione del carico totale da 27 a 18 m;

— il condotto, se opportunamente interrato, potrebbe essere in barre di PVC, con una economia, sul solo prezzo dei tubi, di circa il 37% sul PE e del 18% sul PPN.

(livello statico —18 m dal p.c.) occorre una *elettropompa* (per esempio ad asse verticale) la cui potenza, come è noto, è data da:

$$kw = \frac{Q \cdot H}{102 \cdot \eta};$$

Q è nota ed è uguale a 2,34 l/s; l'altezza H , comprende:

— la prealvenza geodetica	= 20 m
— il carico totale relativo alla rete	= 27 m
— le perdite di carico del filtro (per esempio a cartuccia estraibile oppure a ghiaietto)	= 4 m
Totale	= 51 m*

ammettendo un rendimento $\eta = 0,55$:

$$kw = \frac{2,35 \cdot 51}{102 \cdot 0,55} = 2,14 \text{ arr. a } 2,50^*.$$

Per le altre apparecchiature si rimanda al precedente esempio A.

* Per la soluzione (b) tali valori si riducono, rispettivamente, a 42 m ed a 2 kw.

BIBLIOGRAFIA

- M. G. Andriani, L. Gatto, G. Miali, 1978. *Confronti fra metodi irrigui su pomodoro da industria nel Tavoliere di Puglia*. Ente per lo sviluppo dell'irrigazione e la trasformazione fondiaria in Puglia e Lucania, Annali 1978, pagg. 139-150.
- M. G. Andriani, G. Miali, L. Scala, 1978. *Confronti fra metodi irrigui su pomodoro da industria nel litorale jonico*. Ente per lo sviluppo dell'irrigazione e la trasformazione fondiaria in Puglia e Lucania, Annali 1978, pagg. 127-138.
- D. Cacchi, P. R. Pisa, N. Gaspari, 1978. *Confronto tra caratteristiche di funzionamento di alcuni tipi di linee erogatrici per l'irrigazione localizzata in pressione*. Rivista di Agronomia, 1978, pagg. 46-52.
- D. Cavazza, 1976. *La tecnica dell'irrigazione a goccia*. La Bonifica e l'Assetto del Territorio, n. 3, 1976, pagg. 186.
- L. Cavazza, D. Cacchi, P.R. Pisa, 1978. *Influenza della distanza tra linee erogatrici e della distanza dalle linee in diversi impianti irrigui « a goccia » su pomodoro, peperone, gladiolo e mais*. Rivista di Agricoltura Sub-tropicale e Tropicale, vol. LXXII, 1978, pagg. 13-62.
- L. Cavazza, D. Cacchi, P. Rossi, M. T. Amaducci, G. Bronzini, 1979. *Stima di coefficienti colturali per la bietola da zucchero da prove parcellari di irrigazione*. Atti del 3° Convegno Naz. AIGR, Catania, 1979, pagg. 330-346.
- P. Celestre, 1964. *Drop irrigation system. Higher efficiency and lower cost*. VI Int. Congress of Agricultural Engineering, Lausanne, oct. 1964. vol. II, pagg. 303-316.
- P. Celestre, 1972. *Irrigazione a goccia e tecniche irrigue affini ovvero irrigazione diurna*. L'irrigazione 1972, pagg. 62-78.
- V. A. Gillespie, A. L. Phillips, I-Pai Wu, 1979. *Drip irrigation design equations*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, 1979, pagg. 247-257.
- T. A. Howell, E. A. Hiler, 1974. *Designing trickle irrigation laterals for uniformity*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, dic. 1974, pagg. 443-453.
- T. A. Howell, E. A. Hiler, 1974. *Trickle irrigation lateral design*. Trans. of the ASAE, 1974, pagg. 902-908.
- J. Keller, D. Karmeli, 1974. *Trickle irrigation design parameters*. Trans. of the ASAE, 1974, pagg. 678-684.
- S. Indelicato, I. Alba e O. Li Destri Nicosia, 1979. *La microirrigazione: problemi tecnologici*. Agr. Ricerca, Roma, n. 7, 1979, pagg. 2-25.

- K. C. Khatri, I-Pai Wu, H. M. Gitlin, A. L. Phillips, 1979. *Hydraulics of microtube emitters*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, 1979 pagg. 163-173.
- C. Ollier, 1980. *L'arrosage localisé*. Genie Rural, luglio 1980, pagg. 15-18.
- R. P. Perold, 1979. *Computer design of microirrigation pipe systems*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, 1979, pagg. 403-417.
- L. Scala, R. Bertozzo, L. Lavarra, 1978. *Primi risultati del confronto tra metodi irrigui su aranceti (cv » Tarocco ») con particolare riferimento allo sviluppo radicale*. Ente per lo sviluppo dell'irrigazione e la trasformazione fondiaria in Puglia e Lucania, Annali 1978, pagg. 181-199.
- K. Solomon, J. G. Bezdek, 1979. *Simulated flow requirements for flushing emitters*. Trans. of the ASAE, 1979, pagg. 564-568.
- S. Tal, B. Zur, 1980. *Flow regime in helical long-path emitters*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, 1980, pagg. 27-35.
- G. Tournon, 1966. *Sperimentazione di nuove modalità di subirrigazione dei terreni - nota preliminare*. 1° Convegno Naz. AIIA, Portici 1966, pag. 34.
- I. P. Wu, H. M. Gitlin, 1975. *Energy gradient line for drip irrigation laterals*. Journal of the Irrigation and drainage div., ASCE, 1975, pagg. 323-326.
- N. Matarrese, 1978. *Idraulica agraria*. Laterza, Bari, pagg. VII + 338.

INDICE

1. — Generalità	pag. 4
2. — Erogatori	» 8
3. — Adacquatrici	» 13
4. — Condotti adacquatori	» 22
5. — Condotti principali	» 22
6. — Gruppo di testa	» 22
7. — Metodologia della progettazione	» 26
— <i>Esempio A</i> : Impianto per colture ortive	» 27
— Fabbisogno idrico di punta, portata e distanza reciproca degli erogatori	» 27
— Durata giornaliera degli adacquamenti	» 29
— Numero degli erogatori, portata e calcolo dell'acquatrice	» 29
— Calcolo degli adacquatori e dei condotti principali	» 31
— Calcolo del carico totale	» 33
— Apparecchiature	» 34
— <i>Esempio B</i> : Impianto per vigneto a tendone	» 35
— Fabbisogno idrico di punta, portata e distanza reciproca degli erogatori	» 35
— Durata degli adacquamenti e numero degli erogatori	» 35
— Portata e calcolo dell'acquatrice	» 38
— Calcolo degli adacquatori e dei condotti principali	» 40
— Calcolo del carico totale e fabbisogno di tubi	» 43
— Apparecchiature	» 44
— Bibliografia	. 46