

Dispense di **COSTRUZIONI IDRAULICHE**

redatte dal
prof. Ing. Ignazio Mantica
17-10-1946 † 04-08-1995

il materiale presente in questo file viene riportato così come lasciato da Ignazio Mantica alla data della sua scomparsa, pertanto può risultare incompleto.

Questo materiale viene pubblicato nella speranza che il frutto di anni di lavoro svolto con passione ed impegno non vada perso e possa essere ancora utile a quanti lo vorranno.

Siete liberi di usare i testi e le immagini presenti in questo documento come meglio credete, vi chiediamo soltanto di citarne la fonte.

- GRAZIE -

**Universita degli Studi di Ancona
Istituto di Idraulica**

prof.ing. Ignazio MANTICA

Lezioni di:

COSTRUZIONI IDRAULICHE

Capitolo I

Elementi di Idrologia ed Idrografia

appunti tratti dalle lezioni tenute nell' A.A. 1987/88

INDICE DEL CAPITOLO

1	Cenni di meteorologia.....	3
1.1	L' Acqua sulla Terra, Genesi delle precipitazioni.....	3
1.2	La circolazione generale delle masse d'aria sulla terra.....	13
1.2	La Circolazione locale.....	17
2.	La misura delle precipitazioni.....	19
3.	La rappresentazione delle piogge.....	23
3.1	Rappresentazioni spaziali.....	23
3.1.0	Generalità.....	23
3.1.1	Le isoiete o curve di egual pioggia.....	23
3.1.2	I Topoieti (o poligono di Thiessen).....	26
3.1.3	La Rappresentazione a piani inclinati.....	28
3.1.4	Altre rappresentazioni delle piogge.....	29
3.2.	Il regime delle precipitazioni.....	30
3.3.	Principali elaborazioni sulle precipitazioni.....	33
4.	CENNI SULL' EVAPOTRASPIRAZIONE.....	42
4.1	L'evaporazione.....	43
4.2	La traspirazione.....	44
4.3	Stima dell'evapotraspirazione effettiva ed evapotraspirazione potenziale.....	45
5	IDROGRAFIA, I CORSI D'ACQUA, L'IDROMETRIA, LE MASSIME PIENE.....	52
5.1	Idrografia, Idromorfologia, formazione dei deflussi.....	52
5.2.	Idrometrie e misura delle portate.....	65
5.3	I regimi idrologici.....	70
5.4	Stima delle portate di massima piena.....	72
5.4.1	Metodi empirici.....	72
5.4.1.1	Metodo del Giandotti.....	72
5.4.1.2	Metodo del Gherardelli-Marchetti e Metodo di Mongiardini.....	75
5.4.1.3	La formula del Forti.....	86
5.4.1.4	La formula del De Marchi.....	87
5.4.1.5	La formula del Pagliaro.....	87
5.4.1.6	La formula dello Iszkowski.....	87
5.4.2.	Metodi probabilistici.....	90
5.4.2.1	Il metodo empirico-probabilistico del Fuller.....	90
5.4.2.2	Il metodo di Gibrat.....	96
5.4.2.3	Il metodo di Gumbel o dell'estremo atteso.....	97
5.4.2.4	Il concetto di tempo di ritorno.....	98
5.4.3.	Modelli matematici di formazione deflussi con particolare riguardo agli eventi di piena.....	98
5.4.3.1	Descrizione dell'idrogramma di piena.....	98
5.4.3.2	Classificazione dei modelli idrologici.....	108
5.4.3.3	Cenni sui modelli completi.....	110
5.4.3.5	Il modello cinematico o della corrivazione.....	115
5.4.3.6	Metodo dell' idrogramma unitario (I.U.).....	121
5.5	PROPAGAZIONE DELLE PIENE.....	128
5.5.1.	Le equazioni di De Saint Venant.....	128
5.5.2.3	Il concetto di celerità.....	134
5.5.2	Soluzione delle equazioni di De Saint Venant (cenni).....	137
5.5.2.	1) metodo delle linee caratteristiche.....	137
5.5.2.	2) metodo delle differenze finite.....	141
5.5.2.	3) metodi approssimati	
	Il modello parabolico.....	143
5.5.2.	4) metodi approssimati	
	Il modello cinematico.....	143

5.5.2.	5) soluzione approssimata del problema della propagazione delle piene con il metodo di Muskingum.....	143
6	ACQUE SOTTERRANEE	144
7.	CENNI SUL BILANCIO IDROLOGICO.....	145
APPENDICE I 148		
	Richiami bibliografici.....	150
	Bibliografia sul capitolo I(oltre i riferimenti già citati)	150

1 CENNI DI METEOROLOGIA.;

1.1 L' Acqua sulla Terra, Genesi delle precipitazioni;

La materia prima delle Costruzioni Idrauliche è indubbiamente l'acqua che trovasi in abbondanza in natura, distribuita come dagli istogrammi seguenti(fig. 1)

Distribuzione acque sulla TERRA

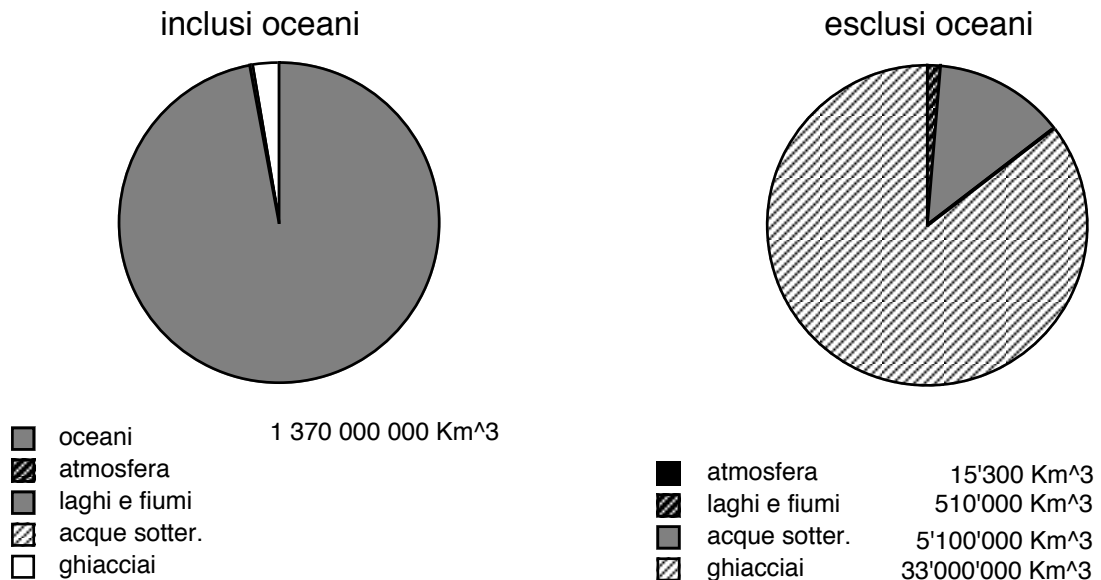


Fig. 1- Distribuzione acque sulla Terra

Tuttavia come d'altronde è ben noto, essa si trasferisce di continuo tra i tre stati della materia e da luogo a luogo.

Tale fenomeno è quello che viene in generale chiamato "*ciclo dell'acqua*" e che è rappresentato dallo schema seguente, fig.2.

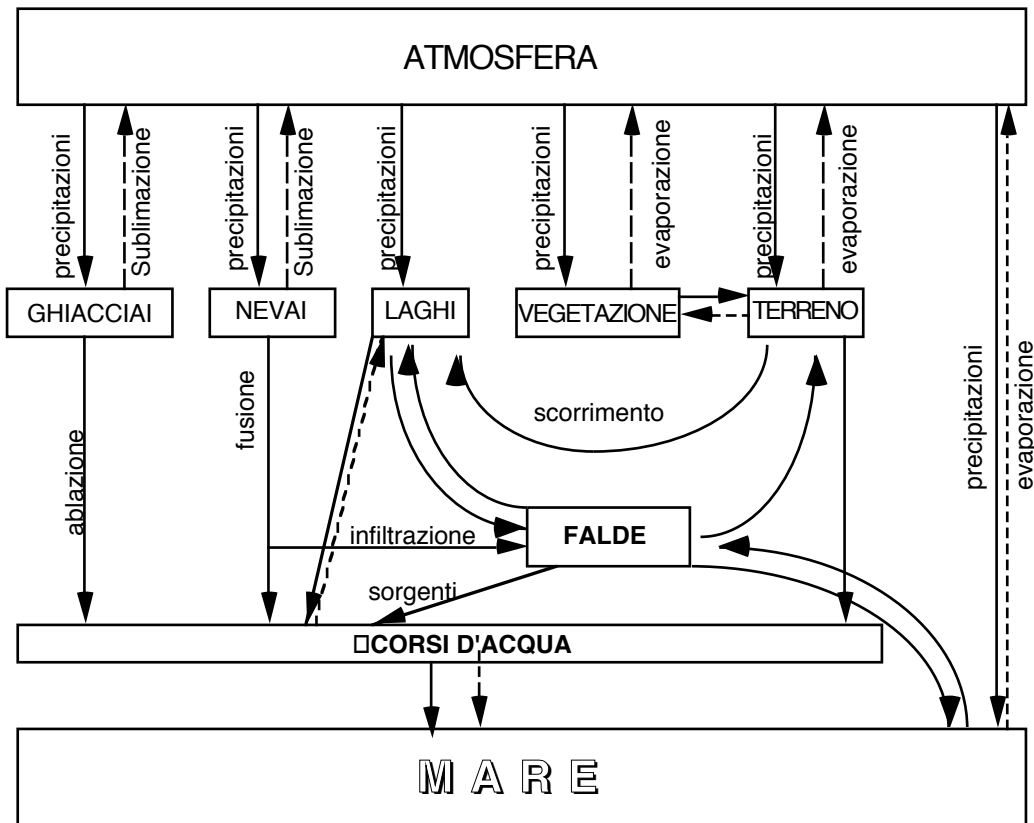


FIG. 2 - Ciclo dell'acqua

Responsabile di tale ciclo è la diversa distribuzione del calore sulle diverse regioni della Terra, diversa distribuzione che provoca un trasferimento "a terra" del calore, questi trasferimenti sono realizzati:

- all' 85% da correnti aeree
- al 15% da correnti marine.

Le precipitazioni atmosferiche sono dovute a fenomeni connessi con le correnti aeree e pertanto è opportuno riguardare quest'ultime da vicino.

E' innanzi tutto da precisare che oltre alla distribuzione orizzontale della temperatura che si mette in evidenza tramite le curve isoterme responsabile della distribuzione delle correnti avverse, cioè con direzione di moto orizzontale, ha importanza anche la sua distribuzione verticale, responsabile delle correnti ascensionali o convettive.

Con riferimento ai soli primi 10 Km circa di atmosfera (troposfera) la temperatura diminuisce con la quota, secondo un gradiente (termico) verticale:

$$\frac{dT}{dz} = -\gamma \quad (1)$$

dove:

T è la temperatura

z è la quota misurata dalla superficie terrestre

γ è praticamente costante e pari a 6.5 °C/Km.

Tuttavia nella immediata prossimità della Terra tale gradiente non è una costante e può assumere in particolari condizioni anche valori negativi (fenomeno dell'inversione).

Lo stato di moto dell'atmosfera provoca una distribuzione orizzontale della pressione diversa dalla uniforme.

La pressione atmosferica è misurabile in mm di Hg (millimetri di colonna di mercurio o in millibar (mb)).

Il millibar vale 1000 dine/cm².

Pertanto tenuto conto che:

$$\gamma_m = \text{densità del mercurio} = 13'5951 \text{ gr/cm}^2 \text{ (a } 0 \text{ }^\circ\text{C)}$$

$$g = \text{accelerazione di gravità} = 980 \text{ cm/s}^2$$

segue:

$$1 \text{ mb} = 0.770062 \text{ mm Hg}$$

$$1 \text{ mm Hg} = 1.333224 \text{ mb}$$

Definendo, convenzionalmente, pressione atmosferica normale quella di 760 mm Hg, segue che, espressa in millibar, la pressione atmosferica normale vale 1013.25 mb, il che equivale, in termini più ingegneristici, a 1.033322 Kg/cm².

E' opportuno ricordare che la pressione varia con l'altezza, secondo la legge (di Bernouilli):

$$z + \frac{p}{\gamma_a} = \text{costante} \quad (2)$$

dove:

γ_a = peso specifico (dell'aria)

mentre la costante può determinarsi per $z = 0$.

I valori forniti dalla (2) sono comunque da ritenersi medi.

Su questo concetto sono basati gli altimetri, cioè quegli strumenti utilizzati per la misurazione dell'altitudine per tramite della misurazione della pressione atmosferica.

Più importante ai nostri fini è la distribuzione orizzontale della pressione, questa è infatti la diretta responsabile della evoluzione del "tempo" in una regione.

La pressione viene misurata con i barometri (ne esistono di vario tipo) e la sua distribuzione è evidenziata e studiata tramite le curve isobariche (circa la cui costruzione si rimanda al paragrafo sulle costruzioni delle curve di egual temperatura).

I moti avvettivi devono rispettare l'equilibrio dinamico delle seguenti forze¹:

a) di gradiente barico orizzontale la cui espressione analitica è:

$$-\underline{\mathbf{G}} = \text{grad } p \quad (3)$$

dovuta alle differenti distribuzioni di pressione;

b) di Coriolis la cui espressione analitica è:

$$\underline{\mathbf{F}} = -2 \rho \underline{\boldsymbol{\omega}} \wedge \underline{\mathbf{v}} \quad (4)$$

dovuta alla rotazione terrestre, che avviene con velocità angolare $\underline{\boldsymbol{\omega}}$, in particolare:

$\underline{\boldsymbol{\omega}} \varphi$ è la componente di alla latitudine nella direzione normale alla superficie terrestre;

$\underline{\mathbf{v}}$ è la velocità del vento;

e, come già visto, ρ è la densità dell'aria;

c) centrifuga la cui espressione analitica è

$$\underline{\mathbf{C}} = \rho \frac{v^2}{r} \underline{\mathbf{n}} \quad (5)$$

dove:

v è la velocità del vento (in modulo);

r è il raggio di curvatura della traiettoria;

$\underline{\mathbf{n}}$ è il versore della direzione del raggio verso l'esterno;

d) d'attrito di cui è estremamente difficile individuarne l'espressione analitica ed è dovuta alla irregolarità della superficie terrestre.

Tale forza è infatti importante solo in prossimità della stessa superficie ed è trascurabile in quota.

Nel caso più generale, l'equazione del moto delle correnti d'aria è:

$$\underline{\mathbf{G}} + \underline{\mathbf{C}} + \underline{\mathbf{F}} + \underline{\mathbf{A}} = 0 \quad (6)$$

Nell'ipotesi, di fatto inverosimile, che la Terra fosse ferma:

$$\underline{\mathbf{F}} = 0$$

Se poi anche $\underline{\mathbf{C}} = 0$ la (6) diventerebbe:

$$\underline{\mathbf{G}} + \underline{\mathbf{A}} = 0 \quad (7)$$

¹ I simboli in grassetto sottolineati sono simboli di vettori nel senso della meccanica razionale

Ne segue che i venti avrebbero direzione normale alle linee isobariche e \underline{G} sarebbe equilibrato dal solo attrito.

Condizioni vicine alla precedente possono verificarsi nei pressi dell'equatore, dove di fatto $\underline{\omega}_\varphi$ è molto piccolo; tuttavia ben di rado \underline{C} sarà nullo o trascurabile.

In posti distanti dall'equatore, dove invece assume importanza il termine \underline{F} , può sovente trascurarsi la forza \underline{C} (rispetto alla \underline{F} della quale ha la stessa direzione) e, tenuto conto che per correnti non superficiali anche \underline{A} è trascurabile, la (6) diventa:

$$\underline{G} + \underline{F} = 0 \quad (8)$$

Tenuto ora conto delle regole del prodotto vettoriale ne deriva che la terna [di cui alla (4)] :

$$\underline{G}, \underline{\omega}_\varphi, \underline{v}$$

deve essere levogira.

Si deduce quindi che \underline{v} sarà normale a \underline{G} e ad $\underline{\omega}_\varphi$ e quindi parallela alle isobare e con verso tale da lasciare, per l'emisfero settentrionale, a destra le pressioni più alte, viceversa per l'emisfero meridionale (legge di BUYS-BALLOT).

Un tale vento, detto geostrofico, è illustrato in fig. 3

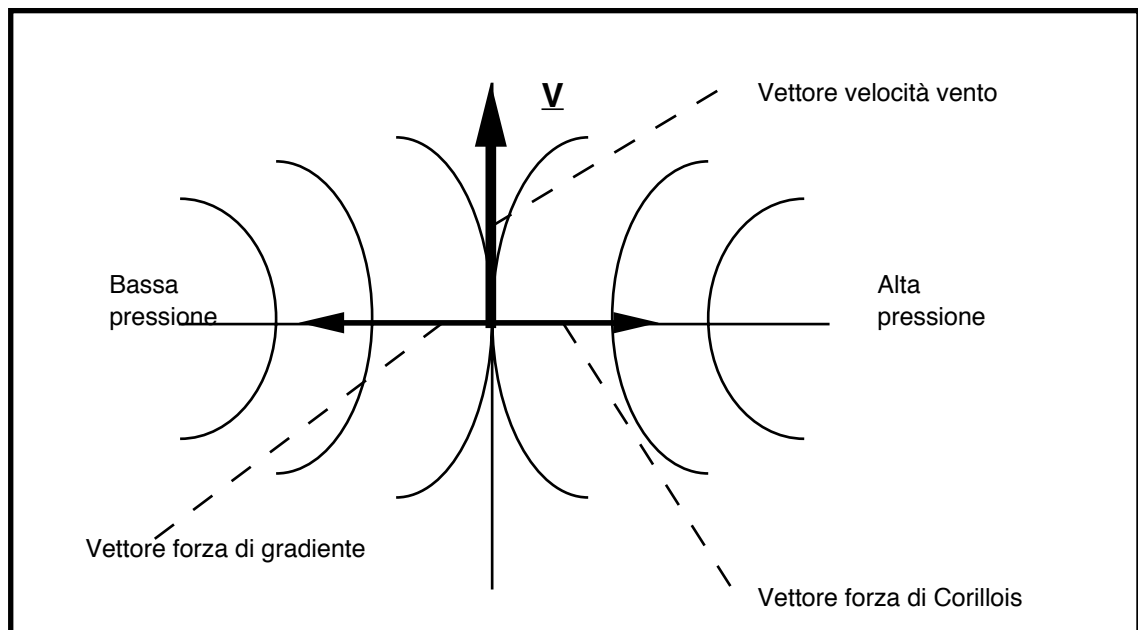


FIG. 3 - vento geostrofico

Nelle regioni equatoriali, dove la \underline{F} è della stessa entità della \underline{C} (e sempre con riferimento a correnti in quota, per le quali $\underline{A} = 0$) la (6) si riduce alla:

$$\underline{G} + \underline{C} + \underline{F} = 0 \quad (9)$$

I componenti \underline{C} ed \underline{F} (come già visto equiversi) si sommano o si sottraggono a seconda che la curvatura dei filetti d'aria sia concava verso l'alta o la bassa pressione.

Il vento, che risulta comunque con direzione parallela alle isobare, è detto di gradiente ed è illustrato in fig. 4

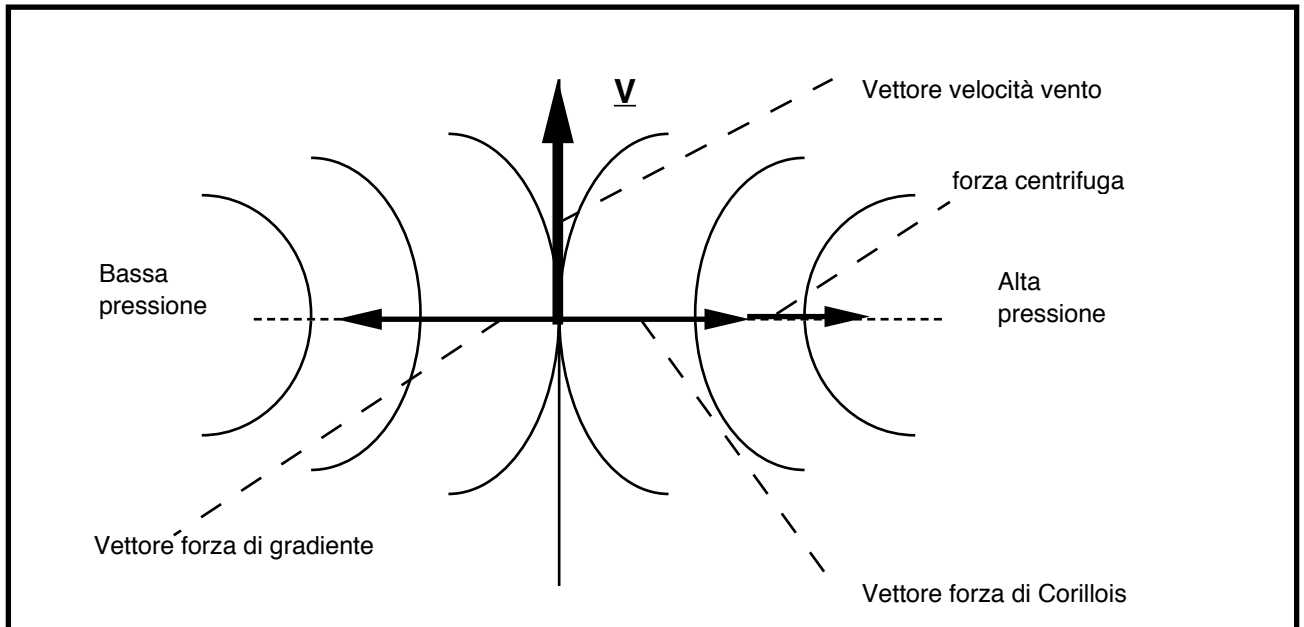


Fig. 4 - vento di gradiente.

Solo nel caso di vento di superficie si perde il parallelismo tra direzione del vento ed isobare, in quanto la presenza di \underline{A} , che per definizione deve avere la direzione di \underline{v} (e verso opposto) implica, stante il rispetto delle regole del prodotto vettoriale contenuto nella (4), che la v non sia più ortogonale a \underline{G} .

Ovviamente rimane l'ortogonalità di \underline{F} e \underline{C} con \underline{v} .

Un tale vento, detto appunto di superficie, è quello illustrato in fig.5

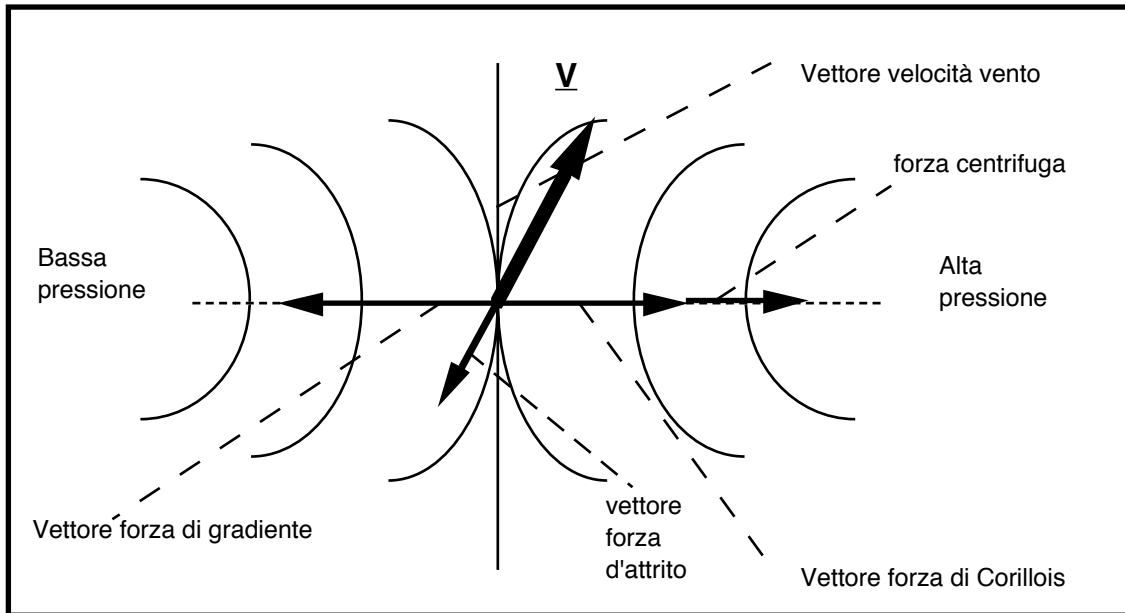


Fig. 5 - vento di superficie

Possiamo distinguere due diversi sistemi dinamici di circolazione dell'aria:

- quello anticiclonico, ruota intorno ad un centro di alte pressioni (con verso orario nell'emisfero settentrionale, come già visto);
- quello ciclonico, che ruota intorno ad un centro di basse pressioni (verso antiorario nell'emisfero settentrionale).

Sino ad ora ci siamo limitati alla distribuzione orizzontale delle correnti d'aria, esaminiamo ora cosa avviene lungo la verticale.

E' ovvio che avremo la situazione illustrata nella fig. 6, che segue:

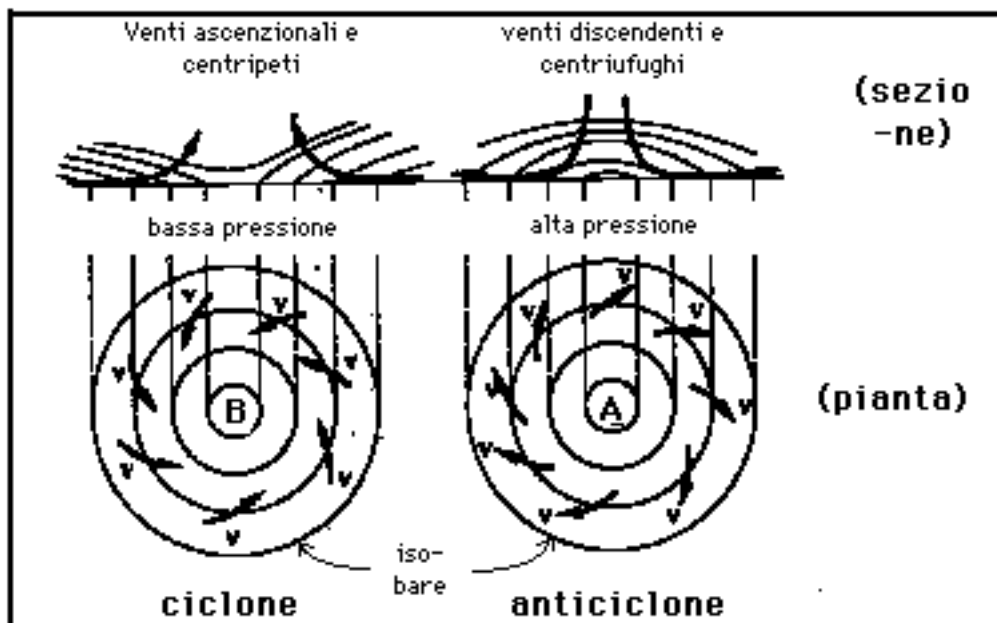


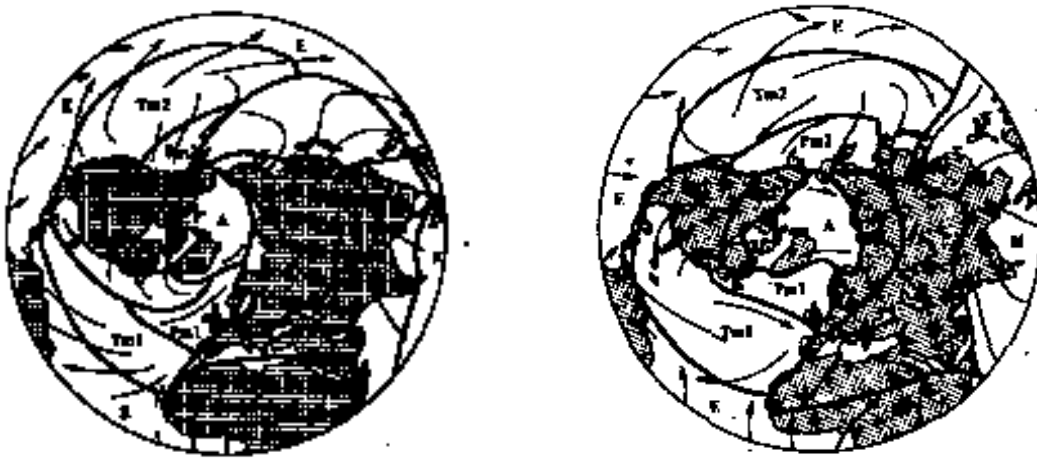
Fig. 6 - correnti ascensionali in corrispondenza di un ciclone e di un anticiclone nell'emisfero settentrionale (da Calenda Margaritora loc. cit., modificate)

Particolarmente importante è la circolazione anticiclonica, responsabile del fenomeno della genesi delle cosiddette masse d'aria.

Di fatto in regime anticiclonico, a causa dell'evidente tendenza ad investire aree sempre più vaste, si hanno le condizioni che permettono una certa stabilità temporale, oltre che spaziale, dell'entità delle grandezze in gioco, tale che le condizioni meteorologiche dell'aria presente nella zona anticiclonica divengano uniformi e tali da considerarsi un unico corpo detto appunto "massa d'aria".

A seconda della loro origine le masse d'aria hanno caratteristiche diverse che le contraddistinguono.

Con riferimento al solo emisfero settentrionale si possono individuare le masse d'aria di cui alle figure 7 e 8, tratte da Petterssen [2], relative rispettivamente al periodo invernale ed a quello estivo.



Dove:

A = massa d'aria artica

Pc = massa d'aria polare continentale

Pm = massa d'aria polare marittima

Tc = massa d'aria tropicale continentale

Tm = massa d'aria tropicale marittima

E = massa d'aria equatoriale

M = massa d'aria monsonica

A causa della già vista circolazione centrifuga le masse d'aria anticicloniche tendono ad espandersi lasciando le regioni d'origine per invadere le regioni limitrofe dove sono presenti aree con caratteristiche differenti (in specie temperatura ed umidità).

Si suole distinguere una massa d'aria in:

- fredda se invade una regione più calda;
- calda se invade una regione più fredda.

In particolare possiamo distinguere sia pure in maniera indubbiamente schematica e semplicistica le seguenti situazioni:

- a) si verificano **RAPIDI MOVIMENTI CONVETTIVI CON VENTI ED INTENSE PRECIPITAZIONI TEMPORALESCH** quando una massa d'aria fredda e secca (artica o polare) transita su un mare caldo assorbendo calore e umidità;
- b) si hanno **NEBBIE E NUBI STRATIFICATE** quando una massa d'aria calda transita su una regione fredda, infatti si ha raffreddamento dal basso, con possibilità di inversione del gradiente termico, ed una tendenza alla stabilità. Pertanto le eventuali condensazioni si verificano solo in prossimità del suolo;
- c) si hanno **PIOGGE ESTESE ED UNIFORMI** se una massa d'aria molto umida (tropicale marittima) viene sollevata per qualsivoglia motivo per esempio per questioni orografiche;
- d) una massa d'aria d'origine secca **ACQUISTA** umidità se transita su un mare.

E' poi opportuno tener presente che nel caso di contatto tra due masse d'aria di diverse caratteristiche non si verifica il mescolamento delle stesse, ma, salvo che in una piccola zona detta "fronte", esse rimangono con le loro caratteristiche.

Di norma i fronti sono in movimento a causa del moto stesso delle masse d'aria.

In quanto segue i termini caldo e freddo sono utilizzati in senso relativo.

Si hanno diversi tipi di fronti:

- a) il fronte freddo, illustrato nella fig. 9 , seguente:

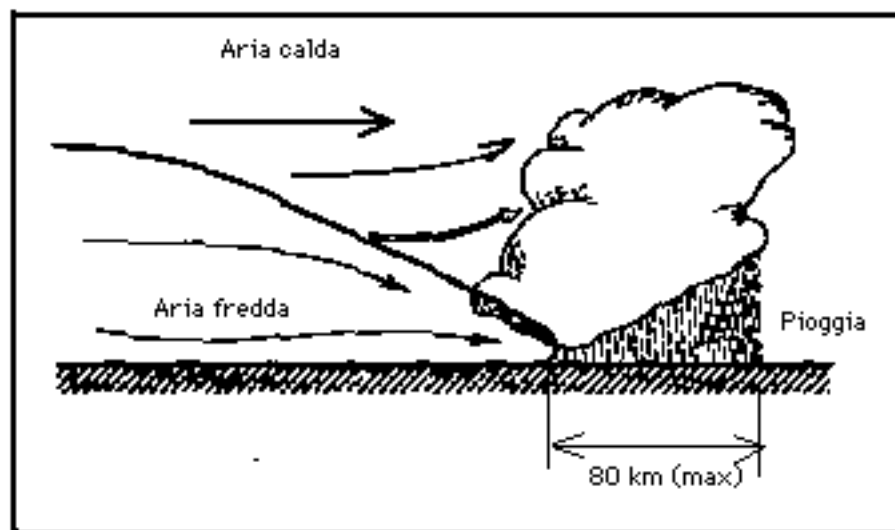


Fig. 9 - fronte freddo (da Remenieras)

che si verifica allorquando una massa d'aria fredda, più veloce, si insinua e solleva una massa d'aria calda. Ne risulta un fronte poco esteso planimetricamente (qualche decina di chilometri) con piogge limitate nel tempo e nello spazio (temporali). Dopo il suo passaggio la temperatura diminuisce bruscamente;

b) il fronte caldo, illustrato nella figura seguente (fig. 10),

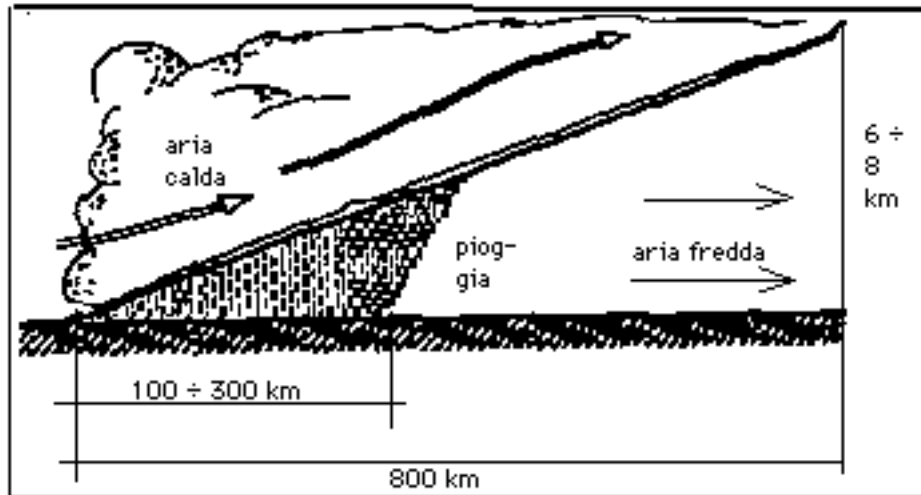


FIG. 10 - fronte caldo (da Remenieras[3])

che si verifica quando l'aria calda, più veloce, sormonta un'aria più fredda. Un tale fronte può avere estensione anche di centinaia di chilometri interessando un'altezza dal suolo di 6÷8 km. Si hanno manifestazioni di pioggia pressoché uniforme, di non eccezionale intensità, ma persistente nel tempo. Dopo il suo passaggio la temperatura tende gradualmente ad aumentare. Sono dovuti ad un fronte di questo tipo i nubifragi del novembre 1966 che hanno interessato buona parte d' Europa culminando nella cosiddetta "alluvione di Firenze". (Aliverti & Fea [4])

E' poi possibile che due fronti viaggianti a velocità diverse vengano tra loro in contatto e in tal caso si parlerà di FRONTI OCCLUSI. Questi, come facilmente intuibile per quanto già visto per i fronti semplici, risponderanno rispettivamente alle figg. 11 e 12 a seconda che l'aria fredda del fronte freddo sia più calda o più fredda dell'aria fredda del fronte caldo.

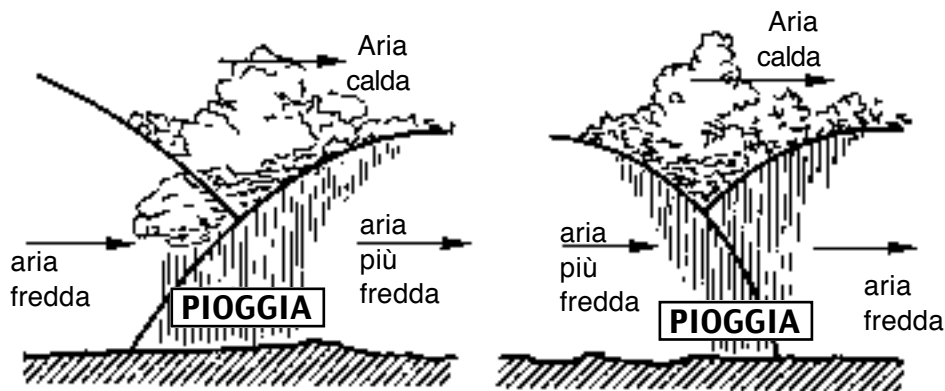


FIG. 11 - aria fredda del fronte freddo meno fredda dell'aria fredda del fronte caldo

FIG. 12 - aria fredda del fronte freddo meno calda dell'aria fredda del fronte caldo.

1.2 LA CIRCOLAZIONE GENERALE DELLE MASSE D'ARIA SULLA TERRA.;

Così come esistono delle zone tipiche di formazione delle masse così, anzi conseguentemente, esistono zone tipiche per la formazione dei fronti.

Sempre con riferimento all'emisfero settentrionale in fig. 13 e 14 vengono riportati i fronti tipici :

- a) il fronte artico atlantico (1), formato dall'incontro della massa d'aria artica con quella polare marittima dell'Atlantico ;
- b) il fronte artico pacifico (2), formato dall'incontro della massa d'aria artica, con quella polare marittima e tropicale marittima del Pacifico;
- c) il fronte polare atlantico (3), formato dall'incontro della massa d'aria polare continentale americana con quella tropicale marittima dell'Atlantico ;
- d) i fronti polari del Pacifico (4) e (5), formati dall'incontro della massa d'aria polare continentale siberiana con quella tropicale marittima del Pacifico;
- e) il fronte mediterraneo (6) formato dall'incontro della massa d'aria polare continentale euroasiatica con l'aria tropicale marittima dell'Atlantico o continentale del Nord Africa .

L'occlusione del fronte avviene generalmente dopo due o tre giorni dall'inizio del fenomeno. Dopo l'occlusione il fronte occluso si dissolve, lasciando una depressione ciclonica in attenuazione.

Descrizione	valori della pressione (bar)
alte pressioni	1010
basse pressioni	1005
alte pressioni	1010
basse pressioni	1015

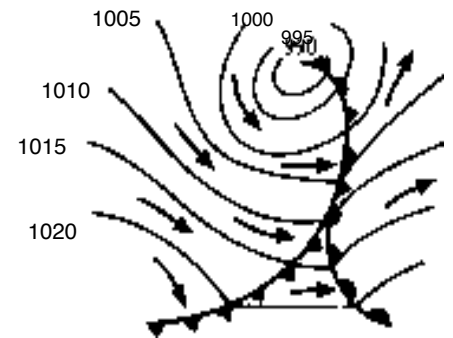
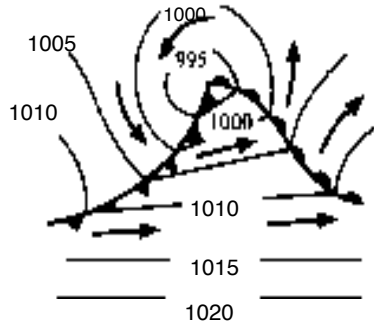
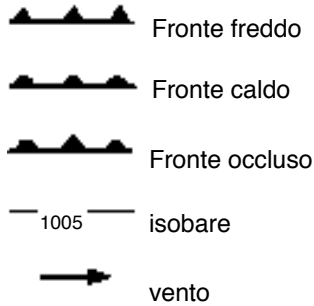
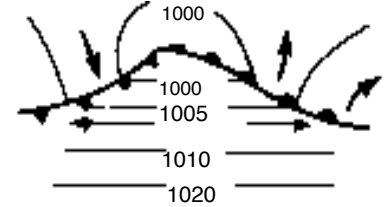
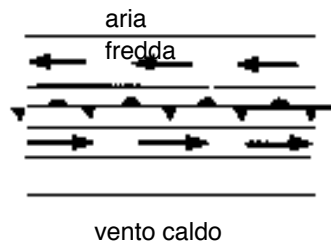


Fig 15 - Formazione dei cicloni extra-tropicali

Durante il loro sviluppo i cicloni extratropicali sono animati da un moto generale da ovest a est, con velocità che possono arrivare a 50 nodi (93 km/h, essendo 1 nodo = 1 miglio marino/h = 1,852 km/h).

I cicloni extratropicali, come si è già accennato, si sviluppano lungo i fronti in successione ; queste successioni il nome di famiglie di cicloni (fig. 16)

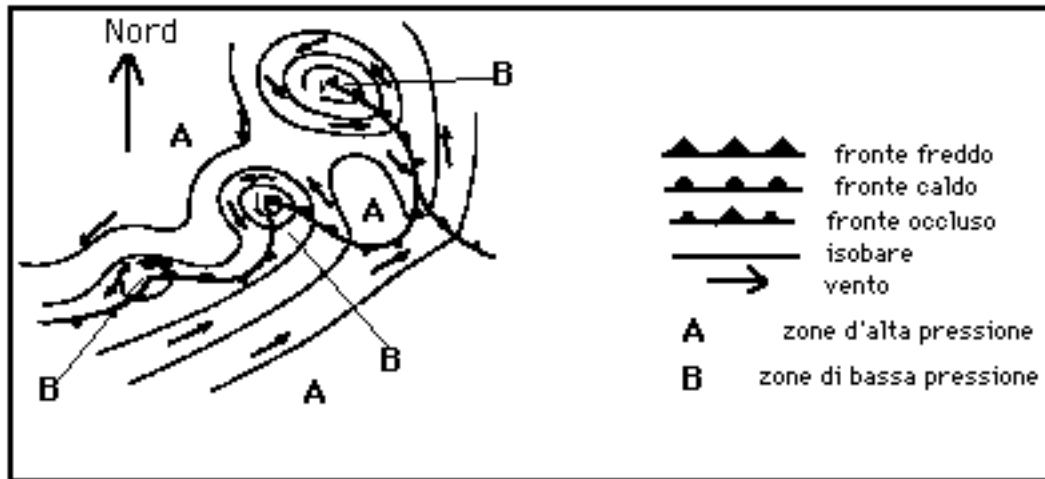


Fig. 16 - Famiglie di cicloni extratropicali

I cicloni extratropicali non vanno confusi con i cicloni tropicali che si sviluppano lungo la fascia degli alisei. Questi infatti sono perturbazioni molto concentrate di diametro modesto, in cui le velocità del vento raggiungono valori molto più elevati.

1.2 LA CIRCOLAZIONE LOCALE

Con il termine circolazione locale si intendono, da una parte le circolazioni dovute a condizioni bariche locali con influenza su zone di modesta estensione, dall'altra venti particolari che, determinati da situazioni bariche di carattere generale, acquistano nomi caratteristici per l'importanza che rivestono in determinate regioni.

Alla prima categoria appartengono le brezze di terra e di mare, di monte e di valle.

Come si è visto precedentemente, la terra presenta delle escursioni termiche maggiori del mare. La differenza tra le escursioni termiche giornaliere della terra e del mare genera nelle regioni costiere delle differenze di pressione che sono all'origine delle brezze di terra e di mare. La brezza di terra soffia dalla terra verso il mare durante le notti chiare, soprattutto estive, in seguito al rapido raffreddamento della terra e dell'aria a contatto con essa. La brezza di mare soffia dal mare verso la terra durante il giorno, quando l'irraggiamento solare è forte e la terra raggiunge temperature più elevate del mare. L'influenza di queste brezze è limitata alle regioni costiere e non si estende oltre una decina di chilometri verso il mare o verso l'entroterra.

Le brezze di monte e di valle sono dovute alla differente escursione termica giornaliera dei pendii montani e delle valli. Nelle notti chiare infatti, i pendii a quote elevate e in aria più limpida irradiano più delle valli e la loro temperatura si riduce più rapidamente, sicché anche l'aria a contatto con essi si raffredda, dando luogo alle brezze di monte (o vento catabatico), che soffiano da monte verso valle.

Inversamente, nei giorni assolati i pendii si riscaldano più delle valli, richiamando correnti ascensionali che prendono il nome di brezze di valle (o vento anabatico).

Quei venti, appartenenti alla seconda categoria, che più hanno importanza per la regione italiana sono:

- la **bora**, vento molto forte, freddo e secco, che soffia da nord-est sull'Adriatico e ha origine dalla presenza contemporanea di un'alta pressione sui Balcani ed una depressione sull'Italia;
- il **mistral**, vento molto forte, freddo e secco, che soffia da nord-ovest sulla Francia meridionale e il Golfo del Leone, e ha origine dalla presenza contemporanea di un'alta pressione sulla Francia e una depressione sul Mediterraneo Occidentale;
- lo **scirocco**, vento caldo e secco, che soffia sul Mediterraneo dall'Africa nord-occidentale e giunge caldo e umido sull'Italia meridionale. Esso ha origine dalla presenza di depressioni sul Mediterraneo accompagnate da alte pressioni sul Nord-Africa;
- il **föhn**, che soffia sul versante settentrionale delle Alpi quando vi sono alte pressioni sull'Italia e basse pressioni sulla Germania . Analogo allo **chinook** delle Montagne Rocciose, esso è un vento caldo ed estremamente secco, che si genera quando una corrente d'aria investe un rilievo montuoso, lungo il quale sale raffreddandosi con condensazione di vapor d'acqua e precipitazioni. Sul versante opposto essa scende riscaldandosi adiabaticamente e raggiungendo temperature più elevate di quelle d'origine per il calore ricavato dalla condensazione del vapor d'acqua e un'umidità relativa molto bassa per l'aumento di temperatura e la perdita di umidità assoluta per le precipitazioni.

2. La misura delle precipitazioni.

In quanto segue si fa riferimento alle sole precipitazioni liquide ed assimilabili, cioè alle piogge ed alle precipitazioni nevose.

Le une e le altre si misurano tramite pluviometri che consistono (fig.17) essenzialmente in un cilindro che di norma ha la superficie di 0.1 mq, almeno nella versione più usata in Italia.

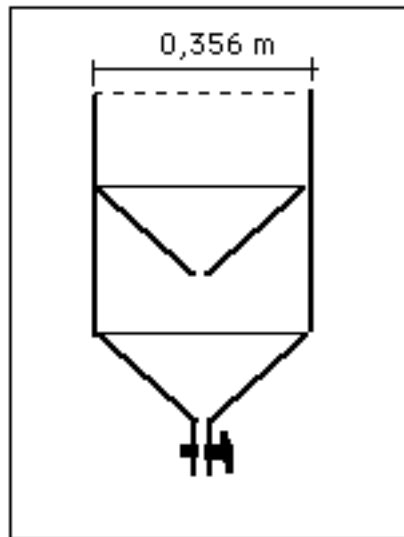


fig. 17
Pluviometro
semplice

Questo strumento assume denominazioni diverse a seconda del tipo:

- **pluviometri ordinari:** sono dei semplici raccoglitori d'acqua;
- **pluviografi o pluviometri registratori:** trattasi di strumenti dotati di apparecchiatura (fig. 18) che registra la distribuzione della pioggia nel tempo;

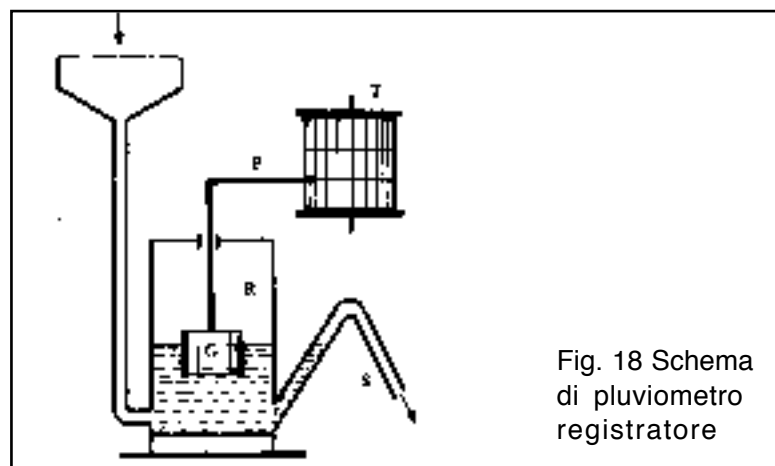


Fig. 18 Schema
di pluviometro
registratore

- **radiopluiografi**: sono apparecchi in grado di trasmettere a distanza via etere, le misure delle precipitazioni;
- **pluvionivometro o nivopluiometro**: trattasi di strumenti in grado di misurare anche le precipitazioni nevose. E' pertanto installato nelle zone in cui si verificano precipitazioni nevose. Si ottiene la fusione della neve tramite dei sali che abbassano il punto di fusione, per esempio il CaCl_2 (cloruro di calcio);
- **pluviometro totalizzatore**: è lo strumento che un tempo si collocava nelle zone impervie, difficilmente accessibili, dove la lettura non poteva essere effettuata con regolarità. Per evitare l'evaporazione dell'acqua raccolta si pone nello strumento della glicerina che, più leggera, galleggia sull'acqua raggiungendo lo scopo.;

Oggi si tende a sostituire questo strumento col radiopluiometro.

Convenzionalmente si distingueremo in :

Le piogge giornaliere: si intende con questo termine l'altezza di pioggia caduta nella stazione in ciascun giorno.

Le piogge mensili: si intende l'altezza di pioggia caduta globalmente nella stazione, nel mese in esame (si ottiene come somma delle piogge giornaliere).

Le piogge annue: si intende l'altezza di pioggia caduta globalmente nella stazione nell'anno (si ottiene come somma delle piogge mensili).

Tutte queste grandezze possono essere ottenute con qualsiasi strumento di misura (eccetto il totalizzatore che può fornire solo le piogge annuali); ovviamente gli apparecchi non registratori verranno letti da un addetto con l'accorgimento che la lettura deve essere fatta ogni giorno alla stessa ora (in Italia alle ore 09.00). Anche nel caso di registratori la suddivisione in piogge giornaliere ha per base le ore 09.00 e non le 24.

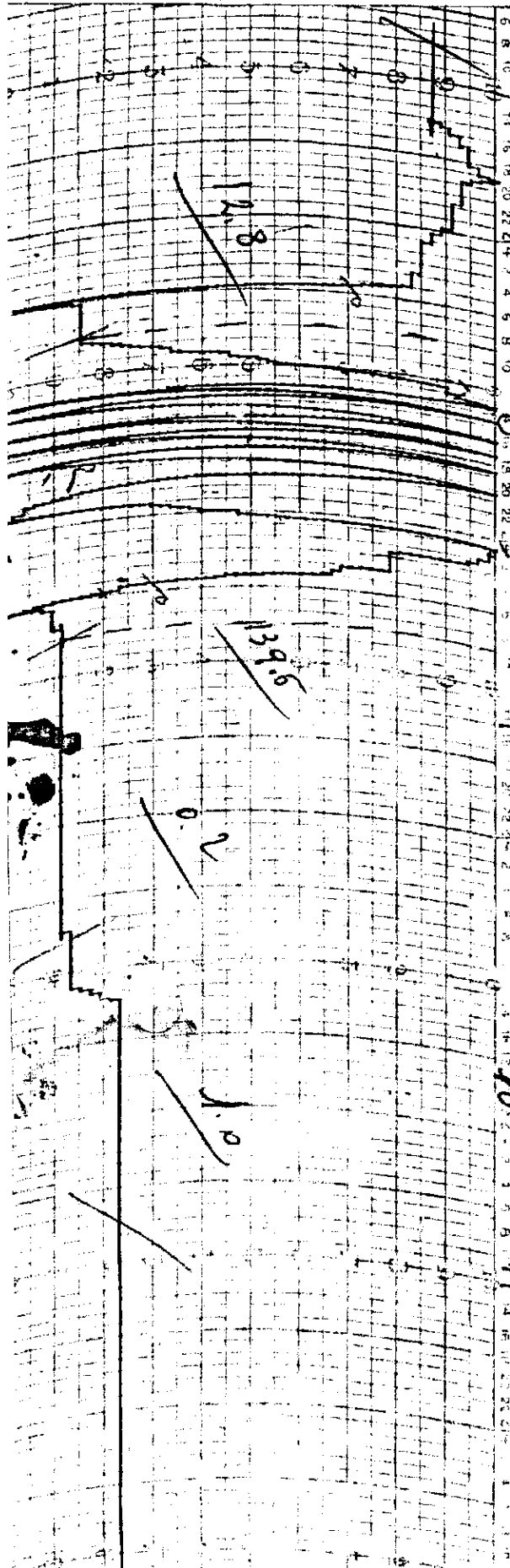
L'ora mattutina è dettata da motivi pratici: per i registratori lo sfasamento rispetto al giorno solare è imposto da motivi di uniformità.

Pertanto la pioggia caduta dalle ore 09.00 del giorno x_i alle ore 09.00 del giorno x_{i+1} viene assegnata al giorno x_i .

Misure inferiori per intervalli di tempo inferiori al giorno possono essere eseguite solo sugli strumenti registratori.

Di queste, quelle che hanno maggiore interesse sono quelle di durata fissa (1, 3, 6, 12, 24 ore e da 1 a 5 giorni) e quelle di breve durata e forte intensità: di esse si parlerà nel seguito.

La fig. 19 riporta la fotocopia di una registrazione di un pluviografo, in particolare quello di Civitella del Tronto, relativo alla settimana dal 7 al 12 ottobre 1983, gentilmente fornita dall' Ufficio idrografico di Pescara. Si notino i segni in corrispondenza delle ore 09.00 di ciascun giorno praticati dagli addetti del S.I.I. alla loro lettura nonché i valori riportati a fianco di ciascun segno, rispondenti appunto al valore della precipitazione giornaliera corrispondente.



3. La rappresentazione delle piogge.

3.1 RAPPRESENTAZIONI SPAZIALI

3.1.0 Generalità

Assumono considerevole importanza le rappresentazioni grafiche delle piogge. Le più usate sono:

- le carte delle linee di ugual pioggia o isoiete;
- i topoieti;
- i piani inclinati.

Prima di entrare nel merito occorre precisare che queste rappresentazioni si basano tutte su dei principi che peraltro non possono risultare mai pienamente verificati e che tuttavia sono l'unico mezzo che permette la valutazione della quantità di acqua che è caduta in un intervallo di tempo su una certa porzione di superficie terrestre.

Si tenga presente che ovviamente si dispone della misura delle precipitazioni solo in alcuni punti della regione che ci interessa e ciò nonostante che in Italia la rete pluviometrica è abbastanza fitta.

3.1.1 Le isoiete o curve di equal pioggia.

Su di una carta topografica si riportano le stazioni pluviometriche ed a fianco di esse il valore di precipitazione di nostro interesse.

Se, ad esempio, vogliamo costruire le isoiete del mese y dell'anno x riporteremo il valore dell'altezza di pioggia di tale mese; se invece vogliamo costruire le isoiete medie del mese y , riporteremo il valore dell'altezza h_y media delle piogge del mese y dall'anno x_0 all'anno x_n essendo x_0 e x_n gli anni estremi per i quali effettuiamo lo studio (analogamente per le isoiete annue e di un giorno o di archi di tempi dicesi quali più un giorno, settimane, decenni, eventi di pioggia).

Si collegano quindi le varie stazioni con una maglia triangolare e su ciascun lato per interpolazione si indicano i punti in cui il valore delle precipitazioni sia pari a quello delle isoiete che si desiderano tracciare.

I punti di ugual valore verranno poi raccordati con una linea continua (fig. 20).

L'interpolazione più usata è la lineare; ciò significa che si è assunto che tra due stazioni pluviometriche la distribuzione delle piogge lungo il segmento che unisce tali stazioni sia lineare. Evidentemente questa ipotesi molto restrittiva non

sempre è verificabile e non sempre è rispettabile nel tracciamento delle isoiete stesse.

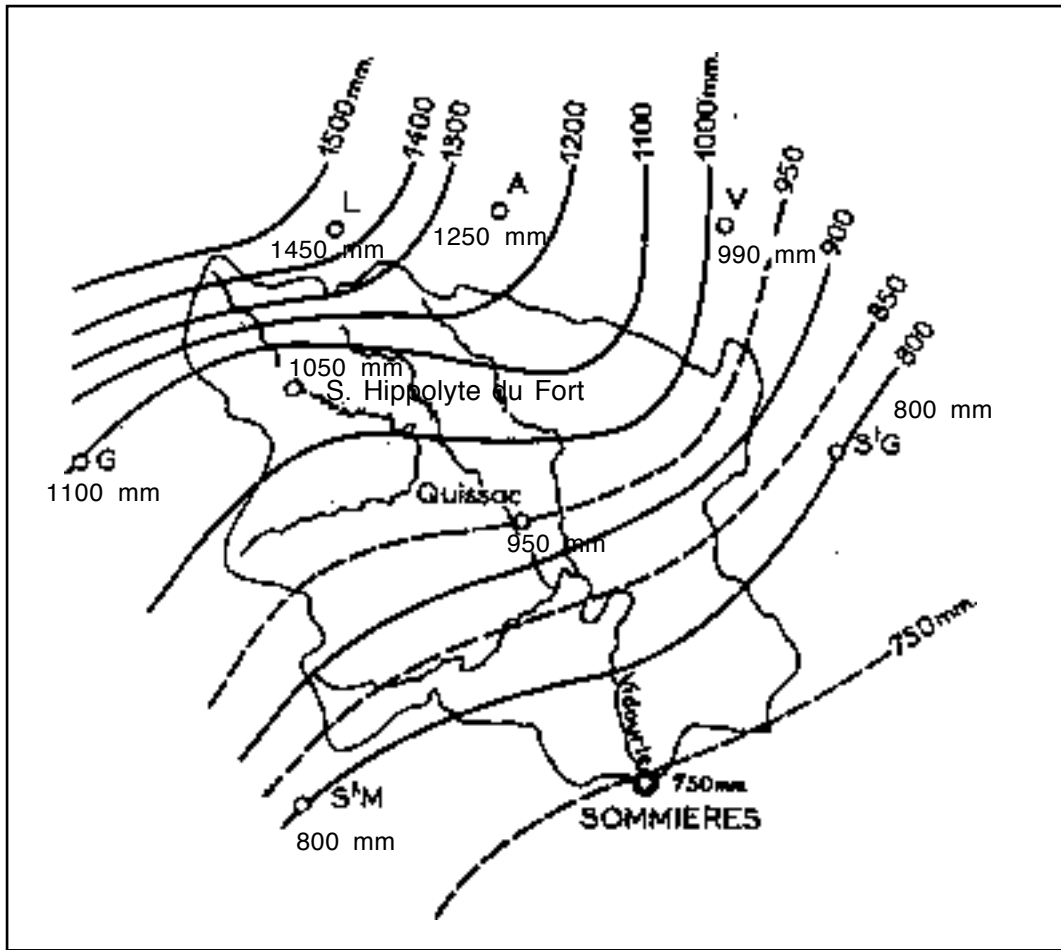


Fig. 20 - Isoiete relative al bacino del fiume Vidourle (Francia)

Può essere d'aiuto, nel tracciamento di alcune di esse, la morfologia della zona, ciò in quanto le isoiete tendono ad essere pressoché parallele alle isoipse.

Il volume di pioggia caduta nella striscia di terreno compresa tra le isoiete di valore h_i ed h_{i+1} è dato dalla

$$V_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} * \Omega_i \quad (10)$$

dove Ω_i è l'area della superficie compresa tra le due isoiete.

Detti V ed Ω rispettivamente, il volume di pioggia e l'area totale della superficie, si definisce altezza media di pioggia H :

$$\bar{H} = \frac{V}{\Omega} \quad (11)$$

Di una certa importanza per la valutazione della pluviometria di una zona è la curva isoietografica. Su un grafico si riportano in ordinata dal basso verso l'alto le altezze delle precipitazioni ed in ascissa le superfici del terreno a partire da quelle con maggiore pioggia.

Ne segue una curva (fig. 21 a tratto pieno) che rappresenta l'altezza di pioggia in funzione della superficie del terreno. L'area compresa tra la curva e l'asse delle ascisse rappresenta il volume piovuto.

Se per ogni asse si riporta il valore di H relativo alle parti di territorio con pioggia maggiore, avremo la curva a tratto discontinuo (detta delle altezze di pioggia media). il calcolo può essere fatto oltre che graficamente anche con un foglio elettronico di un computer impostando una tabella del tipo di quella che segue

CALCOLO DELLA ALTEZZA MEDIA DI PRECIPITAZIONE PER IL BACINO DEL FIUME VIDOURLE (FRANCIA)

altezza precipit. (mm)	aree tra isoiete (kmq)	somma delle aree (kmq)	$\frac{h(i)+h(i+1)}{2} * A_i$ (Kmq*mm)	somma colonna precedente	altezze medie (mm)
1500	0	0	0,00	0	1500,00
1400	1,775	1,775	2573,75	2573,75	1450,00
1300	8,984	10,759	12128,40	14702,15	1366,50
1200	18,58	29,339	23225,00	37927,15	1292,72
1100	41,17	70,509	47345,50	85272,65	1209,39
1000	92,704	163,213	97339,20	182611,85	1118,86
950	109,358	272,571	106624,05	289235,9	1061,14
900	61,676	334,247	57050,30	346286,2	1036,02
850	63,128	397,375	55237,00	401523,2	1010,44
800	63,803	461,178	52637,48	454160,675	984,78
750	71,48	532,658	55397,00	509557,675	956,63

CURVA ISOIETOGRAFICA E DELLE ALTEZZE MEDIE

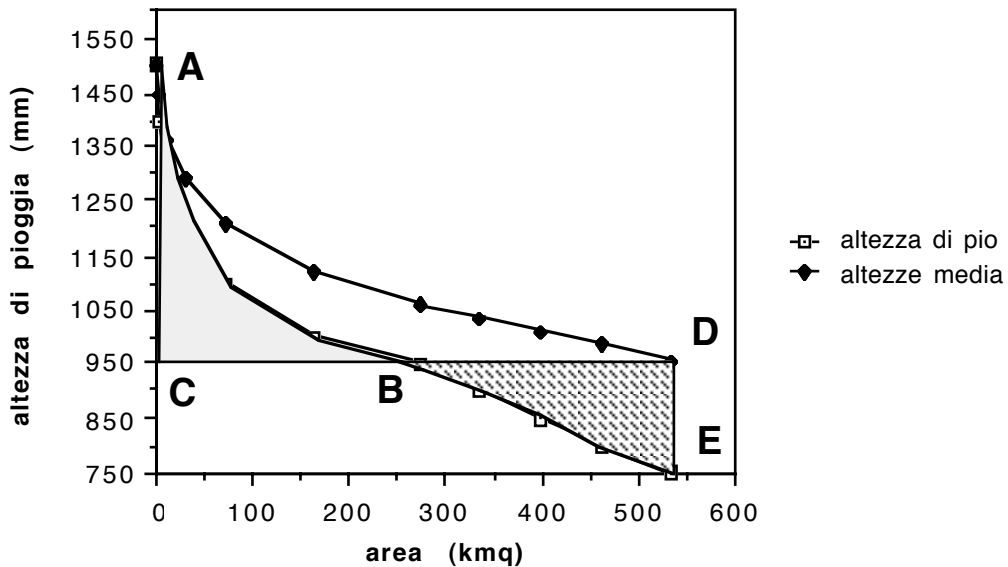


Fig. 21- Curva isoietografica e delle altezze medie

E' facile verificare che l'area dei triangoli curvilinei ABC e BDE è identica.

3.1.2 I Topoieti (o poligono di Thiessen)

Una rappresentazione grafica delle piogge molto usata è quella dei topoieti e poligoni di Thiessen.

Il vantaggio di questa sulla precedente sta nella maggiore semplicità; d'altra parte le ipotesi alla base sono ancora meno verificabili in quanto più drastiche.

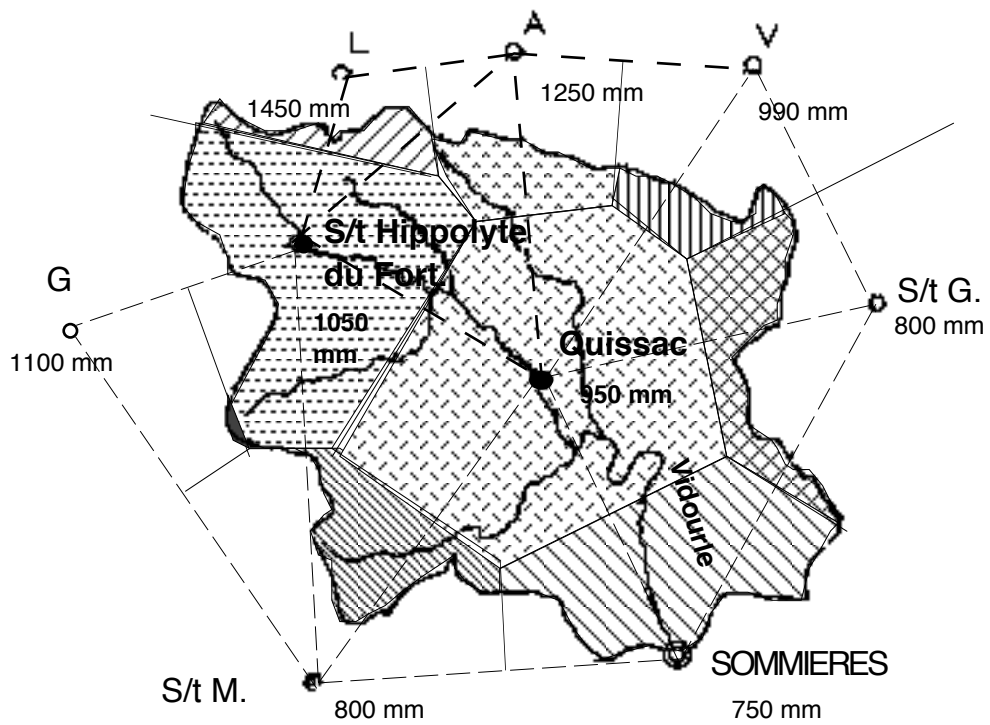
Individuate su una carta topografica le stazioni pluviometriche e segnate a fianco di ciascuna di esse il valore di pioggia di nostro interesse, colleghiamo dette stazioni con una maglia triangolare. Si tracciano quindi gli assi dei lati dei triangoli così formati; detti assi delimitano una porzione di area che racchiude una sola stazione: tale area è detta topoieto o poligono di Thiessen.

Alla base di detta rappresentazione è la posizione seguente:

a tutta la superficie del topoieto si assegna la stessa precipitazione misurata nella stazione pluviometrica da esso contenuta.

E' evidente la maggiore drasticità di questa ipotesi nei confronti di quella relativa alla rappresentazione per isoiete.

La figura 22 dà un esempio di tracciamento dei topoieti.



-  Topoiety di Quissac 950 mm di pioggia
-  Topoiety di Sommieres 750 mm di pioggia
-  Topoiety di S/t M. 800 mm di pioggia
-  Topoiety di S/t Hippolyte du Furt 1050 mm di pioggia
-  Topoiety L 1450 mm di pioggia
-  Topoiety A 1250 mm di pioggia
-  Topoiety V 990 mm di pioggia
-  Topoiety di S/t G. 800 mm di pioggia
-  Topoiety G 1100 mm di pioggia

Il volume di pioggia caduto all'interno di un topoieta è uguale all' altezza di precipitazione misurata nella stazione pluviometrica per l'area del topoieta.

Il volume di pioggia caduto su una regione sarà fornito dalla somma dei prodotti di cui prima con l'avvertenza che, per quei topoieta che parzialmente ricadono fuori dalla regione, si dovrà considerare solo l'area della porzione di topoieta che appartiene alla regione; cioè in formula

$$V = \sum_{i=1}^N h_i * (\Omega_i \cap R) \quad (12)$$

dove:

i è il generico topoieta;

N è il numero dei topoieta;

h_i è l'altezza di pioggia misurata nella stazione;

Ω_i è l'area del topoieta;

R è la regione interessata

L'altezza media di pioggia sarà ancora data dalla:

$$\overline{H} = \frac{V}{\Omega} \quad (13)$$

3.1.3 La Rappresentazione a piani inclinati

La rappresentazione a piani inclinati consiste nel collegare i pluviometri con segmenti in modo da formare una maglia triangolare.

Si attribuisce a ciascun triangolo un valore di precipitazione pari, per tutti i suoi punti, alla media dei valori misurati nelle tre stazioni che ne costituiscono i vertici.

Per tale rappresentazione (vedi fig.23) valgono le stesse considerazioni già fatte per i topoieta.

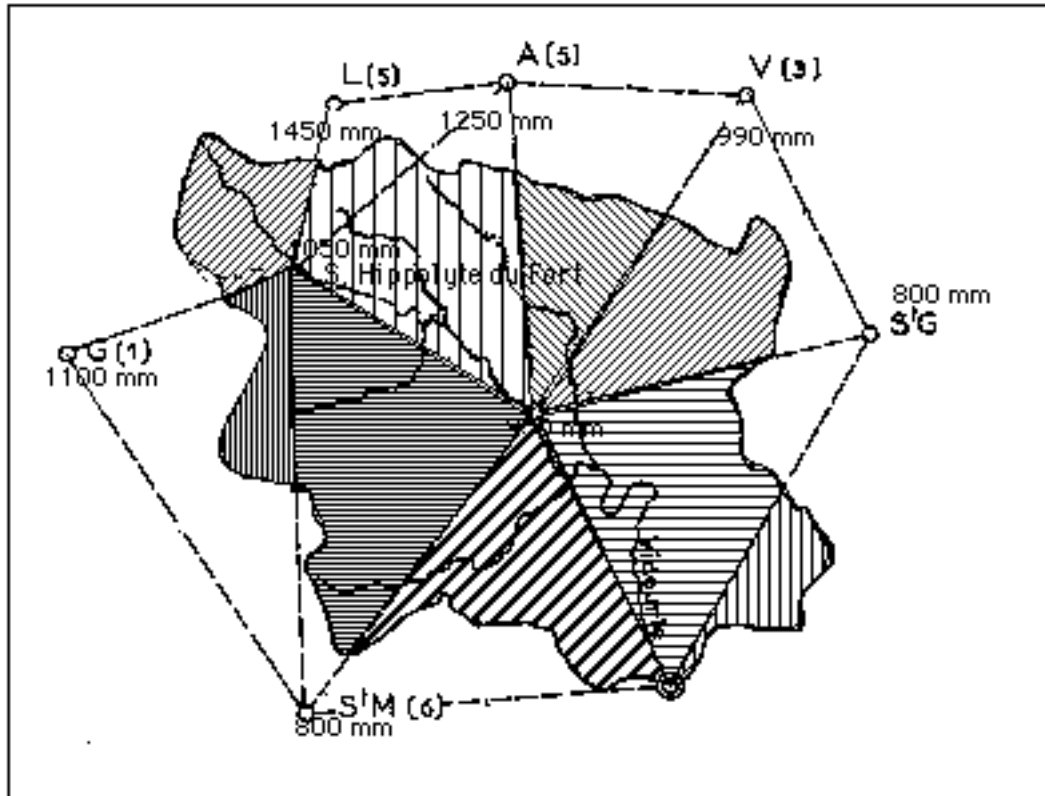


Fig. n. 23- rappresentazione a piani inclinati

3.1.4 Altre rappresentazioni delle piogge

Un'altra grandezza assunta a rappresentare le precipitazioni è proprio l'altezza media; questa assume particolare significato quando la generica regione, di cui prima, alla quale non era stata posta nessuna limitazione, è un bacino idrografico, cioè il bacino imbrifero di un corso d'acqua superficiale.

In tal caso detta altezza media prende il nome di afflusso.

Si rimanda al paragrafo 5 per la definizione di bacino idrografico.

Vengono utilizzati dagli idrologi anche:

- il numero dei giorni piovosi (cioè il numero dei giorni, in genere dell'anno, nei quali si sono verificate precipitazioni meteoriche);
- il numero dei giorni di pioggia [cioè la somma dei tempi misurati in giorni e frazioni di giorno in cui, nell'intervallo di tempo considerato (per es. l'anno), ha piovuto].

Difficile è la misura degli altri tipi di precipitazione, che comunque nelle nostre regioni hanno entità trascurabile nei confronti delle piogge e delle precipitazioni nevose.

E' opportuno ancora un cenno sulla valutazione della quantità d'acqua immagazzinata nei manti nevosi. Questa valutazione è comunque sempre estremamente incerta e si effettua tramite la misura dell'altezza del manto nevoso in alcuni punti del nevaio e quindi calcolandone il volume. E' tuttavia da precisare che oltre alle incertezze proprie della valutazione del volume del nevaio ne esistono altre, e di maggiori, proprio nel passaggio da questo volume a quello dell'acqua, avendo il nevaio densità variabile da punto a punto a causa dell'azione del vento, del costipamento, di fusioni parziali e successivi rigeli, ecc...

Si accetta spesso un valore della densità di $\gamma = 0.1$ in condizioni medie primaverili.

3.2. IL REGIME DELLE PRECIPITAZIONI

Considerando le precipitazioni, o meglio i suoi valori mensili ed annui da un punto di vista statistico, questi costituiscono delle "serie storiche" con caratteristiche di stazionarietà, ergodicità e periodicità (quest'ultima solo se la serie storica è quella dei valori mensili).

Il valor medio intorno al quale oscillano gli elementi della serie è detto valore normale ed ovviamente gode della proprietà che il suo valore non varia con l'inclusione o l'esclusione di un numero limitato di elementi della serie.

La periodicità osservata per le precipitazioni mensili dà origine alla suddivisione in regioni della superficie terrestre a seconda del regime di precipitazione in funzione del diverso modo di manifestarsi di detta periodicità.

In quanto segue parleremo solo dei regimi presenti in Italia e sarà solo accennato ai principali regimi presenti sulla Terra.

Nella nostra penisola sono presenti il **regime marittimo** ed un regime di transizione tra questo ed il **continentale** detto sublitoraneo; questo è poi suddiviso in tre sottotipi: **alpino**, **appenninico**, **padano-veneto**.

Pertanto con il continentale, presente solo nella regione centrale delle Alpi e quindi pochissimo diffuso in Italia, i regimi presenti sono cinque.

Il **regime continentale** è caratterizzato da un sol periodo di piovosità intensa che si manifesta in primavera e in estate (punte in giugno, luglio e agosto) e da un periodo di piovosità minima nella stagione autunnale e invernale. Nella fig.24 è rappresentato dal diagramma delle piogge mensili di Colle Isarco.

Il **regime marittimo** al contrario è caratterizzato da un periodo di piovosità intensa autunnale e invernale con punte in novembre e dicembre ed un minimo primaverile ed estivo tra giugno ed agosto. Nella fig.24 è rappresentato dal diagramma delle piogge mensili della stazione di Sorrento.

Il regime sub-litoraneo differisce dai primi due per la presenza di due massimi (primavera ed autunno) e due minimi (estate ed inverno); i sottotipi differiscono per l'importanza relativa dei massimi e dei minimi:

- **sottotipo alpino:**

- a) minimo invernale più accentuato di quello estivo,
- b) non esiste un rapporto tra i massimi piuttosto modesti rispetto al minimo estivo.

Nella fig.24 é rappresentato dal diagramma delle piogge mensili di Torino;

- **sottotipo appenninico:**

ha minimo estivo più profondo di quello invernale e massimo autunnale più accentuato di quello primaverile. Nella fig.24 é rappresentato dal diagramma delle piogge mensili di Bologna;

- **sottotipo padano-veneto:**

ha i due massimi e i due minimi della stessa importanza con escursioni molto limitate. Nella fig.24 é rappresentato dal diagramma delle piogge mensili della stazione di Pavia.

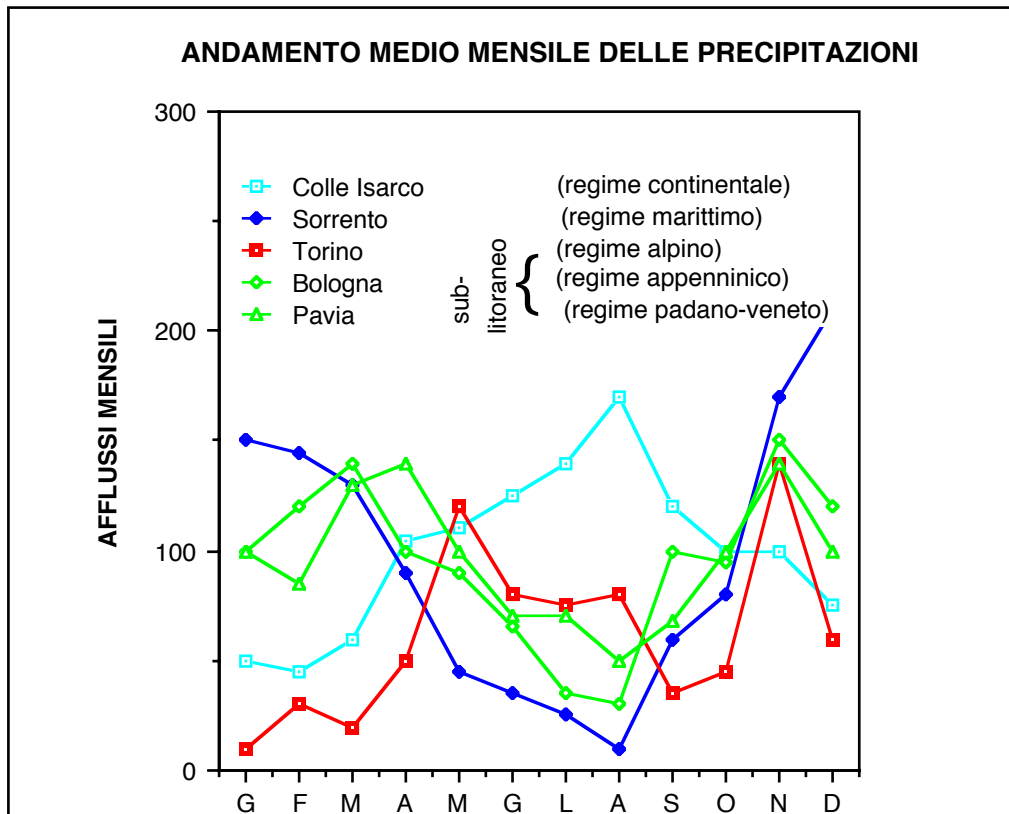


Fig. 24 Andamento temporale delle altezze mensili di precipitazioni in stazioni appartenenti a regioni caratterizzate da diversi regimi idrologici

Invece con riferimento alle grandi correnti atmosferiche nel pianeta Terra avremo un regime:

- intertropicale: piogge in tutti i periodi dell'anno con massimi durante gli equinozi;

- sub-equatoriale: massimi di pioggia quando il sole passa per lo zenit;
- tropicale: piogge intorno al solstizio estivo.

Con riferimento alla distribuzione tra le masse d'acqua e di terra, si hanno i due regimi: marittimo e continentale di cui si è già detto, essendo presenti anche in Italia.

Anche la morfologia locale influenza il regime delle piogge; senza entrare nei particolari, del resto sovente ancora legati all'empirismo, si può asserire che allontanandoci dal mare, in zone pianeggianti, la quantità di pioggia diminuisce. Invece la presenza di rilievi provoca l'innalzamento dell'aria marina (umida) e la sua condensazione per raffreddamento e quindi un aumento delle precipitazioni. La fig.25 mostra l'andamento della quantità di precipitazione con l'altitudine.

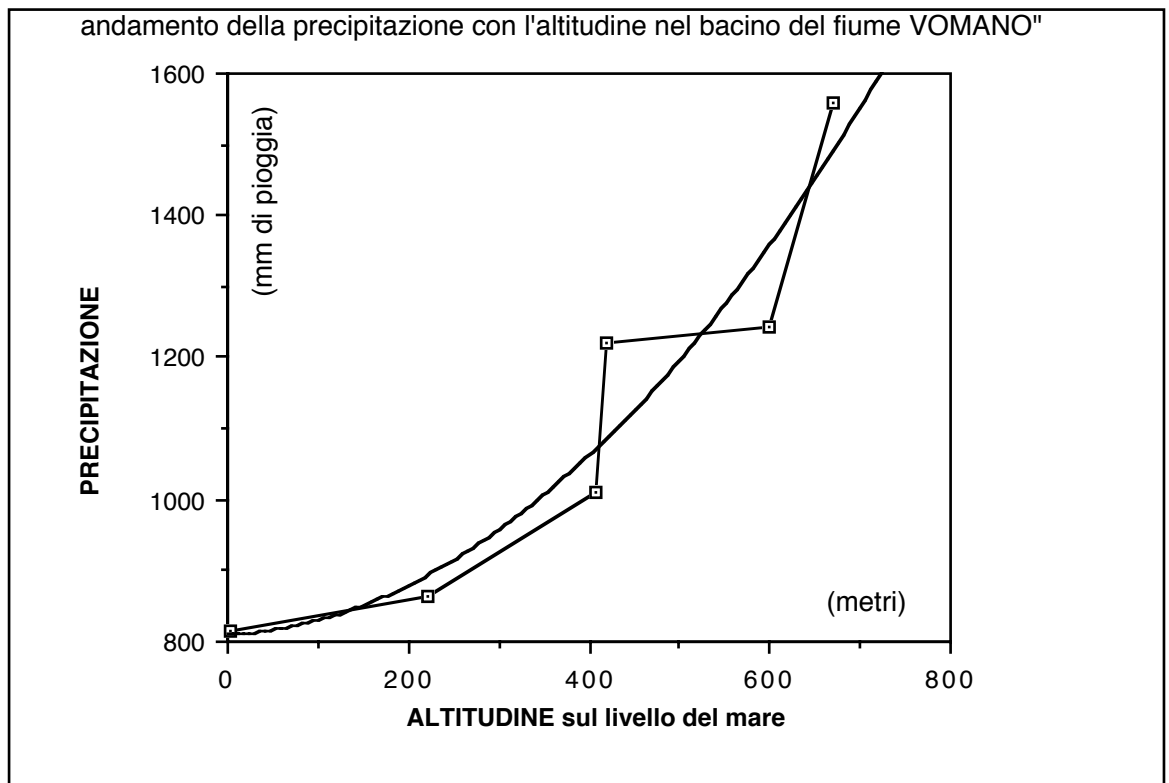


Fig. 25 Andamento della altezza annua di precipitazione con l'altitudine

3.3. PRINCIPALI ELABORAZIONI SULLE PRECIPITAZIONI

Ogni elaborazioni ha in generale un preciso scopo infatti lo studio delle piogge in grandi linee può servire ad esempio:

- impostare un bilancio idrologico;
- progettare opere di difesa da piene e collettori per lo smaltimento delle acque (bonifiche, fognature).

Alcune delle elaborazioni necessarie al primo scopo sono già state indicate: tra queste le rappresentazioni grafiche, le curve isoietografiche, la determinazione dei volumi di pioggia e degli afflussi. Aggiungiamo solo che, a volte, possono essere utili le curve di frequenza e delle durate dei totali annui, stagionali, mensili, giornalieri nonché dei giorni piovosi.

E' ancora da osservare che, per impostare un bilancio idrologico, si opera anzichè in termini di anno solare in quelli di anno idrologico, facendo coincidere l'inizio di quest'anno con l'inizio di una fase di "massimo " della curva che rappresenta la locale distribuzione delle piogge, cioè con l'inizio dell'autunno (per es. ottobre) nelle regioni marittime e per il sub-litoraneo appenninico mentre in primavera per il continentale (per es. marzo o aprile) e per il sub-litoraneo alpino.

Diverse sono le elaborazioni legate al secondo scopo; infatti in tal caso non assumono alcuna importanza le piogge mensili, stagionali o annuali, ma solo quelle della durata di qualche giorno o, per i piccoli bacini e per le fognature urbane, quelle di durata inferiore al giorno.

Pertanto le misure di pioggia che si utilizzano in tali casi sono le piogge della durata di 1,2,3,4,5 giorni e quelle della durata di 1,3,6,12 e 24 ore. Esistono anche osservazioni per periodi inferiori all'ora utilizzate in genere solo per progetti di fognature.

L'elaborazione più utilizzata è quella che permette di ottenere le "curve segnalatrici di possibilità climatica¹" o più semplicemente "curve di caso critico": essa consiste nel ricavare i parametri di una relazione analitica che leghi l'altezza di precipitazione² alla sua durata. L'espressione analitica utilizzata³ è del tipo:

$$h = a t^n \quad (14)$$

con a ed n coefficienti da valutare di volta in volta.

Il procedimento più usato per il calcolo di tali parametri è il seguente:

si prende per ciascuna durata (1,3,6,12 e 24 ore e/o 2,3,4,5 giorni) la serie storica delle altezze di pioggia massime per ciascun anno; si passa quindi

¹ Sarebbe più appropriato dire di "possibilità pluviometrica"

² Trattasi non della legge che lega tempo ed altezza di pioggia ma "durata di un determinato fenomeno pluviometrico" ed altezza di pioggia verificatasi in quel tempo (durata).

³ Invero oltre alla ben nota $h = a t^n$ esistono altre espressioni proposte per le curve segnalatrici di possibilità climatica, alcune delle quali a tre parametri

da serie storiche a serie ordinate in ordine decrescente (è utile che a fianco di ciascun valore venga riportata la data).

Si riportano poi su grafico in scala bi-logaritmica i valori di h in ordinate e t in ascisse. Otterremo per ciascun valore di t una serie di punti di h . I più alti di tali valori si troveranno *grossomodo* allineati, così quelli immediatamente inferiori, ecc...

Infatti la (5), passando ai logaritmi, diventa:

$$\log h = \log a + n \log t \quad (15)$$

che è evidentemente l'equazione di una retta angolare n e ordinata all'origine $\log a$.

I parametri a ed n stimati per i punti più alti di ciascun t forniscono la curva relativa al "primo caso critico"; quelli che immediatamente seguono sono relativi al "secondo", "terzo", ecc.... caso critico.

I valori di n e di a si stimano individuando la retta che meglio si accosta ai vari punti ad essa relativi, lasciando al di sotto quelli per i quali non passa.

Cioè non è la retta che "media" i punti ma, proprio per il fatto che essa viene utilizzata per la valutazione di eventi di piena, per motivi prudenziali e' opportuno che la retta sia al di sopra, qualora non vi passi, di tutti i punti relativi al caso critico in esame.

Una simile elaborazione permette anche la stima dei casi critici inferiori, ma queste ultime elaborazioni non hanno molta importanza.

Nelle tabelle che seguono è riportato un esempio di valutazione delle curve di caso critico redatto con foglio elettronico di un personal computer.

DATI DI PIOGGIA ORDINATI IN ORDINE CRONOLOGICO

stazione di Fabriano

durata pari a anno	1 ora (mm)	3 ore (mm)	6 ore (mm)	12 ore (mm)	24 ore (mm)
1928	24,4	27	30,6	39,8	48,2
1929	22,2	29,6	39	49,6	59
1930	14	19,4	28	20	31
1931	18,2	28,6	30,4	33,5	50,4
1934	19,4	32,4	37	44	50,2
1935	26	38	46,4	64,2	69,2
1936	21,4	44,2	64,2	83,2	92,6
1937	32,85	42,2	50,2	50,4	52,4
1938	19,6	29,8	30,8	33	48
1939	48,2	50,8	53,6	53,6	54
1940	28	30	49,6	51,6	51,6
1941	25	39	57,2	60,8	61,2
1942	17,4	28,8	31,4	45	49
1943	15	22	33	40,8	46,4
1947	24,4	32,4	35	35,2	44
1948	19,2	23	25,2	30,8	52,6
1949	26,2	27,4	40,8	47,6	47,8
1950	14,4	22	28	28,8	31
1952	35	42,8	42,8	42,8	43,2
1953	22,4	22,4	31,2	43,4	47,2
1954	19	21,4	31,2	44,9	45,4
1955	10,4	21	24,4	40,6	58,4
1956	11,3	19	28,4	31	40,6
1957	40,4	43	53	73,2	103,8
1958	38	42,6	43,6	50,8	52
1959	58,2	82,8	89,6	121,8	126,4
1960	33	58,2	63,6	63,6	63,6
1961	21,3	33,4	33,4	33,4	54,8
1962	18,4	18,6	25	32	42,6
1963	24,8	27,6	31,6	43,6	62,6
1964	22,2	25	32,2	39,8	49
1965	48	48	48	63,6	81,2
1966	33,5	36	39,2	49,6	51
1967	34,2	38,6	39,2	52,6	65,2
1968	33,6	37,6	37,6	49,4	59,6
1969	28	35,4	35,6	35,6	42,6
1970	19,4	22	36	37,2	39,8

DATI DI PIOGGIA ORDINATI IN ORDINE DECRESCENTE

stazione di Fabriano (dal 1928 al 1970)

durata di 1 ora (mm)	durata di 3 ore (mm)	durata di 6 ore (mm)	durata di 12 ore (mm)	durata di 24 ore (mm)
58,2	82,8	89,6	121,8	126,4
48,2	50,8	64,2	83,2	103,8
48	48	63,6	73,2	92,6
40,4	43	57,2	64,2	81,2
38	42,6	53,6	63,6	69,2
35	42,8	53	63,6	65,2
34,2	38,6	50,2	60,8	63,6
33,6	37,6	49,6	53,6	62,6
33,5	36	48	52,6	61,2
33	58,2	46,4	51,6	59,6
32,85	42,2	43,6	50,8	59
28	30	42,8	50,4	58,4
28	35,4	40,8	49,6	54,8
26,2	27,4	39,2	49,6	54
26	38	39,2	49,4	52,6
25	39	39	47,6	52,4
24,8	27,6	37,6	45	52
24,4	27	37	44,9	51,6
24,4	32,4	36	44	51
22,4	22,4	35,6	43,6	50,4
22,2	29,6	35	43,4	50,2
22,2	25	33,4	42,8	49
21,4	44,2	33	40,8	49
21,3	33,4	32,2	40,6	48,2
19,6	29,8	31,6	39,8	48
19,4	32,4	31,4	39,8	47,8
19,4	22	31,2	37,2	47,2
19,2	23	31,2	35,6	46,4
19	21,4	30,8	35,2	45,4
18,4	18,6	30,6	33,5	44
18,2	28,6	30,4	33,4	43,2
17,4	28,8	28,4	33	42,6
15	22	28	32	42,6
14,4	22	28	31	40,6
14	19,4	25,2	30,8	39,8
11,3	19	25	28,8	31
10,4	21	24,4	20	31

CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' CLIMATICA
(CURVE DI CASO CRITICO)

durata	I caso critico	II caso critico	III caso critico	IV caso critico	V caso critico
1 ora	58,2	48,2	48	40,4	38
3 ore	82,8	50,8	48	43	42,6
6 ore	89,6	64,2	63,6	57,2	53,6
12 ore	121,8	83,2	73,2	64,2	63,6
24 ore	126,4	103,8	92,6	81,2	69,2

Per la natura stessa dei dati presi a base dell'elaborazione viene spontanea la seguente critica: con il procedimento illustrato si trascurano i contributi di eventi pluviali considerevoli che si fossero verificati in anni in cui si sono verificati eventi a questi superiori ma che, tuttavia, per la loro entità (detti eventi trascurati) sono superiori a quelli massimi verificatisi in altri anni .

Giova il seguente esempio: per la durata di un'ora supponiamo che nel 1965 si fossero verificati:

il	11/11	mm	40,50
e il	28/3	mm	38,20

mentre nel 1970 il valore massimo, sempre per la durata di un'ora è:

il	15/12	mm	35,80
----	-------	----	-------

Per la natura dei dati su cui si basa l'elaborazione verrà esaminato un sol valore per anno e perciò 40,5 mm, per il 1965 e 30,8 mm per il 1970 e si escluderà il valore di 38,2 mm che è maggiore di 35,8 perchè nello stesso anno (1965) si è verificato un valore ad esso superiore cioè 40,5 mm .

A seguito delle precedenti osservazioni è stato proposto un metodo diverso, su basi probabilistiche, di determinazione delle curve di caso critico consistente considerare la serie storica di cui prima come un campione di una popolazione che abbia la distribuzione statistica di Gumbel (come del resto è logico data la natura della serie).

SU questo metodo ora non ci si soffermerà ma verrà illustrato nel Cap VI relativo alle fognature.

Per maggiori informazioni si rimanda ad appositi trestì e corsi specialistici in quanto:a) trattasi di argomenti tipico di corsi di specializzazione maggiore (Idrologia tecnica); b) non é ancora applicato, in vasta scala, alle progettazioni. Tuttavia di esso si parlerà più diffusamente in occasione della stima, con i metodi probabilistici, delle previsioni delle massime portate fluviali.

Un'altro metodo interessante e poco usato è quello empirico-probabilistico del Fuller (e derivati) che permette di tenere conto anche delle piogge di durata

inferiore all' ora. Di esso si parlerà più diffusamente nel capitolo relativo alle fognature.

Le figg. 26, 26 bis 27 e 27bis mostrano rispettivamente la curve di caso critico su scala logaritmica.e su scala non logaritmica relativa alla stazione di Fabriano per gli anni dal 1928 al 1970.

CURVE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' CLIMATICA

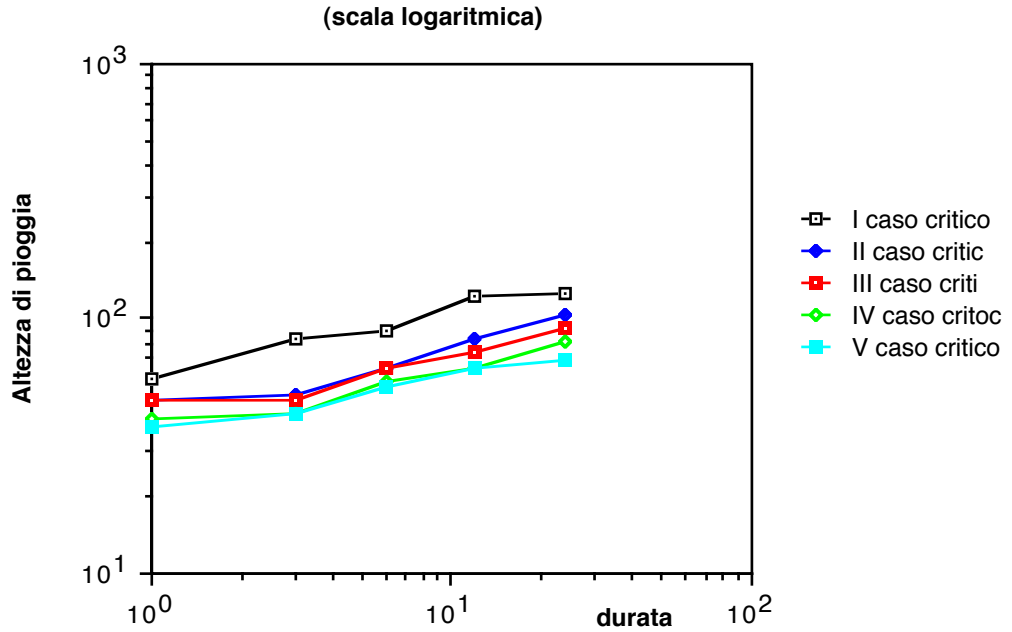


Fig. 26 - Curve di possibilità climatiche in scala bilogaritmica relative ai primi cinque casi critici per la stazione di Fabriano

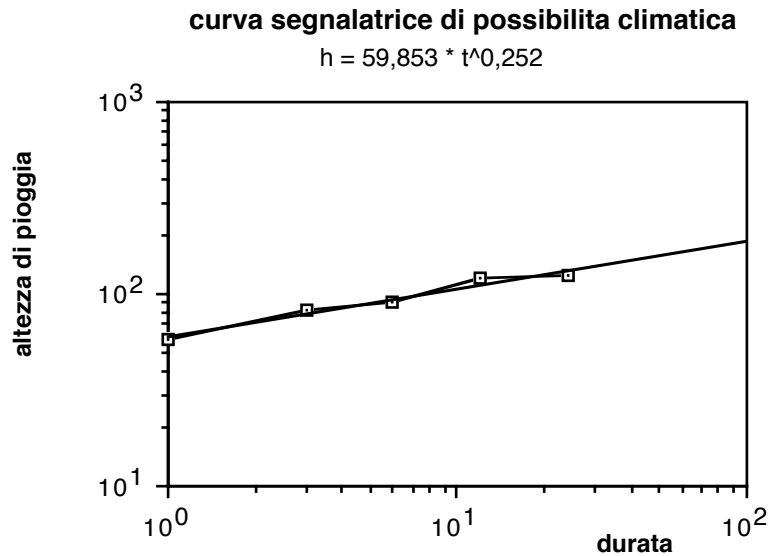


Fig. 26 bis - Curva di possibilità climatica in scala bilogaritmica relativa al primo caso critico per la stazione di Fabriano, calcolo delle relative equazione a mezzo del computer

CURVA SEGNALATRICE DI POSSIBILITA' CLIMATICA"
in scala ordinaria

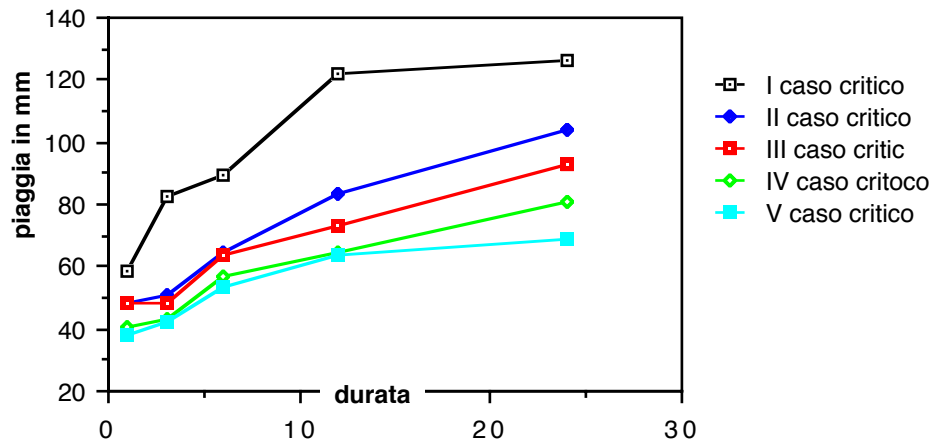


Fig. 27 - Curve di possibilità climatiche in scala normale relative ai primi cinque casi critici per la stazione di Fabriano

curva segnalatrice di possibilità climatica

$h = 59,853 * t^{0,252}$

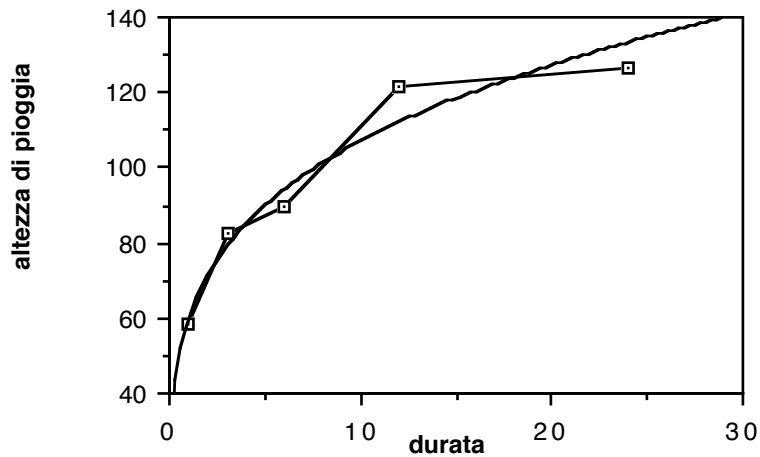


Fig. 27 bis - Curva di possibilità climatica in scala normale relativa al primo caso critico per la stazione di Fabriano, calcolo della relativa equazione a mezzo del computer

Si definisce intensità istantanea di precipitazione il limite :

$$i = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{h}{\Delta t} \quad (16)$$

dove t è il tempo in cui si manifesta la pioggia h .

Una tale definizione (16) tuttavia non ha alcuna utilità pratica in quanto si avrebbe, qualora fosse possibile calcolarlo (per es. con le registrazioni di un pluviografo) un valore istantaneo, continuamente variabile.

Pertanto anziché utilizzare, ove occorre, un'intensità istantanea del tipo cioè, di quella fornita dalla (16) si utilizzano le intensità medie:

detta t la durata della pioggia di nostro interesse, la sua altezza sarà espressa dalla (14), pertanto:

$$h = a t^n$$

segue che l'intensità media sarà:

$$i = \frac{h}{t} = a t^{n-1} \quad (17)$$

Il diagramma delle intensità di pioggia sul tempo può essere ricavato direttamente dalle registrazioni dei pluviografi ed è detto ietogramma.

La fig. 28 riporta l'istogramma delle piogge di cui al pluviogramma di fig. .19.

ISTOGRAMMA RELATIVO ALLA STAZIONE DI SETTECERRI

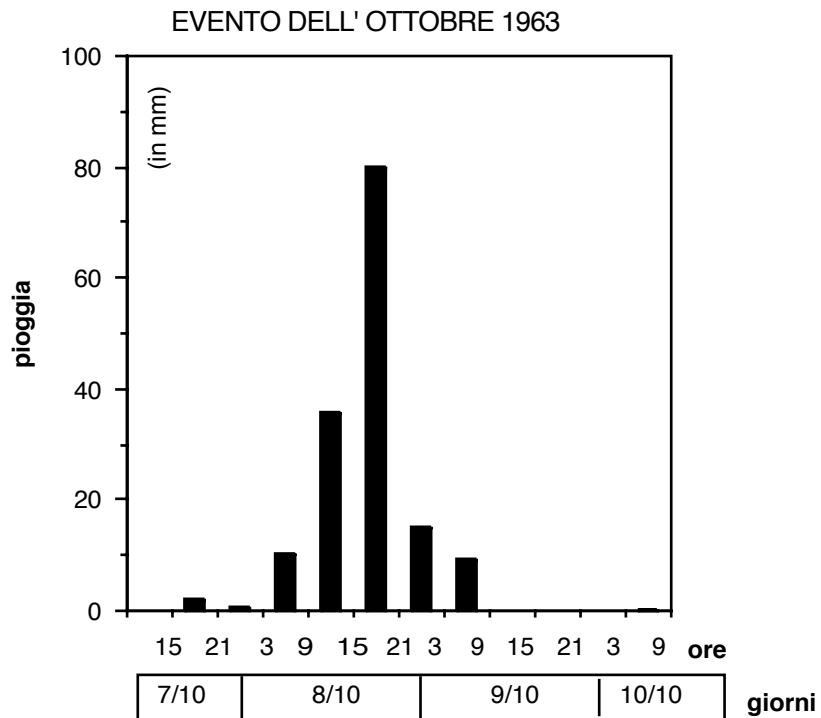


Fig. 28 - Iistogramma delle piogge relative all' evento di fig. 20

4. CENNI SULL' EVAPOTRASPIRAZIONE

Sotto questo nome si compendiano fenomeni diversi quali:

- a) l'evaporazione, suddivisa in:
 - 1. da specchi liquidi;
 - 2. dal terreno;
- b) la sublimazione;
- c) la traspirazione.

I primi due sono, in effetti, aspetti diversi dello stesso fenomeno fisico. Il terzo ha, invece, natura completamente diversa: la biologia delle piante.

Tuttavia dal punto di vista idrologico i fenomeni della traspirazione e dell'evaporazione vengono considerati insieme per due ordini di motivi:

- a) entrambi influiscono nello stesso senso sul bilancio idrologico di un bacino;
- b) i fattori che favoriscono l'evaporazione generalmente favoriscono anche la traspirazione e viceversa.

Infatti, come si è visto, l'intensità della traspirazione dipende, come quella dell'evaporazione, dal potere evaporante dell'atmosfera e dalla disponibilità idrica, ossia dalla capacità del terreno di alimentare entrambe.

Inoltre la vegetazione costituisce, essa stessa, una superficie evaporante.

L'insieme dell'evaporazione e della traspirazione prende il nome di evapotraspirazione.

4.1 L'evaporazione

L'evaporazione è la trasformazione dell'acqua in vapore dovuta a cause fisiche.

Si definisce altezza di evaporazione, in un intervallo di tempo, il rapporto tra il volume d'acqua evaporata in quell'intervallo e l'area della superficie evaporante.

Prende il nome di intensità media di evaporazione il rapporto tra l'altezza di evaporazione e l'intervallo di tempo in cui essa si è verificata.

L'altezza di evaporazione dipende:

- a) dallo stato dell'atmosfera, ossia dalla temperatura, pressione ed umidità dell'aria, nonché dalla ventilazione. Questi fattori determinano il potere evaporante dell'atmosfera.
- b) dalla natura della superficie evaporante (acqua libera, neve, ghiaccio, terreno nudo vegetazione) e dalla sua capacità di alimentare l'evaporazione.

Ad esempio la capacità di alimentazione di uno specchio liquido è illimitata fino all'esaurimento dell'acqua, mentre quella del terreno è limitata dalla velocità di risalita capillare dell'acqua dagli strati più profondi a quelli superficiali.

L'intensità di evaporazione E_v è legata al potere evaporante dell'atmosfera dalla formula di Dalton

$$E_v = c (\tau_s - \tau) \frac{p_n}{p} = c \tau_s \left(1 - \frac{\tau}{\tau_s}\right) \frac{p_n}{p} \quad (18)$$

in cui $\tau_s - \tau$ è il deficit igrometrico, ossia la differenza tra la tensione di saturazione τ_s e quella effettiva τ del vapore alla temperatura del liquido, p_n è la pressione atmosferica normale e p la pressione atmosferica.

La costante c dipende dagli altri fattori non considerati esplicitamente nella formula.

Dalton per uno specchio liquido ha dato i valori

$c=0,56$ con aria leggermente mossa

$c=0,70$ con vento moderato.

L'altezza di evaporazione viene misurata con evaporimetri, per misurare l'altezza di evaporazione da specchi liquidi, questi apparecchi sono dei semplici recipienti poggiati sul terreno, interrati o galleggianti; se invece si vuole misurare l'evaporazione dal terreno, essi sono costituiti da cassoni metallici interrati, riempiti di terreno naturale ed alimentati d'acqua dal fondo. In questo caso se gli evaporimetri sono coperti da vetri, l'acqua evaporata condensa sui vetri e viene raccolta in un apposito recipiente in cui viene misurata.

Le misure di evaporazione sono estremamente delicate e danno spesso dei risultati aleatori.

4.2 La traspirazione

La traspirazione è un fenomeno biologico per cui gli esseri viventi, ed in particolare le piante, trasformano in vapore parte dell'acqua che essi assorbono.

La traspirazione delle piante dipende:

- a) dalla specie vegetale; vi sono piante che richiedono in media quantitativi d'acqua molto maggiori di altre: ad esempio l'erba medica consuma in media 450 gr d'acqua per ogni grammo di materia secca prodotta, mentre il granturco ne consuma da 165 a 190 gr/gr. Solo una parte trascurabile dell'acqua consumata viene trattenuta dalle piante: la quasi totalità viene restituita all'atmosfera sotto forma di vapore con la traspirazione.
- b) dal periodo vegetativo;
- c) dal potere evaporante dell'atmosfera, ossia dalla temperatura, umidità e pressione dell'aria.
- d) dalla disponibilità d'acqua; se le disponibilità idriche sono modeste il consumo idrico della vegetazione si abbassa e si abbassa anche la produzione di sostanza secca. Oltre un certo limite si ha l'assessamento.

A titolo di esempio la traspirazione per le regioni euganee è compresa tra 450 e 500 mm./giorno. Per le varie piante e durante il periodo vegetativo è quella della seguente tabella:

Colture	traspirazione
---------	---------------

	(mm./giorno)
Prati erbosi	2,1 - 7,3
Avena	3 ÷ 5
Mais	3 ÷ 4
Frumento	2,26 ÷ 2,80
Vigneto	0,9 ÷ 1,3
Abetaia	0,5 ÷ 1

4.3 Stima dell'evapotraspirazione effettiva ed evapotraspirazione potenziale

Nel fenomeno dell'evapotraspirazione conviene fare una distinzione tra l'evapotraspirazione effettiva e quella potenziale.

L'evapotraspirazione potenziale è quella che si avrebbe se l'energia disponibile fosse l'unico fattore limitante. Essa è quindi legata, in ultima analisi, soprattutto alla temperatura.

L'evapotraspirazione effettiva è quella che si ha in realtà quando sussistono limitazioni d'altro genere, tra cui fondamentale è la disponibilità d'acqua.

Quando non esistono limitazioni nella disponibilità d'acqua, l'evapotraspirazione effettiva uguaglia quella potenziale.

Per il calcolo dell'evapotraspirazione potenziale può essere adoperata la formula di Thornthwaite:

$$E_{p_j} = 1,6(10 T_j/I)^\alpha \quad (19)$$

dove:

E_{p_j} è l'altezza di evapotraspirazione del mese j espressa in mm

T_j è la temperatura media, in gradi centigradi, del mese considerato

I è un indice dato da:

$$I = \sum_{j=0}^{12} i_j \quad (20)$$

con

$$i_j = (T_j/5)^{1,514} \quad (21)$$

α è un esponente espresso dalla:

$$\alpha = 0,49239 + 1792 \cdot 10^{-5} I - 771 \cdot 10^{-7} I^2 + 675 \cdot 10^{-9} I^3 \quad (22)$$

I valori di E_{p_j} calcolati secondo la (19) devono essere corretti tramite dei coefficienti K che tengono conto del numero dei giorni e delle ore comprese tra l'alba ed il tramonto di ogni mese.

Serra ha proposto di semplificare le formule di Thornthwaite, che darebbero una precisione illusoria ponendo

$$i=(T/5)^{1,5} =0,09 T^{1,5} \quad (22')$$

e

$$\alpha=0,5 + 1,6*10^{-2}i \quad (22')$$

Formule diverse sono state proposte dallo stesso Serra e da altri Autori.

L'evapotraspirazione effettiva si stima facendo intervenire anche un fattore che tenga conto della disponibilita' idrica.

Lucien Turc ha concepito una formula che fa comparire la disponibilita' idrica sotto forma di altezza di precipitazione

$$E_e = \frac{A}{\left(\sqrt{0.9 + \frac{A^2}{L^2}}\right)} \quad (23)$$

dove:

E_e è l'altezza annua di evapotraspirazione effettiva, espressa in millimetri

A è l'altezza di precipitazione annua in millimetri;

L è un parametro dipendente dalla temperatura media annua T , espressa in gradi centigradi, espresso dalla:

$$L=300 + 25 T + 0,05 T^3$$

Questa formula è stata confrontata con le misure eseguite su numerosi bacini ed ha dato risultati soddisfacenti.

Anche per il calcolo dell'evapotraspirazione effettiva sono state date altre formule, alcune delle quali consentono il calcolo dell'evapotraspirazione anche per periodi più brevi dell'anno.

Purtroppo la formula di Turc da solo l'evapotraspirazione totale annua, spesso, invece occorre il suo valore mensile o stagionale.

Un metodo, tratto dal Réménieras per il calcolo dell'evapotraspirazione reale tramite la formula di Thornthwaite é quello riportato nel flow-chart e nella tabella seguente.

In essi si sono adottati i seguenti simboli:

j indice del generico mese;

G variazione della riserva mensile d'acqua nel terreno

D differenza tra precipitazione ed evapotraspirazione potenziale

E umidità del terreno

1) se le precipitazioni del mese (colonna b della tabella seguente) sono superiori all'evapotraspirazione potenziale:

- a) l'evapotraspirazione reale (colonna g) è uguale a quella potenziale;
- b) l'eccedenza (colonna e) delle precipitazioni sull'evapotraspirazione potenziale è immagazzinata nell'umidità del suolo. Ciò avviene sino al raggiungimento della saturazione che Thornthwaite ammette raggiunta quando le riserve superficiali¹ cumulate sommano a 100 mm d'acqua (indicazione che si ritiene valida anche nel caso specifico).
- c) la parte dell'eccedenza che supera l' eventuale riserva cumulata di 100 mm ammessa qui sopra costituisce il "water surplus" ed è disponibile per lo scorrimento superficiale (deflussi superficiali) o sotterranea (alimentazione falde).

2) Se le precipitazioni del mese (colonna b) sono inferiori all'evapotraspirazione potenziale (colonna a), l'evapotraspirazione reale (colonna g) è la somma delle precipitazioni del mese (colonna b) e di tutto o parte della riserva d'acqua del suolo, questa è supposta mobilizzata come segue:

- a) se la riserva anteriore di umidità (colonna c) è tale da colmare l'insufficienza di precipitazioni (colonna b), l'evapotraspirazione è ancora uguale alla potenziale. Le riserve del suolo sono allora ridotte della differenza tra l'evapotraspirazione potenziale e la precipitazione del mese considerato.
- b) se la riserva di umidità del suolo è insufficiente per soddisfare l'evapotraspirazione potenziale, l'evapotraspirazione reale è allora uguale alla somma delle precipitazioni e delle riserve disponibili.

La differenza tra l'evapotraspirazione potenziale e quella reale così calcolata costituisce il deficit d'acqua che talvolta è chiamato "deficit agricolo"; perchè

¹ Si tratta qui unicamente della riserva d'acqua costituente l'umidità del suolo e suscettibile di essere variata dalla vegetazione, questa dipendente dalla struttura del terreno e dalla sua copertura vegetale.

rappresenta la quantità d'acqua supplementare che potrebbe essere adoperata dalle piante e dal suolo se la disponibilità d'acqua fosse completata con l'irrigazione.

Da quanto sopra visto é evidente che nei mesi estivi i terreni agricoli perdono tutta la loro umidità che viene in quanto i valori della temperatura sono tali che l'acqua contenuta nel terreno é costretta ad evaporare e la stessa evaporazione non raggiunge i valori potenziali in quanto é limitata dalla quantità d'acqua disponibile proveniente dalle precipitazioni meteoriche la cui entità, nei mesi in parola, é inferiore a quella richiesta dalla sola evapotraspirazione.

VARIAZIONE MENSILE DELLA RISERVA D'ACQUA NEL TERRENO AGRARIO A PARTIRE DA UN MESE ($j=1$) DI NON ARIDO CON RISERVA MASSIMA (SATURAZIONE) PARI a 100 mm D'ACQUA

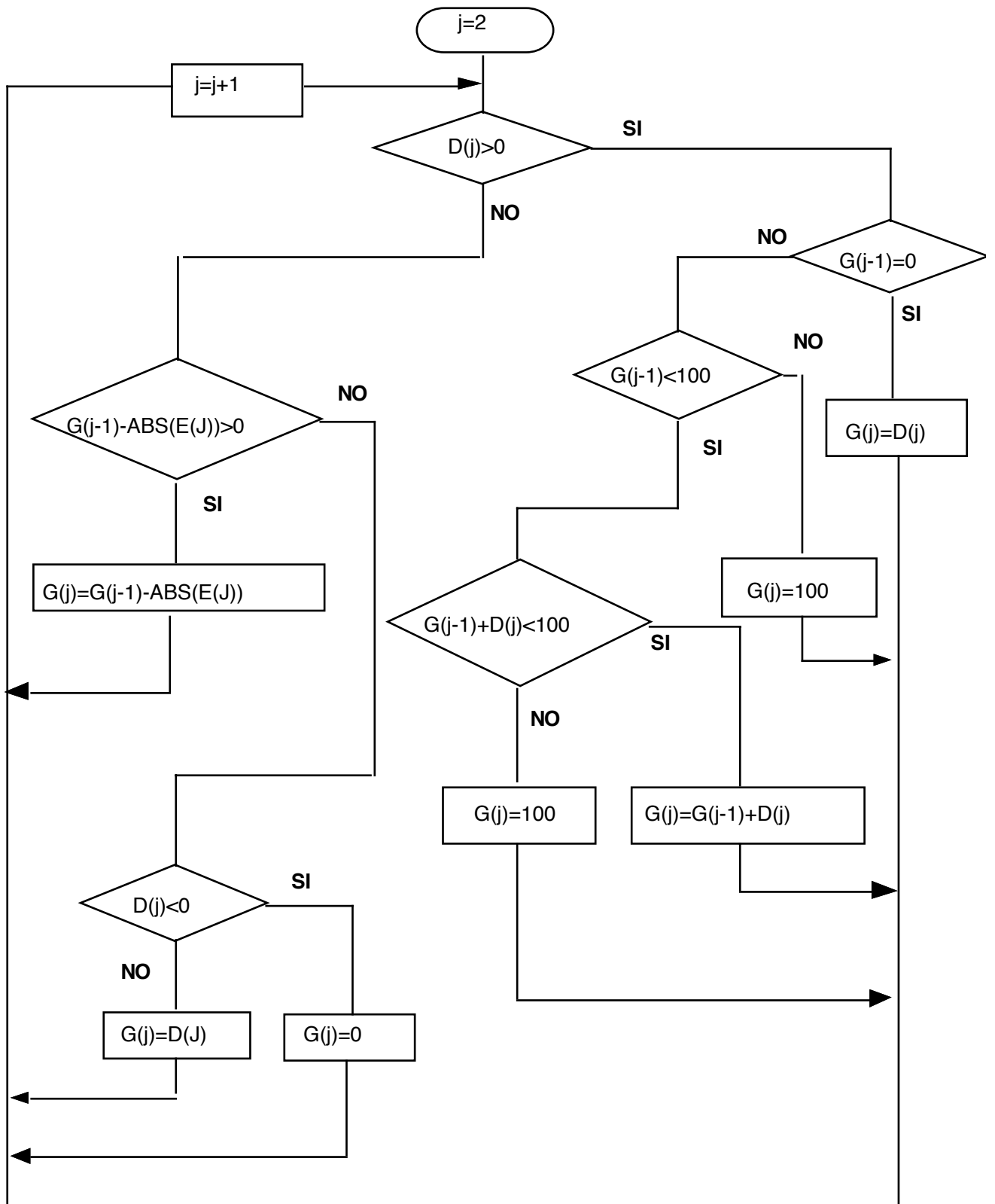


Fig. 29 - Flow-chart per il calcolo dell' evapotraspirazione effettiva

me	Evapotraspiraz. potenziale (mm)	Precipitazione (mm)	differenza (mm)	variazione umidità (mm)	Umidità terreno (mm)	disponibile evaporaz. (mm)	Evapotraspiraz. effettiva (mm)
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>
1	11	58	47	0	100	158	11
2	16	66	50	0	100	166	16
3	31	69	38	0	100	169	31
4	51	64	13	0	100	164	51
5	84	70	-14	-14	86	170	84
6	109	74	-35	-35	51	160	109
7	127	51	-76	-76	0	102	102
8	115	55	-60	-60	0	55	55
9	83	56	-27	-27	0	56	56
10	50	80	30	0	30	80	50
11	24	79	55	0	85	109	24
12	14	82	68	0	100	167	14

Nel grafico che segue (fig. 29 bis) sono riportati gli andamenti mensili delle grandezze più significative del bilancio alla base del calcolo dell' evapotraspirazione, relativo al bacino del Torrente Buonanotte, un corso d'acqua minore che versa sul litorale Adriatico poco a monte del Trigno.

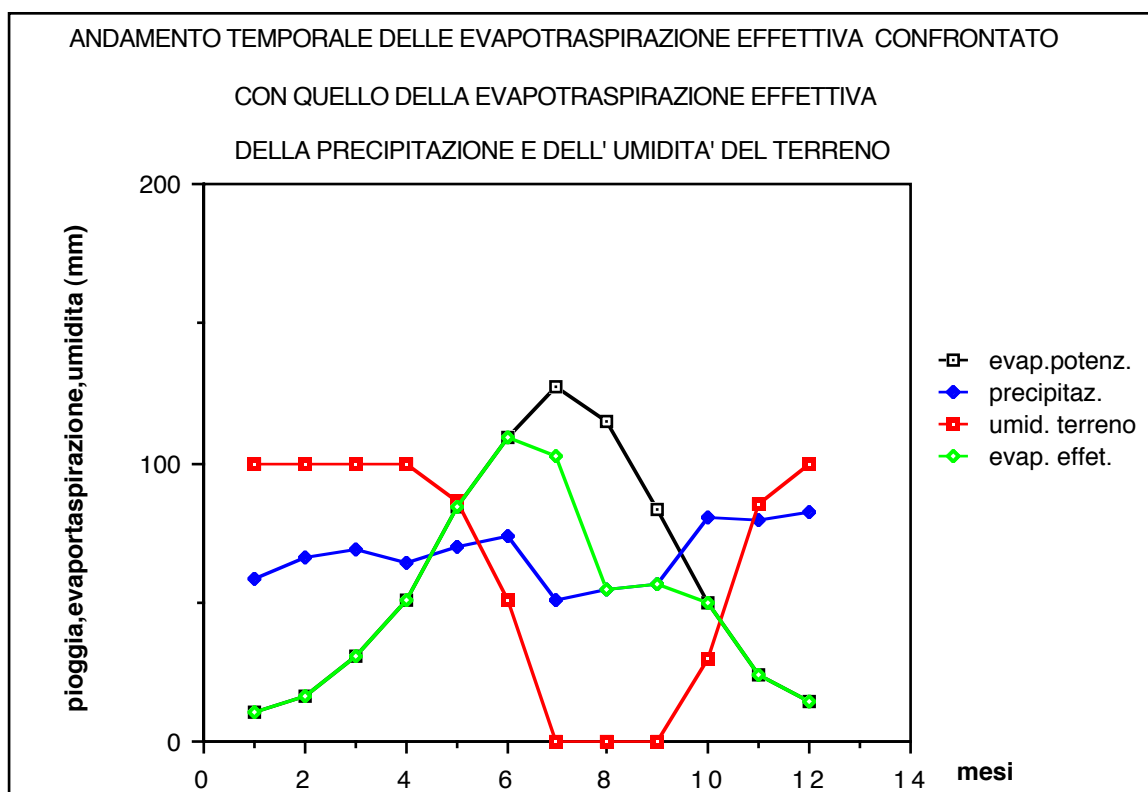


Fig. 29 bis-graficizzazione delle risultanze del bilancio idrologico

La differenza tra l'evapotraspirazione potenziale e quella reale così calcolata costituisce il deficit d'acqua che talvolta è chiamato "deficit agricolo"; perchè

rappresenta la quantità d'acqua supplementare che potrebbe essere adoperata dalle piante e dal suolo se la disponibilità d'acqua fosse completata con l'irrigazione.

5 IDROGRAFIA, I CORSI D'ACQUA, L'IDROMETRIA, LE MASSIME PIENE;

5.1 IDROGRAFIA, IDROMORFOLOGIA, FORMAZIONE DEI DEFLUSSI

Una parte delle acque che precipita sulla superficie terrestre scorre su di essa trasportata dalla propria forza peso e quindi con direzione, velocità, ecc... legati alla morfologia locale.

I rapporti tra superficie terrestre (o meglio la sua morfologia) e le acque ai fini della formazione dei deflussi sono studiati dalla Idrografia.

Definiamo bacino imbrifero superficiale o bacino idrografico o bacino di dominio o bacino sotteso relativo ad una sezione di un corso d'acqua superficiale; qualunque ne sia il carattere, ivi incluso anche il solo alveo collettore, tutta quella regione della superficie terrestre dove le acque che vi precipitano scorrendo per via superficiale raggiungono la sezione esaminata.

Si chiama *esoreico* un bacino idrografico (ovviamente riferito alla sezione terminale di un corso d'acqua) che versa le acque in un altro recipiente superficiale (mare, lago, altro corso d'acqua) es. il fiume Esino che versa nell'Adriatico, il Giano che versa nell'Esino, il fiume Tasso che versa nel lago di Scanno.

Si chiama *endoreico* un bacino idrografico il cui corso d'acqua versa all'interno della superficie terrestre, in genere tramite i cosiddetti inghiottitoi. Ne sono esempi il bacino di Pescocostanzo (Abruzzo) ed alcuni bacini minori tra il Chienti, il Nera (Tevere) e l'Esino. (zona di Colfiorito)

Si chiamano *areici* quei bacini idrografici i cui corsi d'acqua non versano in altri recipienti superficiali o sotterranei ma le cui acque svaniscono lungo il percorso. Sono esempi tipici i "wadi" della Libia.

Un bacino idrografico è delimitato dalle linee di displuvio che per loro natura sono ortogonali alle curve di livello (isoipse) e dalle linee che partendo dalle sezioni di chiusura del bacino sono, punto per punto, ortogonali alle curve di livello, sino a raggiungere le linee di displuvio¹.

¹ E' possibile dare una espressione, ancorché complessa, della equazione della curva limite di un bacino idrografico

Sia :

$f_i(x,y,z=i)=0$ la famiglia di curve di livello, cioè di curve di piano x,y caratterizzate dal non avere punti in comune

P_o un punto del piano x,y di coordinate x_o, y_o

Trattasi dunque di determinare la curva chiusa , $g(x,y) = 0$, avente origine in P_o e termine in $P_f \equiv P_o$, tale che detto $P_i(x,y)$ il punto di intersezione tra la curva g e la funzione f_i si abbia che :

$$\frac{\partial f_i(P_i)}{\partial x} * \frac{\partial g_i(P_i)}{\partial x} + \frac{\partial f_i(P_i)}{\partial y} * \frac{\partial g_i(P_i)}{\partial y}$$

Il primo elemento che caratterizza un bacino idrografico è la sua area o estensione superficiale S che è l'area della proiezione orizzontale della superficie idrografica.

Pur senza voler togliere nulla all'importanza di questo parametro è subito da precisare che è scarsamente rappresentativo in quanto sulla formazione dei deflussi, cioè sul processo idrografico che segue le precipitazioni, influiscono molti altri parametri purtroppo non sempre facilmente quantizzabili quali la geologia, le coltivazioni, l'acclività, ecc.. su ciò si tornerà in seguito.

Un secondo parametro molto importante è l'altezza media definita con riferimento ad una carta a curve di livello analogamente a quanto detto per l'altezza media di precipitazione, come:

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^N (S_i * \bar{h}_i)}{S} \quad (24)$$

dove :

i è la generica isoipsa,

h_i è l'altezza, sul livello della sezione di chiusura media tra le curve di livello i ed $i+1$,

ed inoltre che :

$$L = \int_{P_o}^{P_f} \left(\frac{\partial g}{\partial x} dx + \frac{\partial g}{\partial y} dy \right)$$

sia la minima, non banale, possibile, nonche':

$$\left| (Z(P_i) - Z(P_{i-1})) \right| = 1$$

e
$$\sum Z(P_i) = 0$$

S_i è l'area tra la isoipsa i e la $i+1$,

S è l'area del bacino.

Anche l'altezza media non è tuttavia molto rappresentativa.

Analogamente a quanto già detto per le piogge si possono costruire le curve ipsometriche e le curve delle altezze medie.

La fig. 30 riporta queste costruzioni per il bacino del fiume Candigliano (bacino Metauro) relativo alla sezione di Acqualagna

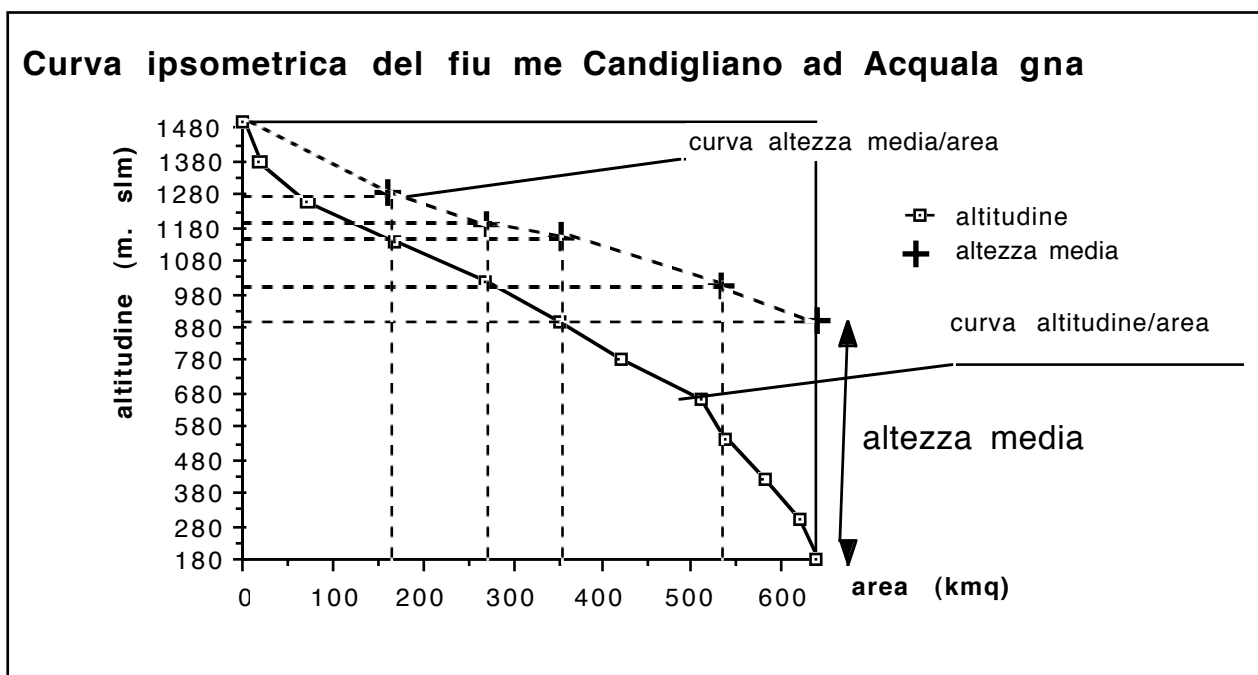


Fig. 30 curva ipsometrica

Alcuni autori definiscono anche l'altezza mediana H come quella altezza la cui corrispondente isoipsa suddivide il bacino in parti uguali, è forse più significativa della H_m , ma da essa poco si discosta, ed inoltre è di più difficile individuazione.

Anche altri parametri morfologici rivestono una certa importanza per gli idrologi: ad esempio il **diagramma idrodinamico** che è estremamente utile al fine dello sfruttamento dei corsi d'acqua superficiali per la produzione di energia (elettrica o meccanica).

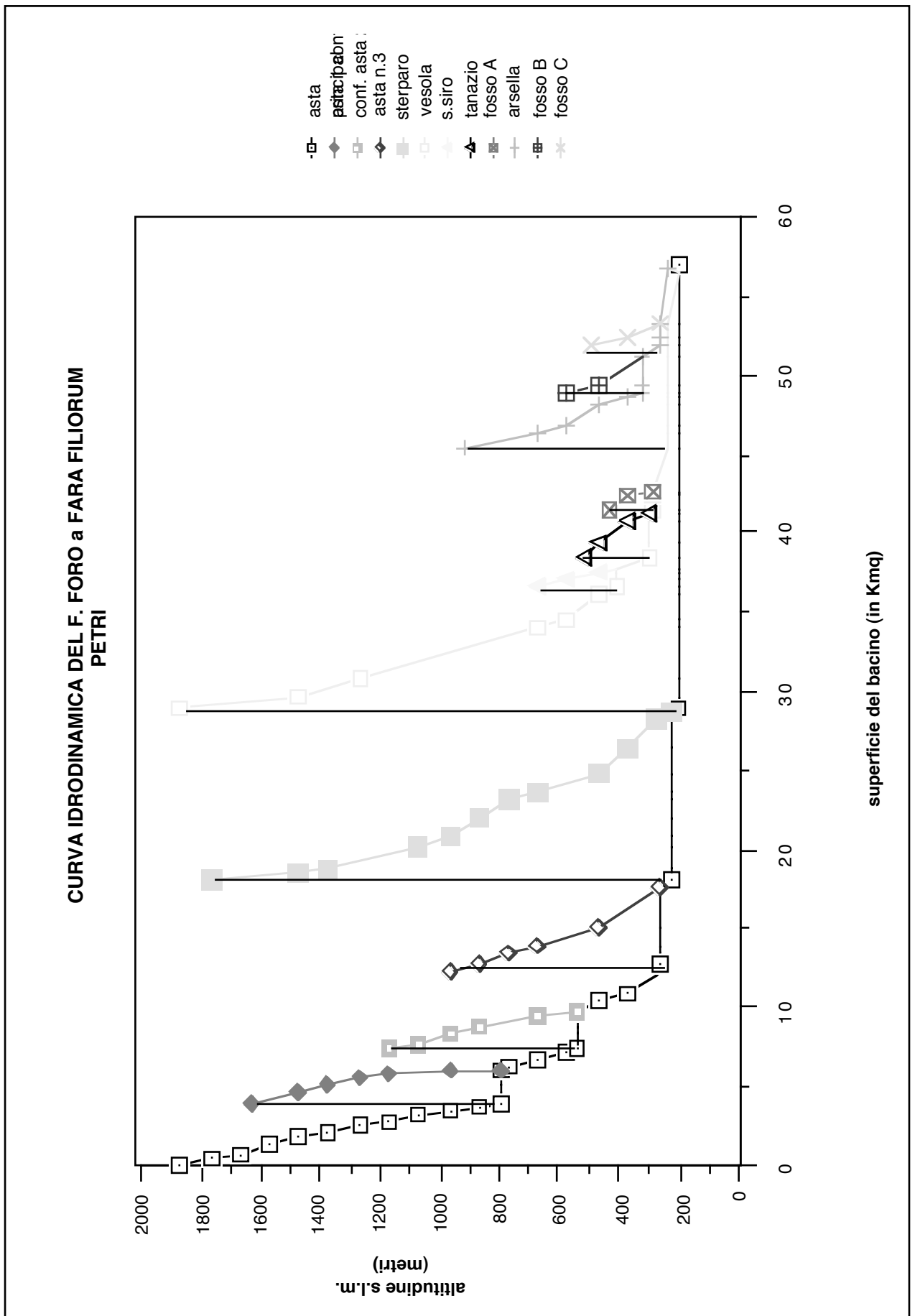


Fig 31- curva idrodinamica

Il tipo più semplice di diagramma idrodinamico riporta in ascisse le aree del bacino ed in ordinata le altezze medie e permette la realizzazione di un "piano regolatore" per lo sfruttamento della potenza traibile da un corso d'acqua. Come è facile verificare le aree dei rettangoli di fig. 31 rappresentano la potenza disponibile tra le due sezioni corrispondenti ai punti A e B.

Sempre dalla morfologia dipendono le linee **isocorrive** od **isocrone**. Fissata una sezione fluviale si può dividere il bacino secondo linee che uniscono i punti da cui le acque in esso precipitate raggiungono contemporaneamente la sezione fluviale.

Si dimostra facilmente che queste non possono essere linee chiuse né si possono tra loro intersecare, inoltre hanno tutte origine e fine sulla linea spartiacque.

Le isocrone sono di difficile tracciamento e possono variare con la posizione del centro di pioggia e la distribuzione spaziale delle piogge.

Ammettiamo per il momento la possibilità di tracciarle, segue che potrà costruirsi un grafico con in ordinate le aree ed in ascisse i tempi di corrivazione (termine improprio).

Ammettendo una pioggia uniforme è facile verificare -vedi nel seguito- come il diagramma delle portate tempo sarà proporzionale a quello in argomento; valutazioni qualitative possono essere tratte anche per piogge non uniformi.

A causa delle difficoltà a tracciare le isocorrive sono stati proposti da diversi autori metodi semplificativi "da tavolo", in contrapposizione alle osservazioni sperimentali, da eseguirsi con traccianti sul bacino.

Tra le ipotesi semplificative più drastiche qui si ricorda quella del Viparelli¹ di far coincidere le isocrone con le curve di livello

Meno drastiche sono le ipotesi di Quignones e di Mantica, quest'ultimo discretizza con maglie quadrate il bacino, assegnando a ciascuna maglia un numero progressivo. ed associando ad esso:

- l'altezza topografica del punto centrale della stessa;
- il numero progressivo della maglia di valle (quest'ultima individuata con interpretazione delle cartografica);

- il numero² $\sqrt{\frac{L^3}{H}}$ (25)

¹ Carlo Viparelli, Ricostruzione dell' Idrogramma di piena, 1958

² Quest'ultimo rappresenta un valore proporzionale al tempo di corrivazione ammesso che questo possa valutarsi con le formule del moto uniforme (spazio/velocità) Infatti al numeratore vi compare il percorso che deve seguire una la particelle liquida precipitata e, al

Ordinando le maglie progressivamente, da monte verso valle é possibile, infatti, con banali algoritmi, calcolare :

- la distanza L del centro di ciascuna maglia dalla sezione di chiusura;

- il numero $\sqrt[3]{\frac{L^3}{H}}$

e quindi tracciare sia la curva ipsometrica che soprattutto la curva

$$Y = Y(S) \quad (26)$$

dove, maglia per maglia, $Y = \sqrt[3]{\frac{L^3}{H}}$. Tagliando tale grafico con linee equidistanti¹ parallele all' asse delle ascisse si ottiene la suddivisione dell' area del bacino, in aree comprese tra isocorrie successive. Confrontando le maglie comprese nelle varie aree con la discretizzazione avremo una approssimazione grafica delle isocorrie

E' ora opportuno dare l'esatta definizione di tempo di corrivazione in modo da evitare gli equivoci che giustamente genera l'uso improprio che generalmente si fa parlando di isocrone.

Si definisce tempo di corrivazione il tempo che una particella d'acqua impiega per giungere nella sezione considerata dal punto più lontano del bacino.

Un bacino idrografico spesso è costituito da più corsi d'acqua, con riferimento alla sezione terminale di un corso d'acqua, il bacino relativo a questa sezione è il bacino idrografico principale o del primo ordine, i bacini degli affluenti del corso d'acqua superficiale relativi alla loro sezione terminale sono i bacini secondari o del secondo ordine e così via.

Può essere fatta anche una classificazione indiretta.

Un'altra parte delle acque che precipitano sulla superficie terrestre si infiltra nel terreno, se trova le condizioni favorevoli e scorre quindi per via sotterranea dal luogo di alimentazione verso valle, sempre a spese della propria energia di posizione.

Si definisce falda idrica un "corso d'acqua" che scorre al di sotto della superficie terrestre, tale corso d'acqua può realizzarsi o tramite fessure e fratture intercomunicanti presenti nella struttura geologica (parleremo allora di permeabilità

denominatore, la velocità, ammessa, con Chezy, direttamente proporzionale alla radice quadra della pendenza media $\frac{H}{L}$, pertanto da:

$$\frac{L}{\sqrt[3]{\frac{H}{L}}}$$

segue banalmente la (25)

¹ L'equidistanza é proporzionale al tempo tra due isocorrie successive

per fratturazione o "in grande") o tramite vuoti tra elemento ed elemento di una struttura geologica costituita da materiali incoerenti o comunque porosi (parleremo allora di permeabilità per porosità o "in piccolo").

Cenni sulla formazione dei deflussi

Con deflusso superficiale si intende la quantità d'acqua che attraversa in un determinato arco di tempo una sezione idrografica.

Se l'arco di tempo è l'unità di tempo il deflusso coincide con la portata.

Con deflussi sotterranei si intende la quantità d'acqua che attraversa una data sezione trasversale di una falda acquifera in un determinato arco di tempo.

Evidentemente sia gli uni che gli altri sono alimentati per via diretta od indiretta dalle precipitazioni, esistono però in generale continui scambi tra i due deflussi:

- a) parte delle acque di pioggia viene trattenuta dalla vegetazione in quantità ovviamente variabile col tipo di vegetazione e con la stagione (cioè con la quantità di fogliame);
- b) un'altra parte delle piogge evapora e ritorna all'atmosfera in quantità variabile con la temperatura;
- c) un'altra parte delle piogge che arriva alla superficie terrestre si infiltra nel terreno; la quantità che segue questa sorte sarà funzione della natura del terreno e della sua umidità (e quindi dei precedenti eventi meteorici) e della acclività (in ragione inversa);
- d) la quantità rimanente scorrerà sulla superficie terrestre costituendo il così detto ruscellamento superficiale (ruisellement de surface - surface runoff), da non confondere col deflusso.

A sua volta anche l'acqua trattenuta dalla vegetazione può seguire le stesse sorti (evaporare, infiltrarsi nel terreno o ruscellare sulla sua superficie).

Dell'acqua che si infiltra nel terreno solo una parte va ad alimentare i deflussi sotterranei:

- una parte ricostruisce l'umidità del terreno;
- un'altra scorre parallelamente alla superficie terrestre (deflusso ipodermico) senza percolare in profondità;
- un'altra parte potrà tornare in superficie ed evaporare o trasformarsi in ruscellamento superficiale;
- un'altra potrà essere assorbita dalle piante per il proprio ciclo biologico;
- la rimanente alimenterà la falda acquifera percolando nel terreno e formando buona parte dei deflussi sotterranei.

Il ruscellamento superficiale può a sua volta alimentare l'infiltrazione (ma ricevere anche acqua dal sottosuolo) ed è soggetto all'evaporazione.

Sovente il ruscellamento superficiale è il maggior contributo ai deflussi superficiali; questi, a loro volta, ricevono anche le acque di ruscellamento ipodermico (che in alcuni casi può contribuire sino all' 80% della formazione dei deflussi) e le acque che le falde restituiscono alla superficie terrestre tramite le sorgenti, ivi comprese anche quelle forme di restituzione che avvengono tramite l'alveo dei corsi d'acqua quali le sorgenti di fondo valle (vedi oltre).

Il deflusso sotterraneo (*écoulement souterrain* - groundwater flow) è alimentato oltre che dalle acque di percolazione (importante componente verticale della velocità) anche da acque che raggiungono la falda tramite i letti dei corsi d'acqua (con prevalente componente orizzontale di velocità) e tramite fessure e fratturazioni della superficie terrestre, tra questi vanno ricordati i già citati inghiottitoi, tipici delle zone carsiche: sono voragini responsabili della scomparsa a volte anche di importanti corsi d'acqua.

Sulla scorta di quanto sopra si può sintetizzare che i deflussi superficiali e sotterranei sono condizionati dai seguenti fattori:

- caratteristiche geografiche e morfologiche;
- geologia ed idrografia;
- vegetazione;
- clima.

A sua volta il ruscellamento superficiale è influenzato da:

- caratteristiche della precipitazione (altezza di pioggia, intensità media ed istantanea, durata, distribuzione, ecc.);
- caratteristiche del terreno (topografia, litologia, vegetazione, umidità, ecc.).

E' evidente, dalla descrizione del fenomeno, che il compito che assolve il deflusso sotterraneo è quello di regolatore dei corsi d'acqua.

Per rendercene conto esaminiamo il ciclo dei deflussi, cioè i rapporti tra acqua, terreno ed atmosfera a cavallo di una precipitazione meteorica.

La **prima fase** del ciclo di deflusso è schematizzata sinteticamente in fig.32 che si riferisce ad un periodo secco, cioè in assenza di precipitazioni: dalla vegetazione e dagli specchi liquidi l'acqua ritorna all'atmosfera per traspirazione ed evaporazione ed i corsi d'acqua superficiali sono alimentati tramite il deflusso sotterraneo (sorgenti di fondo valle).

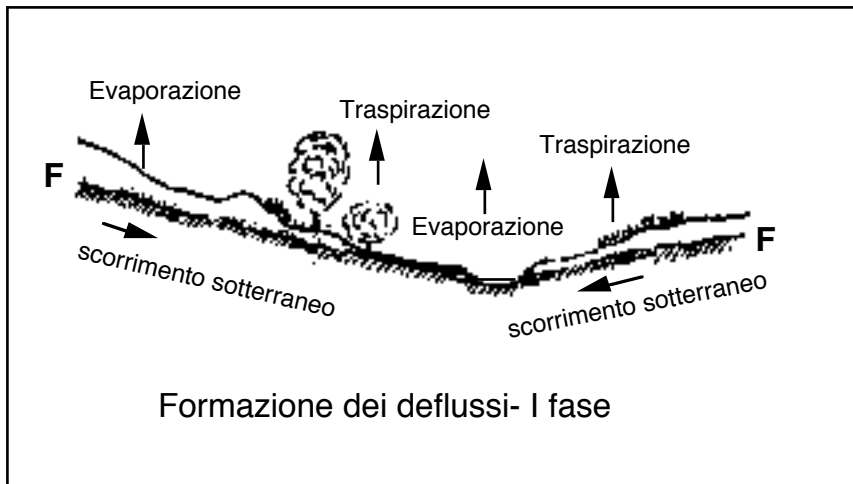


fig .32 - I fase della formazione dei deflussi

La **seconda fase**, come illustra la fig.33., è caratterizzata dall'inizio della pioggia.

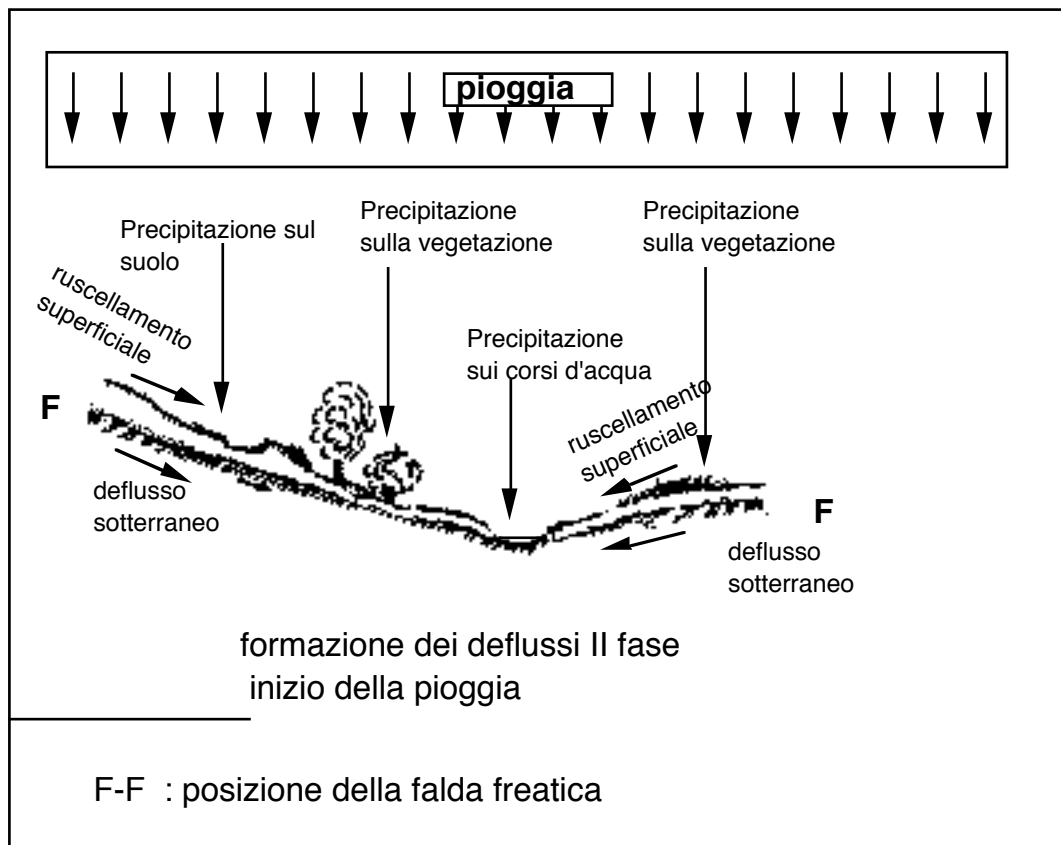


fig .33 - II fase della formazione dei deflussi

L'acqua proveniente dall'atmosfera viene:

- in parte trattenuta dalla vegetazione (e poi da essa ceduta al terreno);
- in parte cade sul terreno e scorre su di esso (ruscellamento);
- il corso d'acqua riceve tre diversi tipi di alimentazione:

- a) diretta dalle piogge (è trascurabile)
- b) dalla falda (come sopra)
- c) dal ruscellamento;

mentre la seconda (alimentazione dalla falda) avrà le stesse caratteristiche che nella fase precedente (si noti che l'attuale fase è l'inizio delle precipitazioni), il ruscellamento apporterà un notevole aumento dei livelli d'acqua.

La **terza fase** è relativa al periodo piovoso successivo a quello dell'inizio della pioggia ed è illustrata in fig.34

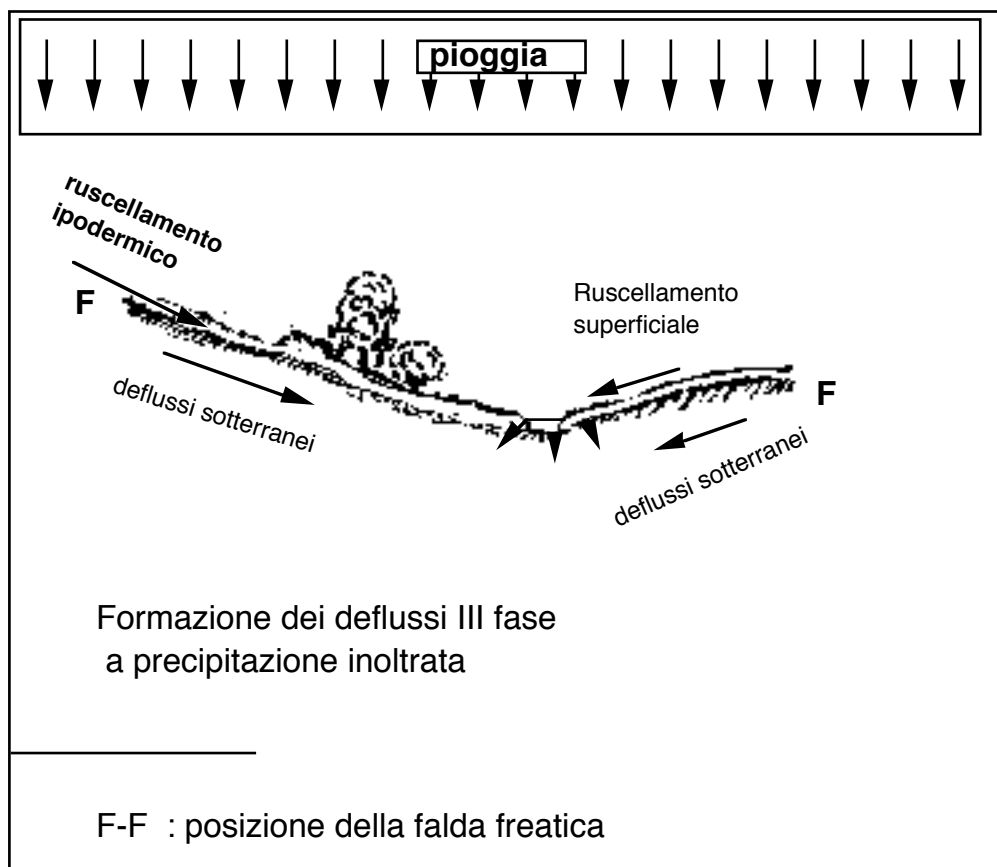


fig .34 - III fase della formazione dei deflussi

- le acque che precipitano si infiltrano anche nel terreno ed alimentano la falda che, a sua volta, trova alimentazione anche dal corso d'acqua superficiale;
- è presente e considerevole il deflusso ipodermico.

Questa fase è quella più attiva per la falda.

Segue la **quarta ed ultima fase** caratterizzata dalla fine del fenomeno piovoso (fig 35.):

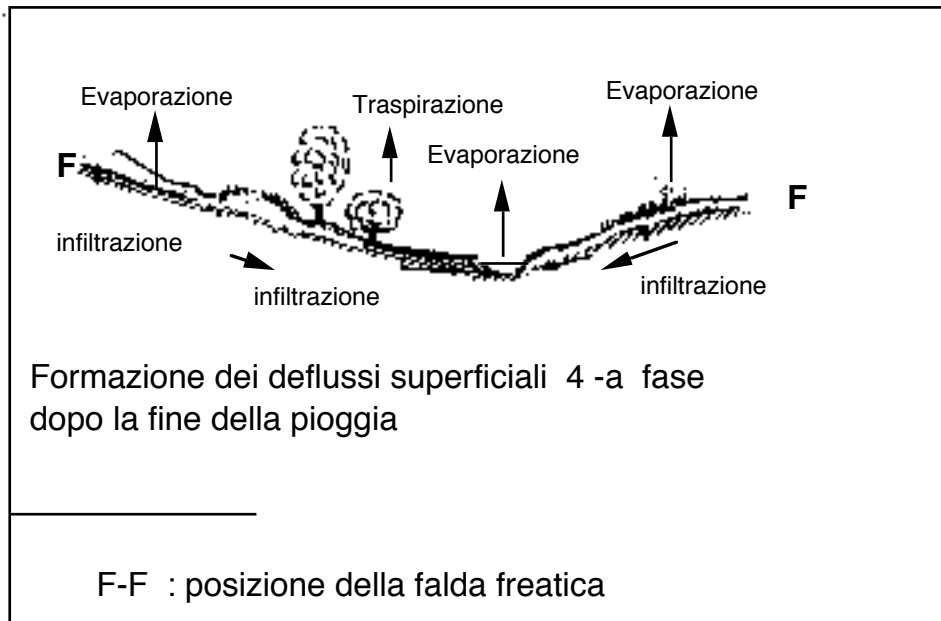


fig .35 - IV fase della formazione dei deflussi

- sono nuovamente presenti l'evaporazione e la traspirazione, che erano state assenti nelle due fasi precedenti;
- la falda continua ad essere alimentata dall'acqua raccolta sulla superficie terrestre in invasi.
- Il corso d'acqua è ancora alimentato dalla falda.

Da quanto sopra è evidente come è diversa l'alimentazione dei deflussi col tempo; tuttavia dette variazioni, per la natura stessa dei deflussi, sono più sentite nei corsi d'acqua superficiali che in quelli sotterranei.

La fig.36 riporta uno schema di ripartizione delle acque provenienti dalle precipitazioni.

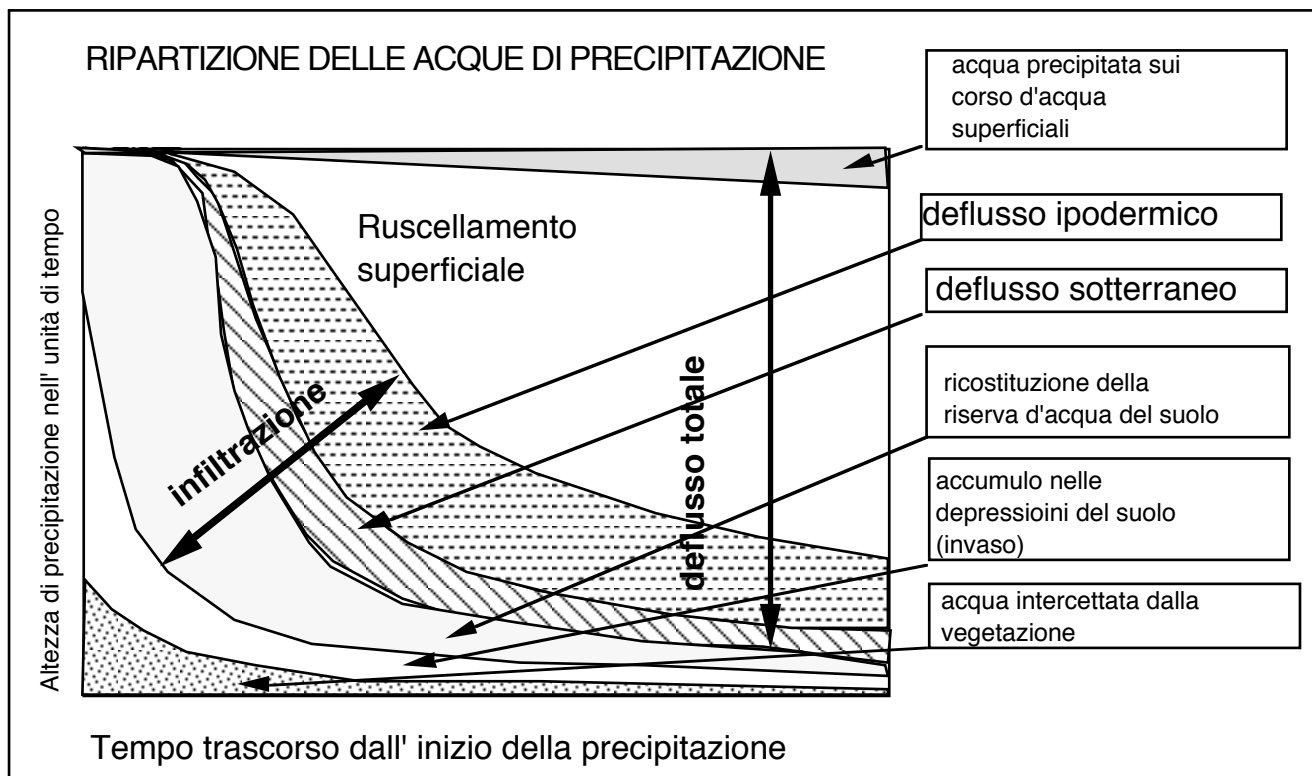


fig .36 - Ripartizione delle acqua precipitate dei deflussi

5.2. IDRTOMETRIE E MISURA DELLE PORTATE

L'idrologia di un corso d'acqua superficiale è lo studio del regime, cioè lo studio della distribuzione temporale delle portate e quindi dei metodi di misura delle portate e lo studio delle portate massime e delle minime e la loro previsione.

La portata di un corso d'acqua superficiale è una grandezza variabile col tempo, cioè variabile istante per istante.

Nei nostri studi raramente ci riferiamo però alle portate istantanee, ma più sovente alle portate medie giornaliere, che si definiscono come le portate "misurate" alle ore 12.00 di ciascun giorno, alle portate medie mensili, che per ciascun mese, sono calcolate come le medie delle precedenti ed analogamente per le portate medie annuali.

La portata di un corso d'acqua è una grandezza di non facile e agevole misurazione in quanto non può essere mai effettuata una misura diretta del volume che attraversa la sezione nell'unità di tempo prescelta.

Si deve ricorrere a misure di altre grandezze quali la velocità o l'altezza del pelo libero del fondo o a stramazzi.

La misura della portata tramite le misure di velocità si basa sulla:

$$Q = \int_A V \, dA \quad (26)$$

dove A è l'area della sezione, V è notoriamente variabile da punto a punto della sezione, tuttavia se si riuscisse a misurare V nel punto in cui essa è pari al valor medio, si potrebbe conoscere la portata tramite la:

$$Q = \bar{V} * A \quad (27)$$

ciò è però praticamente impossibile.

Si ricorre pertanto alla misura della velocità in diversi punti delle sezioni liquide.

La (26) diventa quindi:

$$\sum_{i=1}^N V_i * A_i \quad (28)$$

dove:

V_i è la velocità misurata al centro dell'area A_i ;

N è il numero delle parti in cui è stata suddivisa la sezione e per ciascuna di esse è stata eseguita una misura di velocità.

La misura della velocità in un corso d'acqua superficiale si può eseguire con vari metodi (galleggiamento, tubo di Pitot), ma quello più in uso è quello dell'utilizzo del mulinello idrometrico.

Questo strumento consiste in un'elica, un contagiri e un cronometro.

L'elica, immersa nella corrente, ruota intorno al proprio asse.

Si misura il numero dei giri al secondo, quindi tramite delle curve di taratura, fornite dalla ditta costruttrice dello strumento e ricavate per ciascuna elica sperimentalmente, si ottiene la velocità dell'acqua.

Si noti che la curva di taratura ha espressione di tipo:

$$V = A \cdot n + B \quad (29)$$

dove:

A e B sono dei coefficienti sperimentali;

n è il numero di giri al secondo.

E' evidente che un simile sistema non è indicato per misure continue di portata di una sezione.

Estremamente più semplici e meno onerosi sono i metodi basati sull'altezza dell'acqua del fondo.

Nell'ipotesi di moto uniforme è valida ed univoca la:

$$Q = Q (h) \quad (30)$$

in particolare utilizzando la relazione di Manning

$$Q = A K R_m^{2/3} J^{1/2} \quad (31)$$

dove :

A è l'area della sezione;

K è il coefficiente di Strickler (si ricorda che spesso è tabulato $n = \frac{1}{K}$, coefficiente di Manning);

R_m è il raggio medio;

J è la pendenza della cadente piezometrica, pari, nella ipotesi, a quella di fondo.

Evidentemente il prodotto A è funzione solo di h, mentre gli altri termini a secondo membro sono costanti.

La (31) è pertanto il tramite che dalla misura di altezza permette di passare alla portata.

E' ora di notare che l'utilizzo di tale metodo dovrebbe essere limitato al solo moto uniforme, cioè una restrizione molto forte che renderebbe il metodo scarsamente applicabile.

Tuttavia risultati sperimentali assicurano che l'utilizzo della (31), anche in casi diversi dal moto uniforme, non comporta notevoli errori.

Su questo punto si tornerà nel seguito.

Per poter eseguire delle misure di portata sistematiche - o meglio continue - non è possibile eseguire tuttavia la misura di altezze dal fondo in quanto questo risulta ovviamente variabile e quindi occorrerebbe disporre di un' asta mobile col fondo, o meglio con lo zero, sempre coincidente col punto più depresso della sezione.

Si adotta invece un' asta idrometrica che viene fissata una volta per tutte e quindi con quota dello zero della sua graduazione fissa: detta quota è chiamata zero idrometrico.

La posizione dello zero idrometrico è quella del fondo nel momento di posa in opera dell'asta.

Quanto sopra comporta ancora una nuova approssimazione nell'utilizzo della (31), che a causa di tale approssimazione si trasforma nella:

$$Q = A + B H^{5/3} \quad (32)$$

dove A e B sono dei coefficienti che vengono ricavati sperimentalmente con un mulinello idrometrico con diverse prove, con varie altezze di H (misura letta sull'asta idrometrica).

A fianco delle aste idrometriche vengono posti gli idrometrografi che consistono in galleggianti collegati con un apparecchio registratore, simile a quello utilizzato nei pluviometrografi.

Da queste registrazioni unitamente alla scala di deflusso (32) provengono i dati riportati sugli annali idrologici e si riferiscono all'altezza misurata alle ore 12.00.

Le sezioni fluviali dotate di asta idrometrica ed idrometrografo, sono dette stazioni idrometrografiche.

Esse sono anche dotate di una "teleferica" che consiste in una fune d'acciaio tesa tra due supporti posti su palo, su un muro, ecc.. tra le due sponde del corso d'acqua, e da una seconda fune che scorre parallelamente alla prima su due carrucole (fig 37).

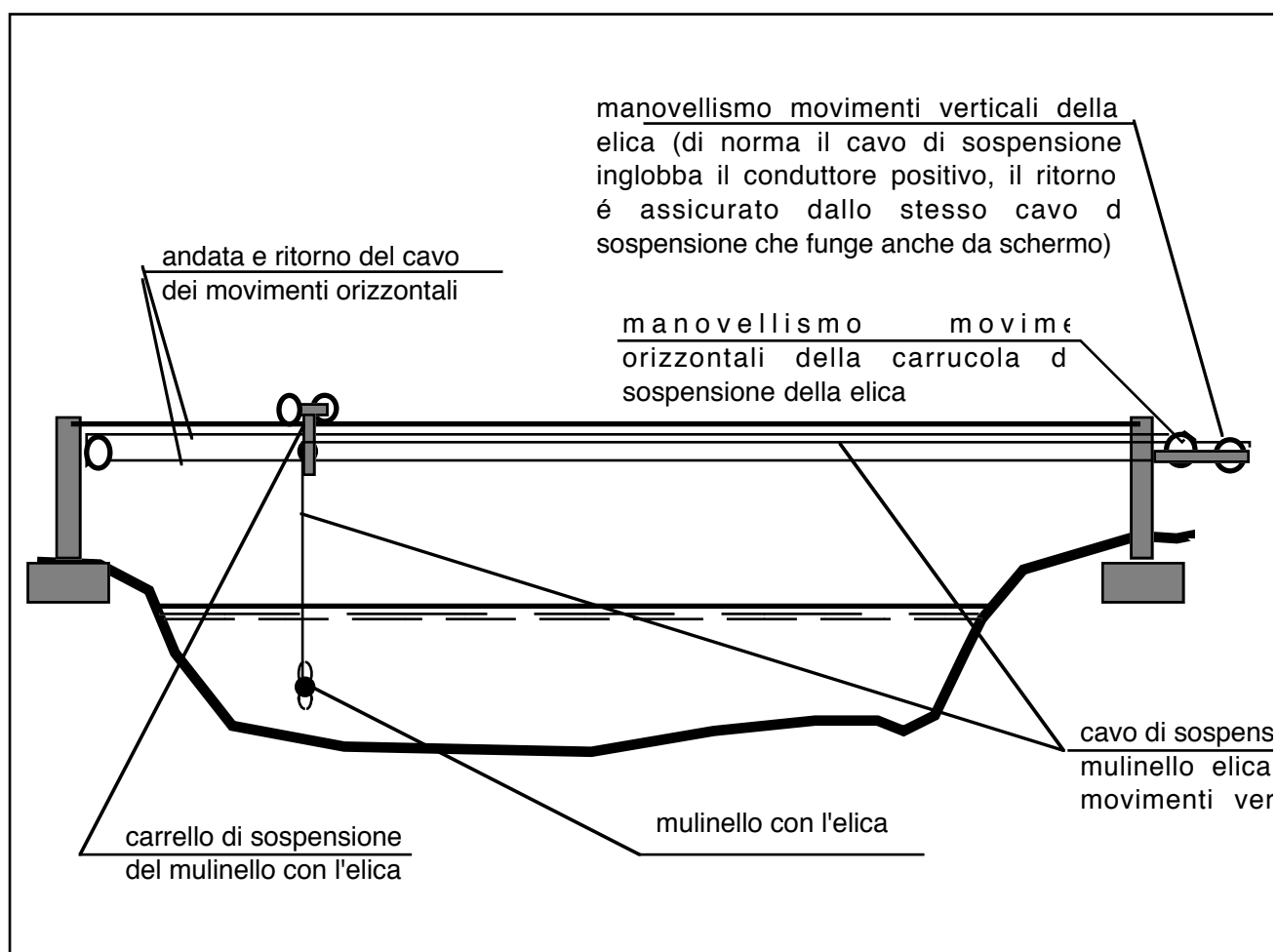


Fig. 37 - Schema di teleferica per le misure tacheometriche in una sezione di un corso d'acqua

La prima di esse serve per tenere in sospensione il mulinello e la seconda per spostarlo.

Questa attrezzatura serve per facilitare l'esecuzione della misura della portata col mulinello necessaria per la taratura delle scale di deflusso.

Esistono altri metodi di misura delle portate tramite altezza quali quelli basati sul risalto idraulico, sugli stramazzi ecc...

Per questi si rimanda, all'occorrenza, ai testi di idraulica e ai lavori specialistici.

Nei nostri studi raramente ci riferiamo però alle portate istantanee, ma più sovente alle portate medie giornaliere, che si definiscono come le portate "misurate" alle ore 12.00 di ciascun giorno, alle portate medie mensili, che per ciascun mese, sono calcolate come le medie delle precedenti ed analogamente per le portate medie annuali.

Di norma le portate si misurano in mc/sec.

La portata (giornaliera, mensile, annuale) è misurata in una certa sezione di un corso d'acqua superficiale che, ovviamente, definisce un bacino idrografico e può anche essere riferita a tutto il bacino

Si definisce deflusso il rapporto:

$$D = \frac{Q * T}{S} \quad (34)$$

dove:

Q è la portata (media giornaliera, mensile, annuale);

S è la superficie del bacino in m².

T è la misura dell'entità temporale scelta e misurata in secondi.

Per le portate medie mensili del mese di gennaio, T sarà:

$$T = 86.400 * 31 = 2.678.400 \text{ sec.}$$

dove:

86.400 è il numero di secondi di un giorno,

31 sono i giorni di gennaio,

La grandezza D rappresenta pertanto il contributo che mediamente l'unità di superficie del bacino ha dato all'entità delle portate, nella sezione esaminata.

E'opportuno far notare sin da ora, ma ciò verrà ripreso successivamente, la analogia tra la grandezza; afflusso, definita capitolo "precipitazioni" ed il deflusso.

5.3 I REGIMI IDROLOGICI

I deflussi(il termine è qui inteso nella sua eccezione più ampia), salvo casi eccezionali che si presentano in bacini glaciali o con prevalente precipitazione nevosa, hanno una distribuzione temporale correlata a quella delle precipitazioni che li generano e ciò per ovvi motivi.

Di norma tra precipitazioni e deflussi si verifica un certo ritardo che varia da bacino a bacino in base alle sue caratteristiche morfologiche, e per lo stesso bacino, in funzione della sua storia recente, per esempio dopo una stagione

secca si verificherà un ritardo maggiore tra precipitazione e deflusso rispetto al caso che la precipitazione sia stata preceduta da altre.

Ciò è dovuto alla diversa condizione del terreno; nel primo caso questo dovrà ricostituire la propria umidità sino alla saturazione, nel secondo è invece già saturo.

Da ciò risulta evidente che il regime dei deflussi è influenzato essenzialmente dalle precipitazioni, dalle temperature - che influiscono sull'evapotraspirazione - dalla vegetazione, dalla geologia (natura litologica) ecc...

Un importante parametro dei corsi d'acqua superficiali che si basa sul regime è la perennità (o il suo inverso torrenzialità) cioè il grado di avvicinamento (o discostamento) alla portata costante.

Questo è caratterizzato dalle linee di frequenze delle portate medie giornaliere o dalle linee di durata di utilizzazione.

Spesso anziché ricorrere ai grafici ora accennati, si definiscono con riferimento all'anno:

- la portata di durata di	10 gg;	cioè la portata che viene raggiunta o superata solo	10	giorni nell'anno;
- la portata di durata di	91 gg;	cioè la portata che viene raggiunta o superata solo	91	giorni nell'anno;
- la portata di durata di	182 gg;	cioè la portata che viene raggiunta o superata solo	182	giorni nell'anno;
- la portata di durata di	274 gg;	cioè la portata che viene raggiunta o superata solo	274	giorni nell'anno;
- la portata di durata di	355 gg;	cioè la portata che viene raggiunta o superata solo	355	giorni nell'anno;

La portata di durata di 182 giorni è detta portata semipermanente.

In analogia con quanto già detto per le piogge, anche per i corsi d'acqua superficiali abbiamo vari regimi.

Sul territorio nazionale i regimi presenti sono:

A) Regimi alpini

- 1 **glacio-nivale**: non è influenzato dalle piogge, ma solo dalla fusione dei ghiacciai e dei nevai. Ha quindi un solo massimo estivo.
- 2 **glacio-nivo-pluviale**: esiste ancora un massimo in corrispondenza della fusione dei ghiacciai, ma anche un secondo massimo (molto secondario), in autunno dovuto alle precipitazioni.
- 3 **nivo-pluviale**: esistono chiaramente due massimi entrambi molto netti, uno primaverile più importante, ed uno autunnale.

B) Regimi appenninici

- 4 **nivo-pluviale**: che ha le sette caratteristiche dell'omonimo regime alpino
- 5 **pluviale**: segue completamente il regime delle precipitazioni, e pertanto può essere:

- Sublitoraneo appenninico;
- marittimo;
- intermedio tra i due;

C) Regime delle isole

E' un regime identico al pluviale-marittimo

5.4 STIMA DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA

Occorre innanzi tutto porre l'attenzione sul fatto che si tratta sempre di previsione degli eventi provocati da un numero enorme di cause in parte sconosciute e di cui non si conosce il modo e l'entità del loro intervento sulle piene.

Questi motivi giustificano l'esistenza dei diversissimi metodi proposti per lo scopo, che raggrupperemo in:

- metodi empirici,
- metodi probabilistici,
- metodi cinematici

sulla base delle metodologie adottate.

5.4.1 Metodi empirici

Ci limitiamo ai seguenti metodi che prendono il nome dai loro Autori, pur avvertendo che la presente disamina é solo parziale e ben lungi da essere esaustiva, tuttavia é rappresentativa dei metodi di uso più frequente per i bacini appenninici italiani:

- Metodo del Giandotti (o del tempo di corrivazione),
- Metodo di Ghelardelli e Marchetti
- Metodi di Mongiardini;
- Formula del Forti;
- Formula del De Marchi;
- Formula del Pagliaro;
- Formula dello Iszkowski.

5.4.1.1 Metodo del Giandotti

La formula del Giandotti, che ha basi parzialmente cinematiche (alcuni Autori infatti la collocano tra queste ultime), si fonda sul concetto di "tempo di corrivazione", che sulla base di prove sperimentali su corsi d'acqua italiani, può essere calcolato tramite la :

$$T = \frac{a\sqrt{S} + bL}{c\sqrt{H_m}} \quad (35)$$

dove :

T = tempo di corrivazione in ore

S = superficie del bacino relativo alla nostra sezione in kmq.

L = lunghezza del fiume dall'origine alla nostra sezione in km.

H_m = altezza media del bacino relativa alla nostra sezione espressa in metri.

Quest'ultima si ottiene tramite la curva ipsografica, ed a, b, c sono tre coefficienti che assumono i seguenti valori:

$$a = 4$$

$$b = 1.50$$

$$c = 0.8$$

L'ipotesi sulla quale si basa questo metodo è che la pioggia che provoca la piena è quella che ha una durata pari al tempo di corrivazione¹.

Questa ipotesi si giustifica nel modo seguente.

Con riferimento alla fig 38, dove il bacino è diviso con isocrone di equidistanza di un' ora, supponiamo che sul bacino cada una pioggia costante nel tempo su tutta l' estensione del bacino.

Evidentemente dopo un'ora sarà transitata nella sezione fluviale la pioggia precipitata tra la stessa sezione e la prima isocrona, ed alla stessa ora la portata sarà rappresentata dal segmento A-A1 del diagramma della fig. 39

Al termine della seconda ora dall'inizio della pioggia, l'acqua che transiterà nella sezione è quella precipitata tra la sezione stessa e la isocrona relativa alla seconda ora, ne segue nel diagramma il segmento B-B1, evidentemente maggiore di A-A1.

Per un tempo pari al tempo di corrivazione, arrivano contemporaneamente alla sezione le acque che sono precipitate su tutto il bacino, sempre che la pioggia abbia avuto una durata almeno uguale a tale tempo. Pertanto si ha il raggiungimento della massima portata.

Se invece la pioggia ha durata inferiore a tale tempo di corrivazione, evidentemente parte del bacino (quella più vicina alla sezione) non contribuirà alla portata nella sezione contemporaneamente a quella proveniente dalle zone lontane e quindi non si raggiungerà la massima portata.

Piogge di durata superiore al tempo di corrivazione non contribuiscono invece ad aumentare la portata in quanto per tale tempo non si ha un aumento della superficie scolante che contribuisca alla portata fluviale (inoltre diminuisce l'intensità di pioggia) (vedi curve di caso critico nel paragrafo dedicato alle precipitazioni).

¹ Vedi oltre nel paragrafo relativo ai modelli di piena

Secondo il Giandotti la portata massima è data dalla formula:

$$Q_{\max} = \frac{\gamma \Psi}{\lambda} S \frac{h 277}{T} \quad [\text{mc/s}] \quad (36)$$

o, con riferimento alla unità di superficie del bacino:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{\gamma \Psi}{\lambda} \frac{h 277}{T} \quad [\text{mc/s} * \text{kmq}] \quad (37)$$

questo valore è detto **coefficiente udometrico**, e come ordine di grandezza, varia da 2 a qualche decina di unità in funzione inversa della grandezza del bacino e della sua morfologia, geologia, ecc...

Nelle formule precedenti:

h è l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione corrispondente al primo caso critico ed è espressa in metri;

T è il tempo di corrivazione in ore;

S è la superficie del bacino in kmq.

Il numero 277 è circa pari al rapporto $10^6/3600$ di passaggio dalle unità di misura delle grandezze che compaiono nelle formule a mc/s.

Nel suo complesso il rapporto $\frac{\gamma \Psi}{\lambda}$ è pari a:

$$\frac{\gamma \Psi}{\lambda} \sim 1.25 \quad (38)$$

per determinazioni più accurate vedasi oltre.

I tre simboli rispettivamente significano:

ψ è un coefficiente di riduzione delle piogge - cioè un coefficiente di deflusso essendo pari al rapporto tra acque che pervengono alla sezione e acque piovute sul bacino;

γ è il rapporto tra portata media e portata massima :

$$\gamma = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{med}}} \quad (39)$$

λT è la durata della piena, cioè la base dell'idrogramma di fig.40
Pertanto la formula (38) si giustifica come segue:

$\psi * S * h * 10^6$ rappresenta la parte di volume piovuto che perviene alla sezione; segue che la portata media é espressa dalla:

$$\frac{\psi h S 10^6}{3600 \lambda T} \quad [\text{mc/s} * \text{.kmq}] \quad (40)$$

e quindi confrontando con la (39) segue la (37).

Questa formula può essere applicata per bacini dell'ordine di qualche centinaio di kmq.

Il Giandotti consiglia i seguenti valori di Ψ e λ in funzione della superficie del bacino:

superficie del bacino				valori di ψ	valori di λ	valori di γ
	S<	300	Kmq	,5	4	10
300	S<	500	Kmq	,5	4	8
500	<S<	1000	Kmq	,4	4,5	8
1000	<S<	8000	Kmq	,3	5	6
8000	<S<	20000	Kmq	,3	5,5	6
20000	<S<	70000	Kmq	,2	6	6

Circa maggiori ragguagli sui coefficienti che in essa compaiono, si rimanda al lavoro originale Giandotti: "Previsione empirica delle piene in base alle precipitazioni meteoriche ed alle caratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini" pubbl. n.2, vol.10- 1940. Memorie e studi Idrografici - Ministero LL. PP.

5.4.1.2 Metodo del Gherardelli-Marchetti e Metodo di Mongiardini

Il metodo Ghelardelli e Marchetti, poi parzialmente modificato dal Mongiardini, è stato dedotto dalle osservazioni sperimentali di un grande numero (329) di bacini italiani.

La formulazione di espressioni empiriche dei contributi di massima piena, in funzione dei vari fattori di dipendenza, trovava i diversi studiosi, all'epoca degli studi dei tre Autori sopra menzionati, praticamente concordi, nell'accettare una dipendenza del contributo al colmo dalla superficie del bacino interessato secondo potenze, cioè del tipo:

$$q = f(x_1, x_2, x_3 \dots) * S^\alpha$$

ove l'esponente α è generalmente compreso tra i valori numerici - 0,50 e -0,70, con unico valore per tutti i bacini (ad es. secondo Marchetti, Mongiardini) oppure con due distinti valori, in funzione del grado di permeabilità dei bacini (secondo Gherardelli: bacini prevalentemente permeabili $\alpha = - 0,50$; bacini prevalentemente impermeabili $\alpha = - 0,70$).

Il Gherardelli e il Marchetti hanno riassunto i dati di osservazione con la formula:

$$q = q_{100} \left(\frac{S}{100} \right)^\alpha \quad [\text{mc/s*kmq}] \quad (41)$$

nella quale q_{100} , riassumendo le caratteristiche particolari dei singoli corsi d'acqua, dovrebbe essere considerato indice caratteristico di ciascuno di essi nei riguardi del fenomeno delle piene.

Il Gherardelli determina anzitutto per i vari compartimenti idrografici del territorio nazionale i maggiori valori del predetto indice e riconosce che la diversità degli indici q_{100} da compartimento a compartimento non può essere attribuita soltanto al caso, ma deve avere a base la differenza nei fattori idro-meteorologici per cui esiste una certa "graduatoria", per così dire, delle varie regioni nei riguardi delle piene.

Questa considerazione detta i criteri applicativi delle formule di questo tipo:

il valore dell'indice q_{100} , per il corso dell'acqua oggetto di considerazione, è assunto dal confronto dei maggiori valori degli indici q_{100} delle piene registrate sui corsi d'acqua della stessa regione con pari classe di permeabilità.

Il Mongiardini ha proposto un miglioramento di questo tipo di formula, introducendo una specificazione dei fattori di dipendenza del contributo di massima piena nell'indice q_{100} .

Le osservazioni del Mongiardini lo portano ad ammettere :

- 1) l'esistenza di una generica correlazione tra le intensità di pioggia maggiori e quelle medie normali: a rappresentare queste ultime assunse l'altezza media delle precipitazioni giornaliere sul bacino, così definita:

$$h = \frac{1}{m} \sum \frac{h_i}{n_i} \quad (42)$$

dove h_i rappresenta il valore dell'altezza delle precipitazioni annue nelle m stazioni del bacino e n_i il valore normale del numero di giorni di precipitazioni nelle stazioni stesse.

- 2) l'ipotesi di equivalenza della media aritmetica delle precipitazioni giornaliere, misurate nelle diverse stazioni del bacino interessato, alla media delle precipitazioni giornaliere distribuite sul bacino.

Calcolando il valore delle altezze medie delle precipitazioni giornaliere h , secondo la (42), per i bacini idrografici di 330 sezioni fluviali di corsi d'acqua naturali italiani, oggetto di rilievo delle portate di massima piena da parte del Servizio Idrografico, sulla base dei valori di precipitazioni annue e del numero dei giorni

piovosi nelle diverse stazioni pluviometriche, essi sono stati classificati, distintamente per trentadue regioni caratteristiche¹, a seconda dell'estensione del bacino, distinta nelle seguenti classi:

¹ Trentadue regioni caratteristiche erano state individuate da PICCOLO [15] in funzione dei precedenti lavori del Gherardelli.

da	0	a	100	km ²
da	100	a	200	km ²
da	200	a	500	km ²
da	500	a	1000	km ²
da	1000	a	5000	km ²
da	5000	a	100000	km ²

In ognuna delle classi di questa suddivisione si sono presi in considerazione i maggiori valori delle altezze medie delle precipitazioni h sui diversi bacini, appartenenti alla stessa classe, che sono stati poi posti a confronto qualitativo con i valori delle intensità per tempi caratteristici delle maggiori precipitazioni orarie e giornaliere. Il confronto è stato effettuato con diverse intensità poichè la determinante della portata di massima piena potrà esser una delle varie intensità considerate dipendentemente dalla superficie del bacino.

Il Mongiardini constatò che, considerando le trentadue regioni idrologiche precedentemente accennate, di massima si ha corrispondenza tra:

i gradi d'intensità delle altezze medie giornaliere di precipitazione	e delle precipitazioni più intense di breve durata nei bacini dell'Italia continentale
---	--

in particolare modo dell'Italia settentrionale e centrale. Particolarmente significativo è il confronto nelle regioni seguenti:

- | | | |
|------|------|--|
| n. | 1 | le alpi piemontesi dal Sesia all'alto Po; |
| n. | 2 | le alpi piemontesi dal Tanaro alla Scrivia; |
| n. | 5 | le alpi venete dall'Isonzo al Livenza; |
| n. } | 9 } | gli appennini emiliani-romagnoli dal Trebbia al Savio; |
| n. } | 10 } | |
| n. } | 11 } | |
| n. | 13 | le alpi ligure dal Roja all'Entella; |
| n. | 15 | gli appennini toscani dal Magra al Serchio; |
| n. | 20 | gli appennini campani dal Liri al Garigliano; |
| n. | 21 | gli appennini campani: il bacino del Volturno; |
| n. } | 22 } | gli appennini calabresi e lucani: versanti jonico e tirrenico. |
| n. } | 23 } | |

Di contro, nelle isole (in particolar modo la Sicilia), mentre le altezze medie giornaliere delle precipitazioni h sono molto basse, le piogge di breve durata hanno intensità particolarmente ridotte.

Come era all' epoca usuale, a rappresentare le caratteristiche geo-idrologiche e morfologiche dei bacini imbriferi furono sono assunti in primo luogo i coefficienti di deflusso, tratti dalle pubblicazioni del Servizio Idrografico Italiano

Anche per questo parametro furono individuati due gruppi di bacini per i quali il coefficienti di deflusso furono ritenuti non rappresentativi delle caratteristiche geo-idrologiche agli effetti del decorso della piena: i bacini per i quali tale coefficiente era molto alto o molto basso.

- a) i primi sono caratteristici di situazioni apparenti e scarsamente significative ai fini dei bilanci idrologici di corsi d'acqua, per l'apporto sotterraneo da bacini limitrofi (bacini sorgentizi, ad esempio Aniene e Subiaco) a fronte di prevalenti apporti nivali o glaciali, spesso di difficile valutazione (ad esempio Dora Baltea ad Aosta);
- b) i secondi nei bacini impermeabili spesso dipendono da elevatissime perdite per evaporazioni, assorbimento dei vegetali integrati da infiltrazioni nelle permanenze delle acque fuori alveo dopo le esondazioni (ad esempio Gornalunga a Gornalunga), mentre nei bacini permeabili dipendono da elevate perdite per infiltrazioni verso bacini limitrofi oppure da circolazione subalvea.

In queste condizioni il coefficiente di deflusso difficilmente è rappresentativo delle caratteristiche idrologiche agli effetti delle piene, secondo il Mongiardini vanno dunque esclusi i bacini per i quali:

- i valori relativi ai bacini nei quali i coefficienti di deflusso medi annui sono superiori a 0,90;
- i valori relativi ai bacini nei quali i coefficienti di deflusso medi annui sono inferiori a 0,20;

La classificazione dello Iszkowsky, relativa alle diverse caratteristiche dei bacini, considera coefficienti di deflusso compresi tra i valori 0,7 per alte montagne di varia ripidità e 0,20 per pianure e bassifondi; il coefficiente di deflusso introdotto dal Giandotti nella formula interpretativa dell'evento di piena risulta compreso tra i valori 0,50-0,20 dipendentemente dalle superfici dei bacini.

Da queste considerazioni e da altre il Mongiardini dedusse che il coefficiente di deflusso non fosse sufficiente a rappresentare da solo le caratteristiche geo-idrologiche del bacino, ma che ad esso fosse necessario aggiungere la ulteriore distinzione dei bacini prevalentemente permeabili e prevalentemente impermeabili, dipendentemente dal grado di permeabilità delle rocce, come indicato dal Servizio Idrografico

All' uopo Egli definì **permeabili** i bacini nei quali le rocce prevalentemente permeabili hanno una superficie complessiva superiore al 50% ed **impermeabili** i bacini nei quali le rocce prevalentemente permeabili hanno una superficie complessiva superiore al 50%.

Nei bacini a tipico regime marittimo (Calabria, Sicilia, Sardegna) il fenomeno pluviale, sia come precipitazioni medie sia come precipitazioni più intense, è prevalentemente concentrato nel semestre invernale, mentre gli apporti estivi sono assai bassi e soggetti a forti perdite per evaporazioni ed assorbimento dei terreni, pertanto i corsi d'acqua hanno prevalenti deflussi invernali, e le massime portate di piena registrate si sono verificate sempre nel periodo tardo autunno-inizio primavera.

Per tale motivo per queste regioni la piovosità ed i deflussi, con i rispettivi indici h^* e c^* sopradetti, sono relativi anziché al periodo annuo, al periodo semestrale ottobre-marzo. Mentre i singoli indici semestrali si differenziano in modesta misura dagli indici medi annui (per le altezze medie h^* non oltre il 12%; per i coefficienti di deflusso c^* non oltre il 25%); il loro prodotto che è l'elemento di maggiore significato per la stima della portata di massima piena, ha per i valori semestrali una maggiore variabilità con i diversi corsi d'acqua dei correlativi valori annui, e si differenzia da questi fino a circa il 36% (ad esempio Oreto e Parco).

Il Mongiardini propone per q_{100} la seguente relazione :

$$q_{100} = K_r * c * h \quad [mc/s * Km^3] \quad (43)$$

dove :

K_r è un indice specifico delle singole regioni, riassumendo quei fattori non compresi nei parametri c ed h , come ad esempio l'esposizione ai venti, l'acclività dei versanti, la conformazione dei bacini, ecc.....

c è il coefficiente di deflusso (valore riportato sugli annali idrologici o consomile)

h la precipitazione media giornaliera in mm

Il prodotto $c * h$ è, secondo il Mongiardini, un indice molto significativo dei corsi d'acqua e dei relativi eventi di piena, Egli infatti ha osservato che, nelle singole regioni o gruppi di regioni, in situazioni idrologiche simili, si ha una corrispondenza tra i maggiori valori (e correlativamente minori valori) del parametro q_{100} indicati dal Gherardelli e dal Marchetti, ed i valori dei fattori $c * h$ per alcune significative sezioni fluviali.

Nella proposizione del Mongiardini, l'eponente α è stato determinato dalla pendenza della retta media di compenso, nel piano logaritmico avente per ascisse i rapporti $\frac{S}{100}$ e per ordinate i rapporti $\frac{q}{c * h}$, dei punti rappresentativi di tutti gli eventi considerati (fig 41): ne è risultato $\alpha = -\frac{2}{3}$ valore unico per i bacini permeabili e impermeabili, eguale al valore dell'espressione formulata dal Marchetti (il Gherardelli proponeva 0,5).

Per ogni regione furono determinate le due linee inviluppo superiore dei punti rappresentativi dei contributi di piena per i bacini impermeabili e per i bacini permeabili, alle quali relativamente ad un lungo periodo di osservazione può essere attribuito, come consuetudine, il significato di linee indicatrici dei contributi di piena per gli eventi più gravi.

L'espressione delle curve inviluppo per le singole regioni degli eventi considerati diviene pertanto:

$$q=K_r c h \left(\frac{S}{100} \right)^{- (2/3)} \quad (44)$$

Dalla elaborazione dei dati relativi alle trentadue regioni individuate da Gherardelli, è parso, al Mongiardini possibile raggrupparli nel minore numero di nove più ampie regioni, aventi simili caratteri geografici, orologici e morfologici ed uguali curve inviluppo dei casi superiori. Fanno eccezione a questa suddivisione le sezioni fluviali del basso corso del Po e del Tevere, che sottendono una assai ampia superficie di bacini imbriferi: per il primo corso d'acqua le piene sono influenzate dall'apporto di contribuenti alpini ed appenninici di diversissime caratteristiche, per il secondo dai diversi caratteri geo-idrologici dei suoi principali affluenti, i cui apporti, anche per le caratteristiche geometriche e morfologiche dei loro bacini, risultano sfasati nel tempo, col risultato di un allungamento dell'onda di piena e modesti incrementi del colmo.

Si fa seguire la classificazione delle nove regioni sopradette secondo Mongiardini.

1) Bacini veneti e lombardi.

I bacini impermeabili di detta regione sono compresi tra l'Adige e il Tirolo e sono caratterizzati da bassi valori dei contributi di massima piena. La curva inviluppo di detta regione, definita dall'indice $K_r=0,50$, è determinata dai valori dell'Agno-Guà a Cobogna Veneta (28 anni di osservazione), dell'Adige a Trento e a Boara Pisana (33 anni di osservazione), del Mincio a Peschiera (33 anni di osservazione). Si differenzia da detta curva la sezione del Tirolo a Sesto Calende per la piena eccezionale del 1868, che non trova raffronto in alcuna altra sezione veneta e lombarda sub-lacuale, e alla quale corrisponde $K_r=0,78$.

I bacini permeabili veneti sono compresi tra l'Isonzo e il Brenta, e per la loro esposizione geografica, differente dai bacini sopra considerati, danno una curva inviluppo più elevata di quella precedentemente considerata, definita dall'indice $K_r=0,83$ e determinata dai valori dell'Isonzo a Pieris (29 anni di osservazione) e del Tagliamento a Pioverno (28 anni di osservazione).

2) Bacini piemontesi e liguri .

I bacini di questa classificazione comprendono i corsi d'acqua piemontesi dal Sesia alla Bormida , i corsi d'acqua liguri dell'arco di levante e dell'arco di ponente ed i corsi d'acqua della Linigiana nell'alta Toscana, dei quali tutti i valori dei contributi sottostanno alla stessa curva inviluppo; sono bacini **sostanzialmente impermeabili**, anche se assai diversa è la natura mineralogica delle rocce in essi affioranti. La curva inviluppo, definita dall'indice $K_r = 1,23$, è determinata da moltissimi corsi d'acqua liguri, quali il Maremola, il Polcevera, l'Entella e il Magra, e da alcune sezioni molto caratteristiche di corsi d'acqua piemontesi, come il Sesia a Ponte Aranco (30 anni di osservazione) e a Vercelli (7 anni di osservazione), la Bormida ad Alessandria (4 anni di osservazione), il Tanaro ad Alessandria (50 anni di osservazione) e a Monte Castello (50 anni di osservazione), la Suvia a Serravalle (23 anni di osservazione). I **bacini permeabili**, di numero ed estensione modestissimi, della Liguria e dell'Alta Toscana sono caratterizzati da contributi di massima piena molto elevati, e non sembra che per essi sia possibile effettuare una netta differenziazione dalla curva caratteristica dei bacini impermeabili.

3) Bacini emiliani e romagnoli

I bacini di questa terza regione sono **tutti prevalentemente impermeabili** e la curva inviluppo relativa, caratterizzata dall'indice $K_r = 1,38$, è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Trebbia a Due Ponti (21 anni di osservazione), Trebbia a Valsigiara (18 anni di osservazione), Trebbia a S. Salvatore (31 anni di osservazione), Reno a Chiusa di Casalecchio (3 anni di osservazione), Savio a Diga di Quarto, Savio a S. Vittore (16 anni di osservazione), Foglia a Montecchio.

4) Bacini delle Marche, dell'Abruzzo e del Molise

La regione è determinata a nord del Metauro e a sud del Biferno. In questa quarta regione si ha un notevole numero di bacini impermeabili e permeabili: la curva inviluppo dei casi superiori dei **bacini impermeabili**, caratterizzata dall'indice $K_r = 1,00$ è determinata dal Castellano ad Ascoli Piceno (9 anni di osservazione), dal Biferno a Guardialfiera (24 anni di osservazione) e ad Altopantano (19 anni di osservazione). La curva inviluppo dei **bacini permeabili**, caratterizzata dall'indice $K_r = 0,65$ è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Sentino a S. Vittore (28 anni di osservazione), Chienti a Divina Pastora, Tavo a S. Pellegrino (17 anni di osservazione), Pescara a S. Teresa (33 anni di osservazione), Sangro ad Ateleta (26 anni di osservazione).

5) Bacini della Toscana, del Lazio e dell'Umbria

I **bacini impermeabili** di questa regione sono stati suddivisi in due diverse classi: la prima attinente ai bacini interni toscani ed umbri dell'Arno e del Tevere, la seconda attinente ai bacini litoranei della Toscana e dell'alto Lazio; a questa seconda classe appartengono ancora secondo iol Mongiardini i bacini impermeabili del Paglia e del Chiani che, per posizione geografica, natura geologica e orografia, più si avvicinano ai bacini dell'Ombro, dell'Albegna e del Fiora. La curva di inviluppo del primo gruppo di bacini, caratterizzata dall'indice $K_r = 1,40$ è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Chiascio a Ponte Rosciano (25 anni di osservazione) Tevere e Baschi (28 anni di osservazione), Arno a Ponte Romito (55 anni di osservazione), Chiana a Ferrovia Roma-Firenze (35 anni di osservazione), Arno a Firenze (89 anni di osservazione), Arno a Brucianese (26 anni di osservazione), Arno a S. Giovanni alla Vena (31 anni di osservazione). La curva di inviluppo del secondo gruppo di bacini, caratterizzata dall'indice $K_r = 2,64$, è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Cecina a valle confluenza con La Sterza (28 anni di osservazione), Cornia a Ponte Ferrovia Livorno-Roma (16 anni di osservazione), Arbia a confluenza Ombro, Ombro a Sasso d'Ombro (28 anni di osservazione), Paglia a Orvieto (17 anni di osservazione). La curva di inviluppo dei **bacini permeabili laziali e umbri** è caratterizzata dall'indice $K_r = 0,55$ ed è determinata dalle seguenti sezioni: Topino a Ponte Bettona (29 anni di osservazione), Salto a Balze S. Lucia (31 anni di osservazione), Amaseno a Fossanova.

6) Bacini della Campania e delle Puglie

I bacini di queste due regioni sono stati raggruppati in un'unica classificazione, in quanto le curve inviluppo dei casi superiori si identificano. La curva inviluppo dei casi critici dei **bacini impermeabili** caratterizzata dall'indice $K_r = 1,50$, è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Volturno a Ponte Annibale (76 anni di osservazione), Sede ad Albanella (30 anni di osservazione), Carapelle a Carapelle (24 anni di osservazione), Ofanto a Rocchetta S. Antonio (30 anni di osservazione), Ofanto a S. Samuele (24 anni di osservazione), Fortore a Stretta d'Occhito (4 anni di osservazione), Fortore a Civitale (16 anni di osservazione). Molto ridotto il numero dei dati dei bacini permeabili dei corsi d'acqua campani per poter definire una possibile curva inviluppo dei casi limiti superiori: al valore più rimarchevole del Volturno ad Amorosi (22 anni di osservazione) corrisponde un indice $K_r = 0,80$.

7) Bacini della Calabria e della Lucania

La curva inviluppo dei bacini impermeabili di questa regione, caratterizzata dall'indice $K_r = 1,90$, è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: Bradano a Ponte Colonna (25 anni di osservazione), Basento a Gallipoli (26 anni di osservazione), Ancinale a Crisura (28 anni di osservazione). La curva inviluppo dei bacini permeabili presenta alcune incertezze per insufficienza di elementi di osservazione: al maggior valore di detti elementi relativo all'Esaro a La Musica (25 anni di osservazione) corrisponde un indice $K_r = 0,53$.

8) Bacini della Sicilia

La curva inviluppo dei **bacini impermeabili** di queste regioni , caratterizzata dall'indice $K_r = 3,30$, è determinata dalle seguenti sezioni fluviali: S. Leonardo a Monumentale (26 anni di osservazione), Simeto a Contrasto, Alcantara a Mojo (16 anni di osservazione). Scarsi i valori di rilievo sui **corsi d'acqua permeabili**; ai più importanti di essi (Oreto a Parco e a Foce, Verdura a Sosio, Anapo a Diddino) corrisponde una curva di inviluppo di indice $K_r = 0,53$.

9) Bacini della Sardegna

I bacini di questa regione sono prevalentemente impermeabili: ad essi corrisponde una curva inviluppo, con indice $K_r = 2,90$, determinata da Mannu dei Berchidda a Berchidda (31 anni di osservazione), Cedrino a Cedrino (28 anni di osservazione), Flumendosa a Monti Scrocca (31 anni di osservazione).

In appendice alle presente testo sono riportati i valori dei parametri q_{100} che il Mongiardini ha dato di alcune sezioni fluviali ritenute particolarmente importanti e significative nonché i corrispondenti valori determinati dagli studi del Gherardelli e del Marchetti.

Si osserva infine che la variazione dell'indice k_r , tra le diverse regioni idrologicamente caratteristiche del territorio nazionale, risulta minore di quella osservata nei riguardi dell'indice q_{100} delle espressioni del Gherardelli e del Marchetti: ciò tenderebbe a confermare la maggiore precisazione dei fattori di dipendenza scelti da Mongiardini

5.4.1.3 La formula del Forti

La formula del Forti, valida per piccoli bacini dell'ordine della decina di km^2 , dà per il coefficiente idrometrico (rapporto tra portata al colmo ed estensione superficiale del bacino) l'espressione:

$$q_{\max} = a \frac{500}{S + 125} + b \quad [\text{mc/sec.kmq}] \quad (45)$$

dove :

S è l'estensione del bacino in km^2 ,

a, b, sono due coefficienti rispettivamente pari a 2.25 e 0.5. per piogge inferiori ai 200 mm/giorno, e pari a 3.25 e 1. per piogge sino a 400 mm/giorno

5.4.1.4 La formula del De Marchi

La formula del De Marchi, molto simile a quella del Forti, è valida, anch'essa, solo per piccoli bacini montani con elevata intensità, dell'ordine di 400 mm/giorno, dà per il coefficiente udometrico l'espressione:

$$q_{\max} = 6 \frac{500}{S + 125} + 5 \quad [\text{mc/sec.kmq}] \quad (46)$$

dove :

S è l'estensione del bacino in kmq.

5.4.1.5 La formula del Pagliaro

Il Pagliaro, nel 1926 diede per i bacini di estensione superficiale inferiore ai 1000 Km² l'espressione:

$$q_{\max} = \frac{2900}{90 + S} \quad [\text{mc/sec.kmq}] \quad (47)$$

sia questa che la precedente, del De Marchi, sono secondo Maione, ampiamente cautelative.

5.4.1.6 La formula dello Iszkowski

Lo Iszkowski, nel 1886 elaborando i dati di 289 corsi d'acqua europei ha ammesso la proporzionalità tra il contributo di piena e l'altezza di precipitazione media annua del bacino, formulando la relazione:

$$q_{\max} = k m H \quad [\text{mc/sec.kmq}] \quad (48)$$

dove :

m dipende dalla estensione superficiale;

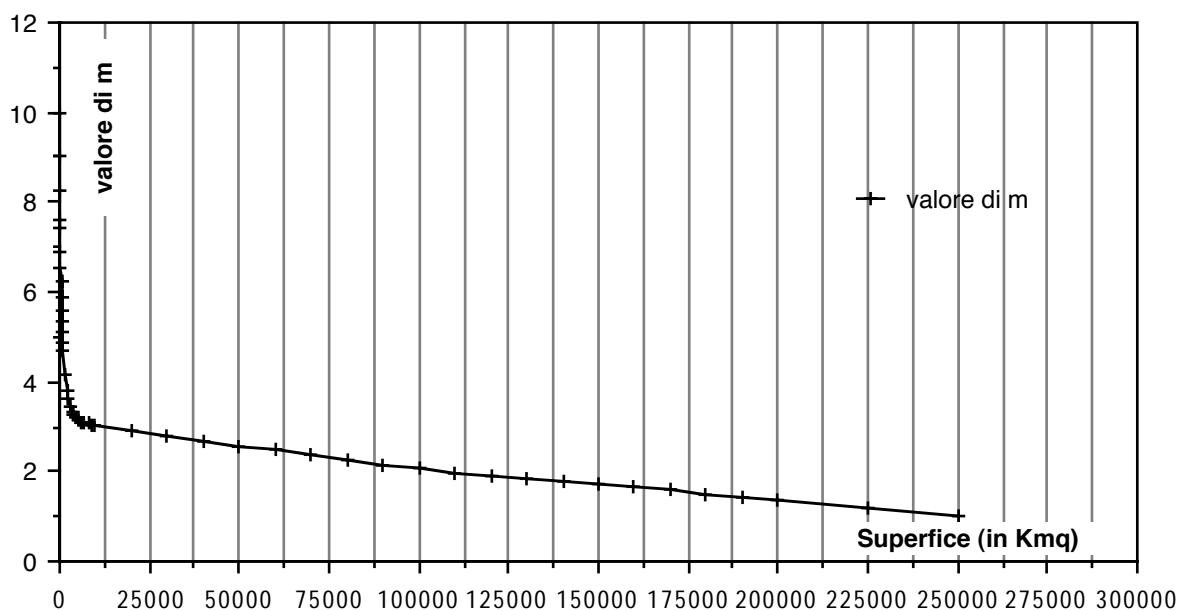
k dalle caratteristiche geo-morfologiche del bacino.

I valori di m sono tabulati come segue:

S	m	S	m	S	m	S	m	S	m	S	m
1	10,000	500	5,900	2.500	3,613	8.000	3,060	70.000	2,365	150.000	1,725
10	9,000	600	5,600	3.000	3,450	9.000	3,038	80.000	2,260	160.000	1,650
40	8,230	700	5,300	3.500	3,350	10.000	3,017	90.000	2,153	170.000	1,575
70	7,600	800	5,120	4.000	3,250	20.000	2,903	100.000	2,050	180.000	1,600
100	7,400	900	4,900	4.500	3,200	30.000	2,801	110.000	1,980	190.000	1,425
200	6,870	1.000	4,700	5.000	3,125	40.000	2,693	120.000	1,920	200.000	1,350
300	6,550	1.500	4,145	6.000	3,103	50.000	2,575	130.000	1,855	225.000	1,175
400	6,220	2.000	3,775	7.000	3,082	60.000	2,470	140.000	1,790	250.000	1,000

e possono venire interpretati con il seguente grafico:

valori di m secondo ISZKOWSKI



I valori di K sono qui di sotto tabulati, l'ultima colonna della tabella riporta altresì anche i valori di ψ da usarsi nella formula del Giandotti

Orografia del bacino	Valori di K a seconde della categorie				Valori di del corso d'acqua ψ
	I	II	III	IV	
Paludi e bassifondi	0,017	0,03			0,2
Pianure e lievi ondulazioni	0,025	0,04			,25
Parte pianura e parte collina	0,03	0,055			,3
Colline non ripide	0,035	0,07	0,0125		,35
Parte monti di media altezza parte colline e colline ripide	0,04	0,082	0,155	0,4	0,4
Monti come : Ardenne, Eifel Westerwald, Vol gesberg, ecc.. in media	0,045	0,1	0,19	0,45	0,45
Monti come : Harz, Thuringen wald Fichetelgebrige, Erzebigge, ecc in media	0,05	0,12	0,255	0,5	0,5
Monti come : Foresta Nera, Vosgi, Reisengerbirge, Sudeti, ecc in media	0,045	0,14	0,29	0,55	0,55
Atri monti, secondo la ripidità	0,06 0,07 0,08	0,16 0,185 0,21	0,36 0,46 0,60	0,6 0,70 0,80	0,6 0,70 0,80

In particolare le categorie rispondono alle seguenti descrizioni:

Categoria I	Terreni molto permeabili con vegetazione normale e terreni di media permeabilità con vegetazione lussureggiante o completamente lavorati;
Categoria II	Terreni in collina o montagna con vegetazione normale e terreni di pianura con lievi ondulazioni, ma poco permeabili;
Categoria III	Terreni impermeabili con vegetazione normale in collina ripide o montagne;
Categoria IV	Terreni impermeabilissimi con scarsa e nessuna vegetazione normale in collina ripide o montagne;

5.4.2. Metodi probabilistici

Critica ai metodi empirici.

I metodi empirici sin qui esposti hanno differenti campi di applicazione a causa delle limitazioni indicate circa la superficie del bacino imbrifero, tuttavia esistono vari altri metodi e non è difficile trovarne due o più applicabili allo stesso bacino.

Si dovrebbero ottenere, se non gli stessi risultati, valori non molto differenti cosa che non si verifica e pertanto in tali casi non sapremo più quale sia il valore della portata di massima piena.

Se invece interpretiamo la portata di massima piena come un evento aleatorio, i vari valori che otteniamo con le formule empiriche assumono il significato di portate di massima piena del bacino con diverse probabilità di verificarsi e cioè con diverse frequenze.

Su tale concetto torneremo in seguito.

5.4.2.1 Il metodo empirico-probabilistico del Fuller

Una prima impostazione, su basi statistiche, che per certi versi schiuse la strada alla interpretazione di cui sopra è dovuta al FULLER che nel 1913) sulla base dei dati relativi a 25 anni di osservazioni del torrente Tohickon, ordinò le massime piene annuali in ordine decrescente, segnando in una tabella al posto del valore delle piene corrispondenti, il valore del rapporto :

$$\frac{Q_{\max}(i)}{\overline{Q}_{\max}} \quad (49)$$

dove rispettivamente con:

$Q_{\max}(i)$ è la i -esima Q_{\max}

\overline{Q}_{\max} la media delle Q_{\max} annuali.

Nella tabella seguente, relativa alle prime 10 portate max annuali, sono riportati, tali valori, nella seconda colonna

Numero delle piene in ordine decescente.	Rapporto $\frac{Q_{max}(i)}{Q_{max}}$	Media mobile dei valori della seconda colonna	Tempi di ritorno
1	2,1	2,1	25
2	1,59	1,85	12,5
3	1,45	1,71	8,5
4	1,30	1,61	6,25
5	1,21	1,53	5,4
6	1,15	1,47	4,17
7	1,06	1,41	3,57
8	1,06	1,36	3,33
9	1,01	1,33	2,79
10	1,01	1,29	2,5

Nella terza colonna sono riportati, in ciascun rigo, le media dei valori dei numeri della seconda colonna relative a tutte le righe superiori a quella in esame nonché al rigo stesso.

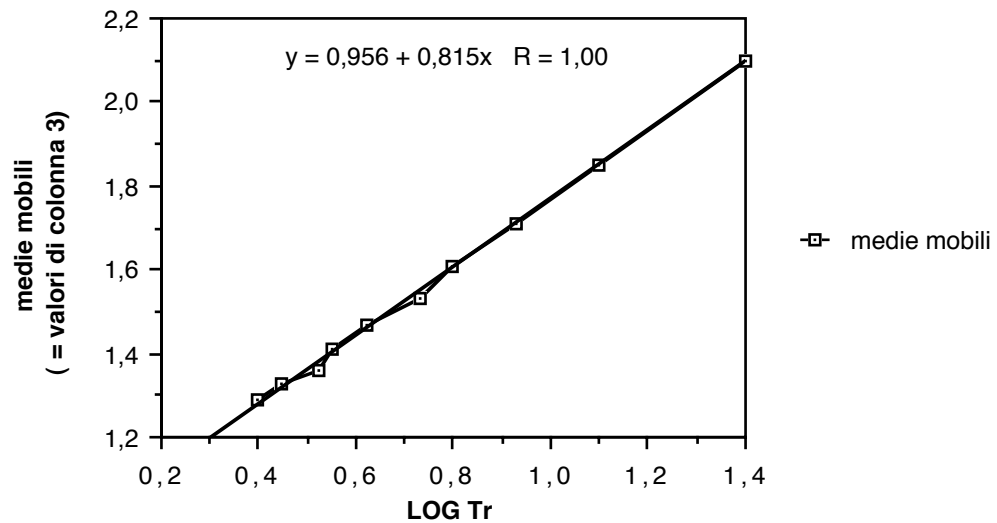
Per esempio il valore di cui al terzo rigo della terza colonna é dato da :

$$\frac{2.1+1.59+1.45}{3} = 1.71$$

Nella colonna 4 si riporta l'inverso delle frequenze delle osservazioni, cioè il numero degli anni di osservazioni che sono stati necessari per misurare il valore di portata corrispondente al rapporto di colonna 3 o superiore. Evidentemente per il valore più alto sono stati necessari tutti i 25 anni di osservazione, per il secondo valore gli anni necessari saranno 12.5 (essendo due i valori, quello corrispondente al rigo e quello del rigo superiore),ecc...

Il Fuller realizzò quindi il grafico che segue, riportando in ascisse i logaritmi decimali dei tempi di colonna (4) ed in ordinate i valori (in scala normale) di colonna (3).

Grafico del Fuller relativo alla max piene del torrente Tohickon



I punti individuati dalla coppia di numeri delle colonne 4 e 3 risultano in un simile grafico allineati., l'equazione della retta scritta sul grafico é stata ottenuta direttamente dal computer che lo ha redatto. Essa non é molto dissimile da quella a suo tempo ottenuta, graficamente, dal Fuller,

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + 0,76 \text{ LOG } t_r \quad (50)$$

Essa, come é evidente, passerà per $\frac{Q}{Q_0} = 1$

Dalla (50) segue :

$$Q = Q_0 (1 + 0,76 \text{ LOG } t_r) \quad (51)$$

La formula precedente riconduce il metodo del Fuller alla determinazione del valore Q_0 cioè del valore della media annua delle massime assolute, valore invero il più delle volte non noto. Lo stesso Autore sostiene che Q_0 dipende dalla Q_g cioè dalla media delle massime portate giornaliere, secondo la relazione :

$$Q_0 = Q_g (1 + 2,66 S^{-3}) \quad (52)$$

Ovviamente la Q_g é di molto più facile determinazione, ma comunque il metodo rimane applicabile ai soli casi per i quali esistono osservazioni sistematiche di misure giornaliere di portate.

Sempre il Fuller dà un ulteriore formula per il superamento di tale problema legando il Q_g direttamente all' area del bacino tramite un coefficiente C :

$$Q_g = C * S^{0,8} \quad (53)$$

molte critiche sono state fatte alla formula di Fuller che in parte urta contro taluni risultati, ed in particolare alcuni relativi a corsi d'acqua italiani, e che come visto, con l'applicazione della formula appena sopra trascritta, passa dal campo delle osservazioni sperimentali a quelle dell' empirismo.

Tuttavia il Tonini ha dimostrato la possibilità di utilizzare anche per i corsi d'acqua italiani tale metodo, indicando nella:

$$Q = Q_o (1 + 1.18 \text{ LOG } t_r) \quad (54)$$

la formula a ciò più adatta

Come già detto, valore di Q_o (media annua delle massime assolute) è di difficile determinazione, per cui lo stesso Fuller ha correlato tale valore a quello della media delle massime portate giornaliere. La relazione (52), generalizzata diventa:

$$Q_o = Q_g (1 + a S^b) \quad (55)$$

dove, per i bacini italiani

a può assumere valori da 30 a 110

b vale generalmente 0,5.

I valori di a e b validi, per i corsi d'acqua italiani, sono stati indicati dal Tonini nella memoria sopra citata.

Essi sono stati dedotti dalla conoscenza di alcune coppie di valori di Q_o, Q_g tramite una semplice graficizzazione della (55), infatti:

$$Q_o = Q_g + Q_g \frac{a}{S^b} \quad (56)$$

segue:

$$\frac{Q_o - Q_g}{Q_g} = a * S^{-b} \quad (57)$$

da cui :

$$\text{LOG} \left(\frac{Q_o - Q_g}{Q_g} \right) = \text{LOG } a * -b \text{ LOG } S \quad (58)$$

che é l'equazione di una retta in scala bilogaritmica.

Riportando in ascissa il LOG S ed in ordinata il $\text{LOG} \left(\frac{Q_o - Q_g}{Q_g} \right)$ il Tonini, come in precedenza il Fuller per i fiumi americani, ha notato che la quasi totalità dei punti relativi ai corsi d'acqua italiani di cui possedeva gli elementi, si disponevano all'interno della striscia delimitata dall'equazione (58) appunto con $b=0.5$ e a compreso tra 30 e 110 .

In particolare per $a=68$ si ottiene la retta che meglio compensa i punti .

Sempre il Fuller propone, per quei quei fiumi per i quali non si conosce il valore di Q_g , che questo venga assunto pari a :

$$Q_g = C_p S^{0.3} \quad (55 \text{ bis})$$

dove C_p è un coefficiente detto di piena, variabile da regione a regione, tra 0.11 e 3.59.

E' anch'esso riportato, per i corsi d'acqua italiani, nel lavoro citato del Tonini.

VALORI DEI COEFFICIENTI DI PIENA DEI CORSI D'ACQUA ITALIANI

corso d'acqua	stazione	Superficie (kmq)	coefficiente di piena C_p
Boite	Perarolo	391	,46
Brenta	Sarson	1562	1
Noce	Dermulo	1056	,42
Adige	Pescantina	10957	,52
Adige	Trento	9671	,51
Adige	Boera Pisani	11954	,49
Ticino	Bellinzona	1515	1,85
Tresa	Ponte Tresa	614,5	,47
Ticino	Sesto Calende	6598,5	1,02
Adda	Tirano	906,2	,37
Adda	Fuentes	2508	,96
Adda	Ponte di Lecco	4508	,53
Adda	Pizzighettone	7775	,57
Oglio	Temù	119,4	,36
Oglio	Capo di Ponte	777,0	,66
Oglio	Marcaria	5681,6	,40
Sesia	Capertogno	170,3	1,25
Dora Baltea	Ponte Baio	3329	,85
Tanaro	Alessandria	5258	,78
Trebbia	San Salvatore	619	2,49
Taro	San Quirino	1476	1,32
Parma	Baganzola	629	1,14
Enza	Lentiglione	680	1,65
Secchia	Ponte Bacchello	1309	,87
Panàro	Bomporto	1000	1,70
Po	Piacenza	42030	1,02
Po	Casalmaggiore	53460	,84
Po	Roncorrente	62450	,78
Po	Revere	67900	,64
Po	Pontelagoscuro	70091	,62
Roja	San Dalmazzo	172	,82
Argentina	Centrale Arg.	192	,91
Arroscia	Pogli	202	1,32
Neva	Cisano	124	1,43
Bisagno	La Presa	34	2,57
Lavagna	San Martino	163	1,59
Sturla	Vignolo	102	1,37
Vara	Stagnedo	454	2,13
Reno	Pracchia	41	1,57
Rio Faldo	Setteponti	3,3	,96
Orsigna	Setteponti	15,0	1,48

Reno	Casalecchio	1051	1,42
Savena	San Ruffino	157	,56
Lamore	Faenza	263	,85
Burano	Foci	126	,63
Bosso	Cagli	126	1,09
Candigliano	Acqualagna	617	1,13
Serchio	Borgo a Mozzano	1061	1,57
Arno	S. Giovanni alla vena	8186	,96
Tevere	Ponte Nuovo	4147	,75
Tevere	Passo S. Francesco	12701	,66
Tevere	Roma-Ripetta	16545	,51
Aniene	Lunghezza	1115	,53
Vomano	Piano Vomano	198	1,11
Rio Arno	Ponte Rio Arno	58	,49
Mavone	Isola Gran Sasso	43	,75
Aterno	Molina	1303	,11
Pescara	Maraone	2003	,13
Pescara	Sambuceto	3125	,19
Sangro	Ateleta	545	,51
Trigno	Trivento	544	,28
Melfa	Atina	77	1,17
Volturno	Ponte Annibale	5542	,91
Tanagro	Polla	659	,73
Calone Lucano	Ponte R. Tenuta di	673	3,52
	Persano		
Sele	Scafa di Persano	2428	1,10
Ancinate	Razzona	116	,87
Oreto	Parco	76	1,64
Simeto	Biscari	696	1
Simeto	Giarretta	1832	1,09
Fluminimanu	Is Acquas	60,79	,57
Flumentepido	Flumentepido	62,8	,52
Fluminimaggiore	Fluminimaggiore	83,3	,48
Taloro	Passerella Gavoi	225,9	,64
Araxisi	Orto Sciavico	121	,63
Flumineddu	Allai	787,1	,80
Temo	Reinamare	175,8	,93
Mannu di Porto Torres	Pedras Alvas	225,6	,36
Mannu di Ozieri	Ponte della Legna	334	,45
Bettule	Bettule	168,6	,66
Mannu di Ozieri	Fraigas M.P.	757,1	,65
Rio di Oxiri	Concarabella	363,9	,55
Foddeddu	Corongiu	51,2	,94
Flumendosa	Gadoni	423,5	1,20
Flumendosa	Villanovatulo	548,4	1,13
Flumendosa	Monte Serocca	1011,2	1,03
Flumineddu	Stanali	389,5	,95
Sa Picocca	Monte Acuto	119,1	,98

A parte il caso della (53) che ovviamente ha carattere puramente empirico, al metodo del Fuller non si può riconoscere una rigorosa trattazione probabilistica, anzi è tutto sommato un metodo empirico, anche se ci permette la valutazione delle frequenze e fu impostato sulla base di osservazioni di tipo probabilistico.

Tuttavia a parte i motivi storici, il metodo di Fuller è importante e soprattutto è ancora adottato, e perchè è il più semplice dei metodi probabilistici e perchè è

spesso applicabile, anche in mancanza di osservazioni statistiche, cosa che invece non sarà possibile con gli altri metodi.

5.4.2.2 Il metodo di Gibrat

Proposto nel 1932 si basa su elaborazioni probabilistiche che partono dal supporre che la variabile aleatoria *portata* abbia una distribuzione statistica data da una trasformazione della legge di Gauss.

Fu subito escluso infatti che la variabile aleatoria in parola, potesse avere distribuzione normale, in quanto questa comporta una simmetria rispetto al valore centrale che è anche il più probabile, e per il non annullarsi della probabilità per valori di Q nulli o negativi.

Prima del Gibrat altri Autori, quali Foster nel 1913 avevano proposto metodi correttamente impostati, ma questi ebbero scarsa fortuna, in quanto si basavano su distribuzioni di difficile elaborazione.

Il metodo di Gibrat si basa sulla trasformazione suggerita da Edgeworth e Kapteyn alla distribuzione di Gauss. Tali trasformazioni consistevano nel ricercare una funzione:

$$Z = f(x) \quad (59)$$

dove x è una variabile aleatoria, e Z è una variabile dipendente da x che segue la legge di Gauss.

Di tali trasformazioni il Gibrat ha adottato quella proposta da Galton

$$f(x) = a \log(x - x_0) + b \quad (60)$$

Per le sue elaborazioni il metodo di Gibrat utilizza le portate medie giornaliere.

Pertanto la regolarizzazione delle portate con Gibrat ci permette di calcolare le probabilità delle portate giornaliere e non delle massime.

L'utilizzo delle portate giornaliere è dovuto alla necessità di disporre di un sufficiente numero di dati.

I valori delle costanti a , b , x_0 sono ricavabili con i metodi tipici della statistica, richiamati nella appendice 1.

Un'altra ipotesi fatta dal Gibrat è che ogni piena sia indipendente dalle precedenti (è questa necessaria per l'utilizzo della distribuzione log-normale, ma evidentemente non risulta sempre verificata per i motivi avanti esposti).

Una delle critiche che possono essere fatte al metodo di Gibrat consiste nel prendere in considerazione per individuare la legge della distribuzione delle portate massime, anche i valori molto inferiori ai massimi ed anche ai minimi, che verosimilmente non dovrebbero avere alcuna influenza sui massimi, ma che così operando influiscono nel senso di dare una valutazione per difetto.

5.4.2.3 Il metodo di Gumbel o dell'estremo atteso.

Viene utilizzata in questo caso una distribuzione statistica proposta da Gumbel nel 1954, che dà la distribuzione dei valori massimi presi per sottocampione, da un campione di grandezza infinita.

La distribuzione statistica per Gumbel è:

$$P(x) = e^{-e^{-z}}, \quad (61)$$

dove z è una funzione lineare del tipo

$$z = \alpha (x - x_0) \quad (62)$$

con α e x_0 parametri da valutarsi con i metodi tipici della statistica.

Per ulteriori ragguagli si rimanda al Cap VI. (Fognature)..

Si prendono quindi le massime portate di ogni anno e sulla base di queste si stimano i valori di α e x_0 .

5.4.2.4 Il concetto di tempo di ritorno

Qualunque sia la distribuzione statistica con cui abbiamo regolarizzato le portate fluviali cioè quelle di Gibrat, Gumbel (od altre), queste permettono di valutare la probabilità $\emptyset(z)$ che possa verificarsi un valore minore o al più uguale a $\emptyset(z)$.

La quantità

$$1 - \emptyset(z)$$

rappresenta quindi la possibilità che si verifichi un valore superiore a $\emptyset(z)$, pertanto l'inverso di tale quantità cioè:

$$T(z) = \frac{1}{1 - \emptyset(z)} \quad (63)$$

è il numero di osservazioni che deve essere eseguito per avere valori superiori a $\emptyset(z)$.

Essendo dette osservazioni periodiche annuali, detto numero coincide con il tempo da attendere affinché la portata sia maggiore di z .

Se invece, nelle elaborazioni, operassimo con le portate giornaliere T rappresenterebbe i giorni di attesa.

T rappresenterà quindi comunque un tempo detto **tempo di ritorno**.

Il metodo probabilistico, fatta eccezione per il metodo di Fuller, se applicato con i soli parametri sintetici, è quindi legato a misure (ed in numero sufficiente)

effettuate sul corso d'acqua, pertanto non risulta sempre applicabile; comunque è da adottarsi in tutti i casi ove ciò sia possibile.

Sulla base delle considerazioni testé esposte relativamente ai metodo probabilistici ed al tempo di ritorno è possibile dare una giustificazione ai diversi valori che si ottengono con i metodi empirici:

ciascun valore corrisponde ad una probabilità che possa verificarsi una piena maggiore e quindi una propria durata di ritorno.

5.4.3. Modelli matematici di formazione deflussi con particolare riguardo agli eventi di piena

5.4.3.1 Descrizione dell'idrogramma di piena

Come si è già accennato in precedenza, l'evento di piena, ed il relativo evento di pioggia che lo genera, hanno in generale l'andamento di fig 40.

Onda di piena del Candigliano ad Acqualagna
evento del 28 e 29 dicembre 1964

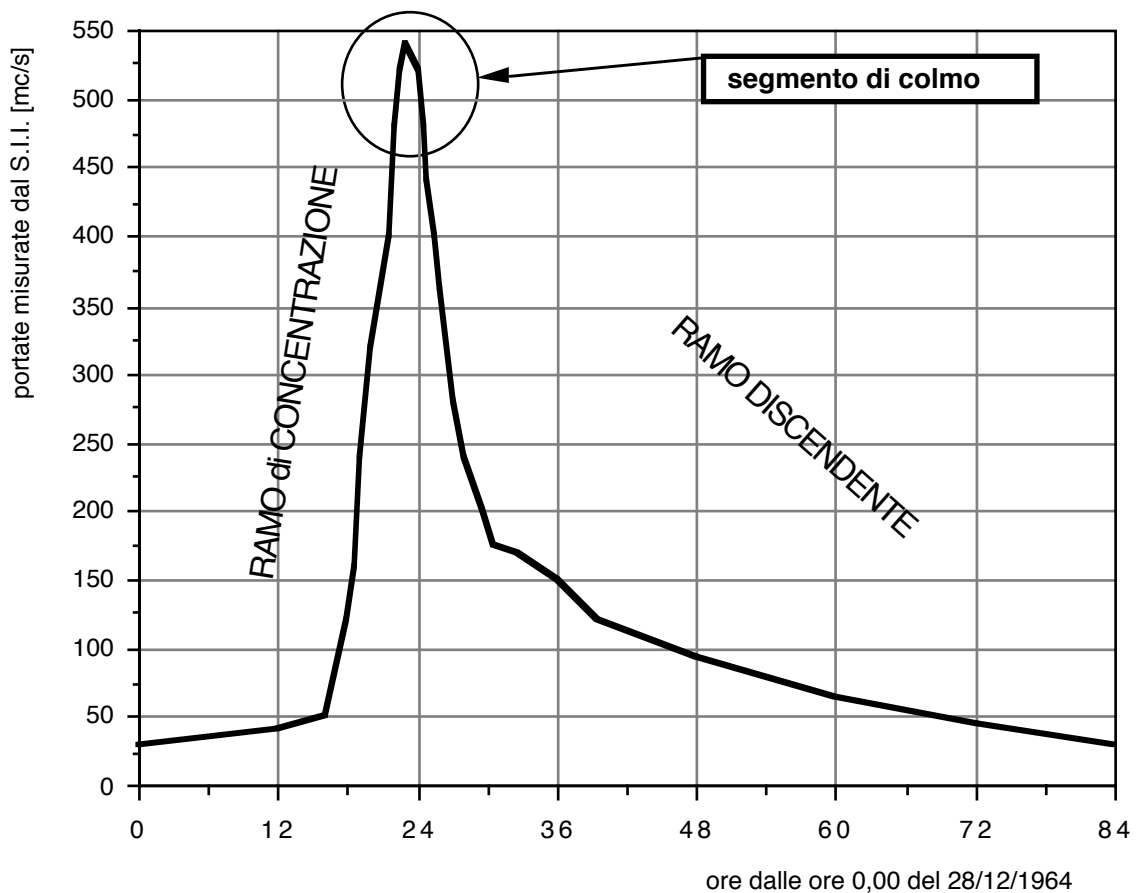


Fig. 40 - Onda di piena disegnata su dati di un evento reale

Il rapporto con le acque sotterranee dipende essenzialmente dalla permeabilità variabile del terreno.

E' interessante la distinzione fatta da Horton in relazione ai diversi rapporti tra pioggia e infiltrazione fig.41

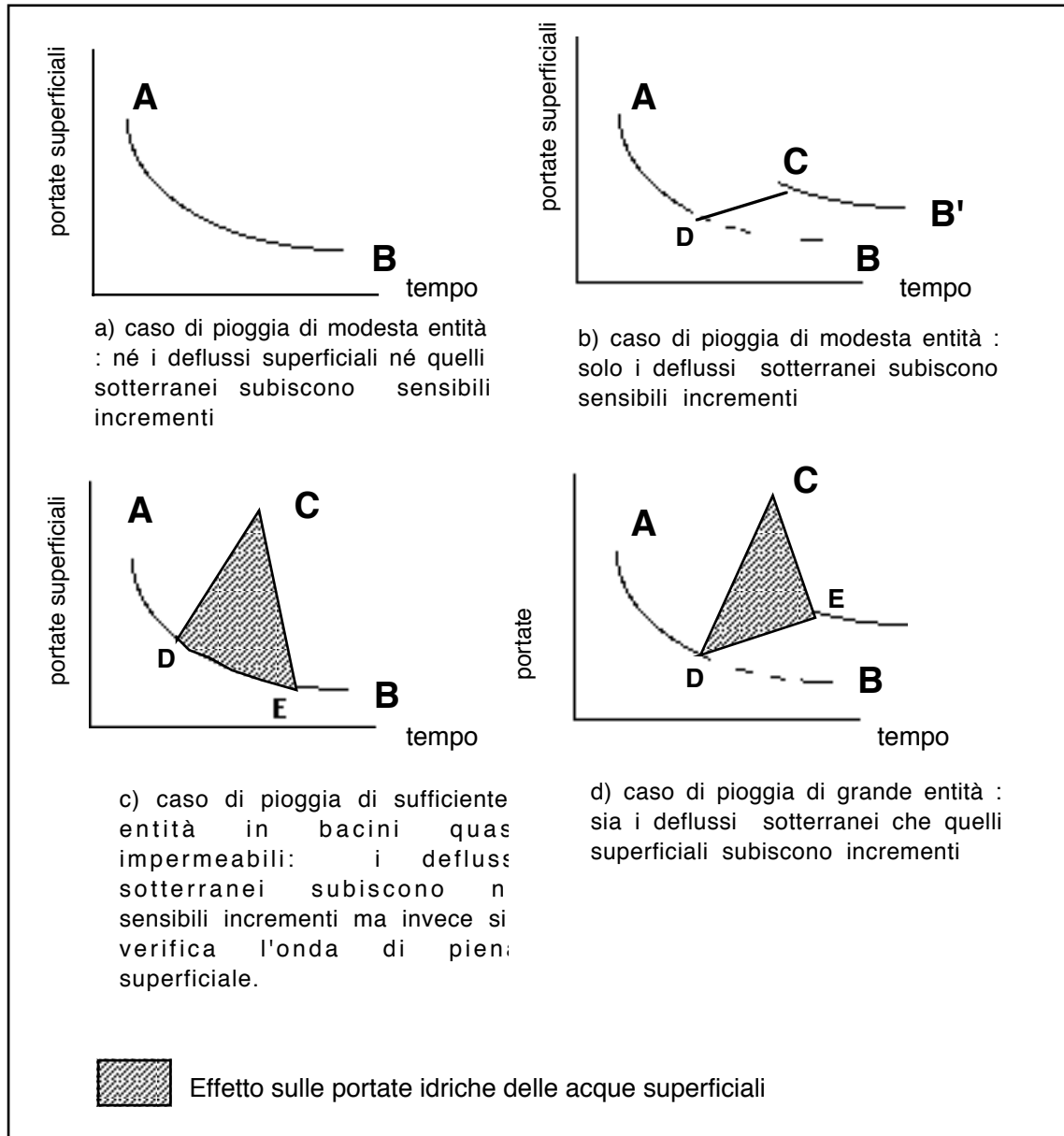


Fig. 41- Rapporto piogge infiltrazioni secondo Horton

Il primo tipo a) si ha per piogge di entità molto modesta e, comunque inferiore alla capacità di infiltrazione:

poiché tutta l'acqua precipitata viene assorbita dal terreno non si produce alcun deflusso superficiale.

Inoltre i deflussi sotterranei non subiscono alcun apprezzabile incremento, data la scarsa quantità d'acqua piovuta.

L'idrogramma coincide quindi con la curva di esaurimento AB del fiume che precede l'inizio della pioggia.

Una successione di eventi di questo tipo, è praticamente ininfluente nei riguardi della formazione delle piene

Essa tuttavia può determinare una saturazione del terreno così che una successiva pioggia, anche leggera, può provocare deflussi superficiali di qualche entità

Un secondo tipo b) di idrogramma si ha quando l'intensità della pioggia è ancora inferiore alla capacità di infiltrazione e quindi tale da non determinare deflussi superficiali ma è sufficientemente al fine di provocare deflussi sotterranei della portata in alveo.

Conseguentemente l'idrogramma si discosta dalla curva AB di esaurimento, ed assume ed assume la forma A D C B

L'esaurimento della portata d'acqua segue la curva C B parallela alla curva di esaurimento A D B del fiume.

Il terzo caso c) si verifica nei bacini poco permeabili quando l'intensità di pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno.

Si producono dei deflussi superficiali, ma la quantità d'acqua infiltratasi è talmente esigua da non determinare alcun incremento dei deflussi sotterranei.

L'idrogramma sarà quindi formato da una curva DCE sovrapposta alla curva AB di esaurimento del fiume.

Un quarto tipo d) di idrogramma di piena si ha infine per piogge che provocano sia deflussi superficiali che sotterranei

L'idrogramma sarà quindi formato da una curva D C E dei soli deflussi superficiali, sovrapposta alla curva A D E B' dovuta ai deflussi sotterranei.

La linea DE rappresenta l'elemento di separazione delle due componenti dell'idrogramma di piena; la sua esatta individuazione è praticamente impossibile da ottenere a causa delle scarse conoscenze che si hanno della intricata dinamica che contraddistingue i fenomeni di infiltrazione, percolazione, ruscellamento ipodermico e superficiale e di scambio tra acque superficiali e sotterranee.

Va ricordato (confrontasi paragrafo relativo alla formazione dei deflussi) che al termine del periodo di siccità (ramo AD dell'idrogramma) le portate fluviali sono dovute ai soli deflussi sotterranei: la superficie piezometrica della falda è inclinata verso il fiume.

Quando transita l'onda di piena (ramo D C E) il livello del fiume può superare repentinamente quello della falda e determinare un deflusso profondo inverso, cioè dal fiume verso l'esterno.

Una volta transitata l'onda di piena e riabbassatosi il livello idrico, le falde riprendono ad alimentare il fiume.

In una situazione del genere, dunque, la separazione delle due componenti dell'idrogramma, avverrebbe secondo una linea di gran lunga differente da quella indicata in fig 41, quarto grafico.

L'idrogramma di piena conseguente ad una pioggia isolata si può suddividere in tre parti: il ramo ascendente o di concentrazione, il segmento di colmo, il ramo discendente o di esaurimento fig 40.

Per piogge uniformi di limitata durata il colmo dell'idrogramma si verifica alla fine dell'evento con un ritardo che dipende essenzialmente dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino.

Qualora invece la pioggia mantenga intensità costante, per un tempo sufficientemente lungo, si possono raggiungere le condizioni di regime e l'idrogramma si presenta con un segmento di colmo decisamente appiattito (teoricamente costante) cui, dopo la fine della pioggia, segue il ramo discendente fig.42.

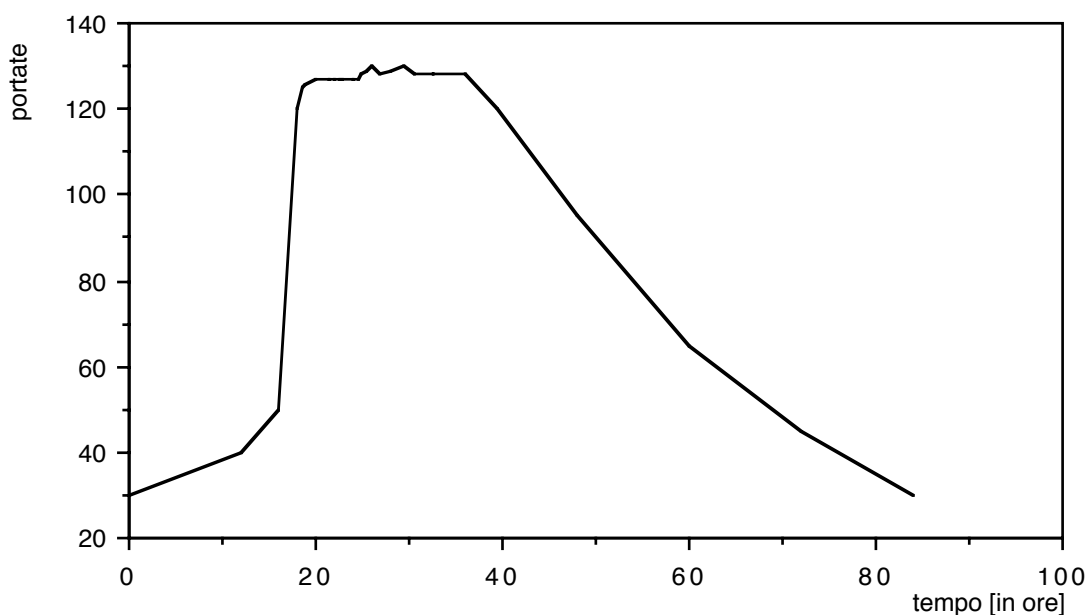


Fig. 42 - Onda di piena conseguente ad una pioggia di lunga durata

In questo caso la portata al colmo risulta pari alla portata di afflusso meteorico diminuita, naturalmente, della parte perduta per infiltrazione e per evapotraspirazione (pioggia netta).

Nel caso di pioggia uniforme con durata molto breve, la portata di colmo invece è inferiore della portata di afflusso netta ed è tanto più piccola quanto più breve è la durata.

Le considerazioni di cui sopra confermano l'esistenza di una durata di pioggia minima T (tempo di corrivazione) necessaria, perchè, sempre nell'ipotesi

di pioggia di intensità costante, la portata al colmo possa raggiungere il suo valore massimo.

Tale durata, come vedremo, è praticamente indipendente dall'intensità della pioggia ed è uguale al tempo che impiega la particella caduta nel punto più lontano del bacino a raggiungere la sezione di chiusura (tempo di corrivazione).

Se l'intensità di pioggia non è costante ma diminuisce con il tempo, il colmo di piena può verificarsi anche prima della fine dell'evento per il fatto che l'afflusso meteorico è insufficiente al mantenimento della portata massima; viceversa, se l'intensità di pioggia cresce con il tempo, il colmo si potrebbe raggiungere al termine della stessa anche per durate molto lunghe.

La curva di esaurimento in genere non dipende molto dalla distribuzione spaziale e temporale delle precipitazioni sul bacino ma è strettamente correlata all'entità delle diverse componenti dei deflussi.

In genere nella curva di esaurimento si distinguono tre rami nettamente differenti tra di loro:

- nel primo la portata è dovuta principalmente al deflusso superficiale conseguente allo svuotamento degli invasi naturali presenti nel bacino dopo che è cessato l'afflusso alla rete idrografica questo tratto di curva ha andamento che difficilmente può venire descritto da espressioni analitiche di carattere generale;
- i due tratti successivi derivano rispettivamente dallo scorrimento ipodermico e da quello profondo e sono esprimibili analiticamente, con buona approssimazione, con la funzione esponenziale tipica dei fenomeni di esaurimento:

$$q=q_0 * e^{-kt} \quad (64)$$

La costante di tempo k assume valori diversi a seconda che ci si riferisce allo scorrimento sotterraneo oppure a quello ipodermico o, ancora, alla somma dei due.

Come si è già detto in pratica è impossibile individuare esattamente le singole componenti dell'idrogramma di piena, salvo, forse, che per il particolarissimo caso dei piccoli bacini sperimentali.

Per i problemi pratici ci si accontenta perciò di suddividere l'idrogramma in due parti, l'una comprende i deflussi superficiali diretti ed ipodermici raggruppati assieme, l'altro il solo deflusso sotterraneo.

Tutte le procedure proposte per determinare dei dati idrologici disponibili contengono elementi di arbitrarietà. sembra inoltre che i metodi più dettagliati e complessi, che si appoggiano sull'interpretazione fisica dei fenomeni idrologici, non assicurano risultati migliori di quelli forniti dai metodi arbitrari.

Tra i procedimenti empirici, il più semplice consiste nell'attuare la separazione con la linea orizzontale AA' (fig 43).

Onda di piena del Candigliano ad Acqualagna
evento del 28 e 29 dicembre 1964

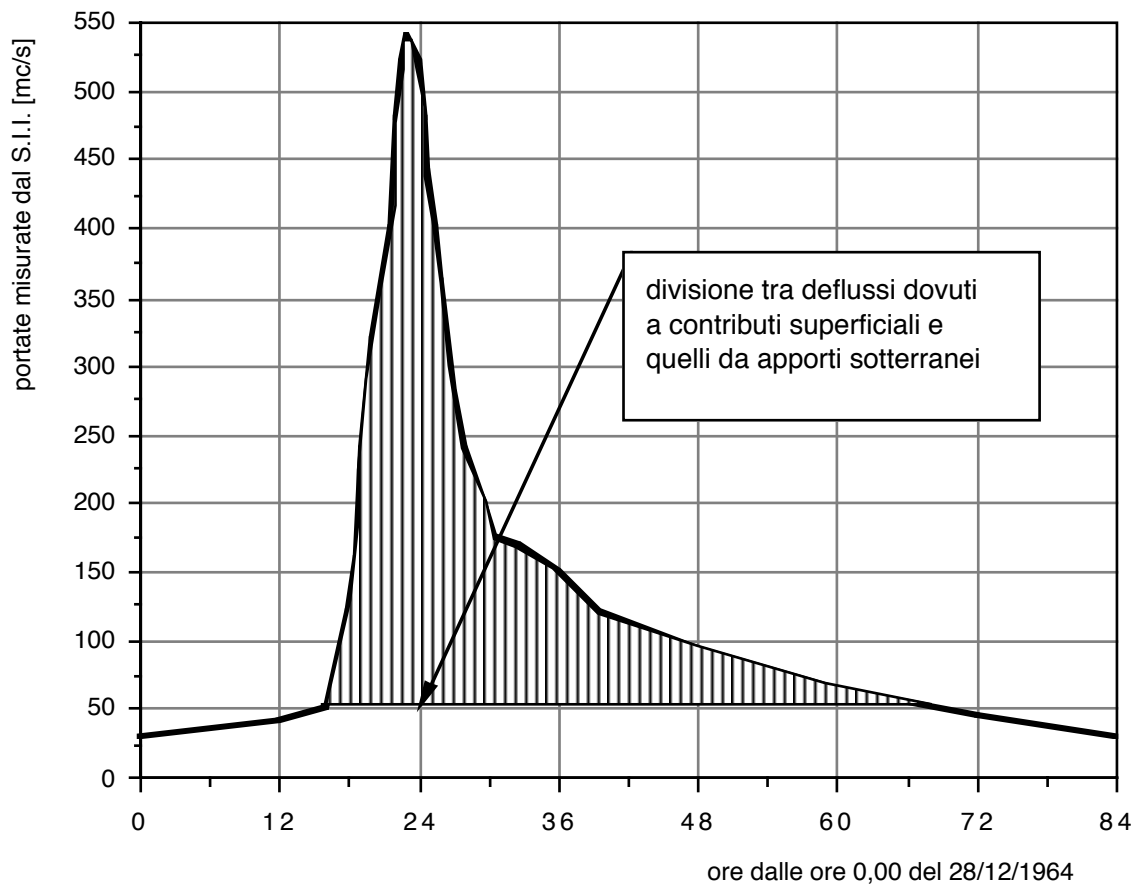


Fig. 43- Ipotesi semplicistica di separazione dei contributi superficiali da quelli sotterranei

Esso ha lo svantaggio di fornire un tempo di base ($t_{A'} - t_A$) estremamente lungo e variabile da evento a evento in dipendenza del valore della portata all'istante t_A iniziale.

Un altro metodo prevede invece la separazione con una retta AB che interseca la curva di esaurimento nel punto B dopo il tempo t_r in cui si esaurisce il deflusso diretto. Tale tempo è funzione delle caratteristiche morfologiche del bacino, in special modo della pendenza media dell'area scolante.

Quando le portate iniziali sono abbastanza elevate, i due metodi indicati non danno risultati soddisfacenti

Si può allora adottare una linea di separazione ACB in cui il tratto AC rappresenta il prolungamento fino all'istante di colmo della curva di esaurimento esistente prima della pioggia ed il tratto CB è un segmento di retta che unisce il punto C col punto B definito come precedentemente detto.

Un altro metodo di separazione è sommariamente illustrato nella fig. 44 nella quale l'idrogramma è stato tracciato in scala semilogaritmica.

Onda di piena del Candigliano ad Acqualagna

Evento del 28 e 29 dicembre 1964

scala logaritmica del tratto discendente per individuare il punto di variazione della legge del deflusso d'esaurimento

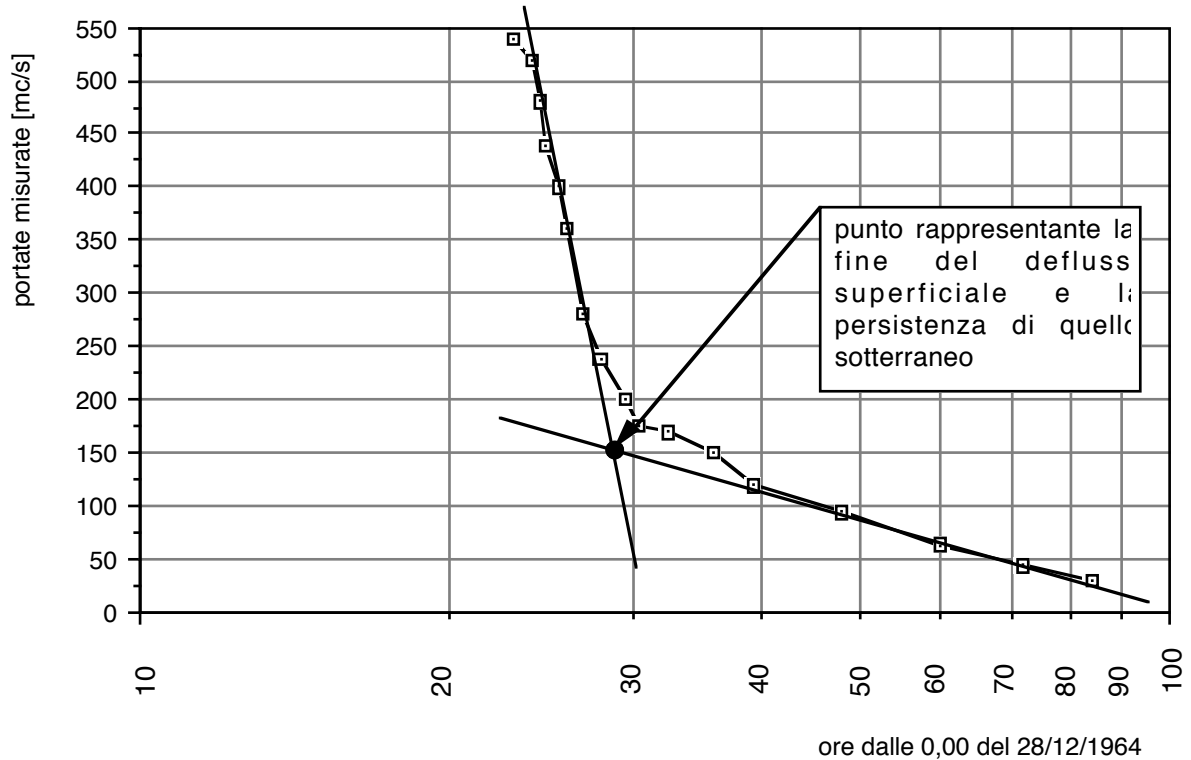


Fig. 44- tratto discendente dell'onda di piena in scala logaritmica

Poichè, come si è già detto, ogni curva di esaurimento può essere espressa analiticamente con un esponenziale, in un diagramma semilogaritmico essa risulta rappresentata da una retta.

Si può così agevolmente individuare la curva di esaurimento dei deflussi sotterranei ed estrapolarla fino ad un punto B, che di solito viene scelto coincidente con l'istante di colmo. Anche il ramo di risalita si suppone abbia andamento esponenziale (ipotesi meno fondata di quella relativa al ramo discendente) e quindi sulla carta semilogaritmica si rappresenta una retta.

In definitiva i deflussi sotterranei sono dati dalla curva 2-5-A; la differenza tra le ordinate dell'idrogramma globale e quelle relative al solo deflusso sotterraneo rappresenta la portata dovuta al deflusso superficiale e a quello ipodermico.

Se lo si desidera, questi, possono essere a loro volta separati con identico procedimento.

Si definisce *pioggia netta* quella parte dell'istogramma che rappresenta il volume d'acqua che forma il deflusso di piena.

Sebbene questa teoricamente potrebbe essere valutata tramite un bilancio idrologico (vedi oltre), ciò risulta essere praticamente impossibile ed occorre far ricorso a metodi empirici, i più noti dei quali sono il metodo dell'indice \emptyset ed il metodo percentuale.

- 1) Il primo metodo suppone che la velocità di infiltrazione \emptyset nel terreno si mantenga costante per tutta la durata del fenomeno.

Per ottenere lo ietogramma della pioggia netta basta quindi tracciare fig. 45 una retta parallela all'asse dei tempi in corrispondenza dell'ordinata \emptyset :

tutte le piogge sottostanti tale retta si considerano perdute per infiltrazione, mentre quelle al di sopra rappresentano la pioggia netta.

Il valore di \emptyset si determina immediatamente imponendo che il volume di acqua correlativo alle piogge netta eguagli quello dovuto ai deflussi superficiali del corrispondente idrogramma di piena.

ISTOGRAMMA DELL' EVENTO DI SETTECERRI DELL'OTTOBRE 1963

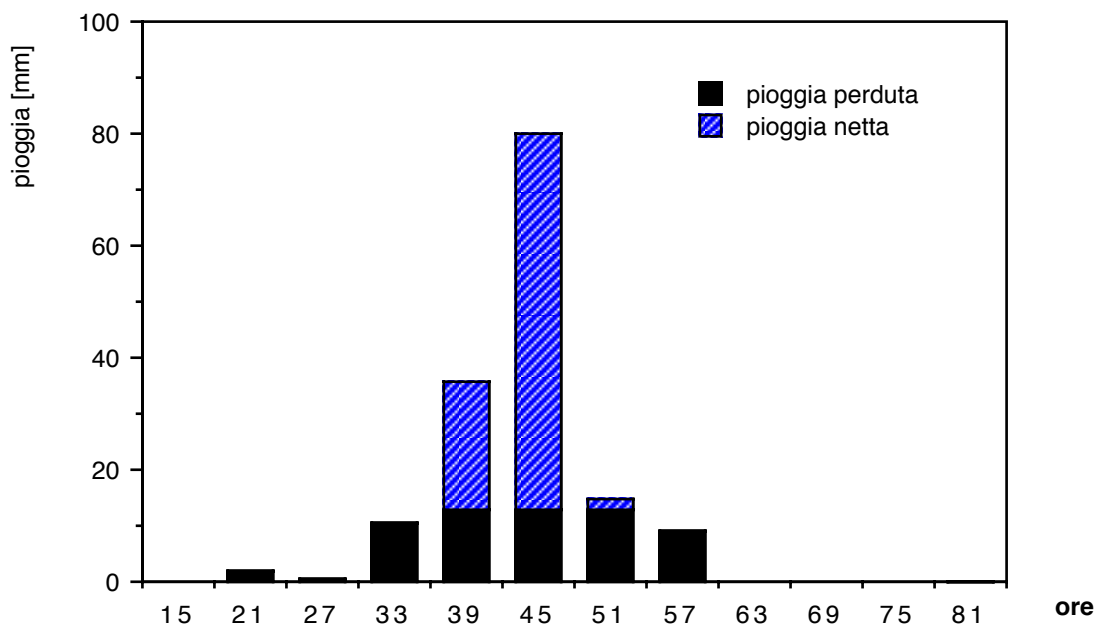


Fig. 45 - Istogramma di settecerri con delimitazione tra pioggia netta e pioggia persa. coefficiente di deflusso pari a 0,6. Metodo \emptyset

- 2) Col metodo percentuale, la pioggia netta caduta fino all'istante t è valutata come percentuale della precipitazione totale caduta nello stesso tempo. Il valore di tale percentuale può essere assunto costante per tutta la durata della pioggia oppure variabile con l'intensità della stessa o con altre grandezze.

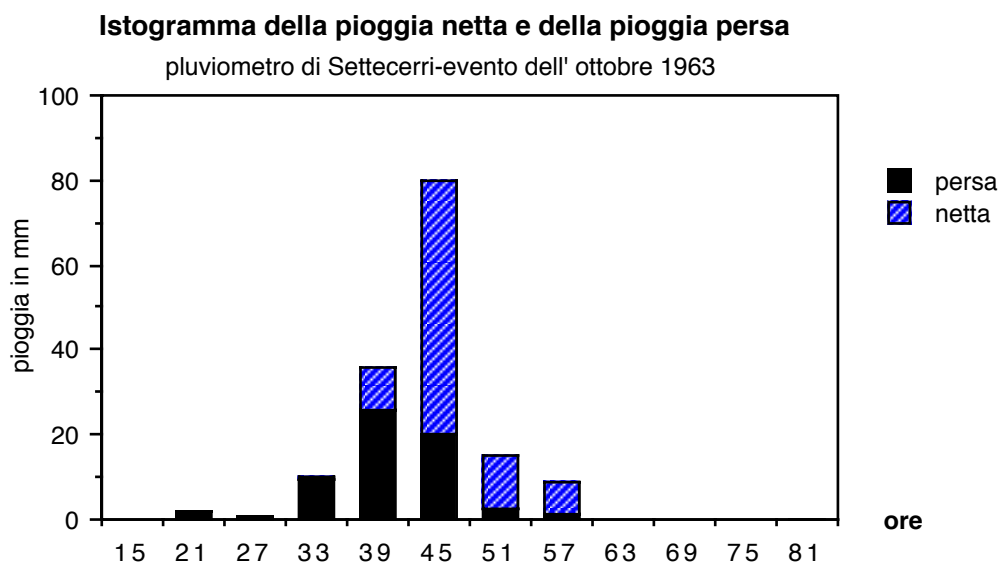


Fig. 46 - Istogramma di settecerri con delimitazione tra pioggia netta e pioggia persa. coefficiente di deflusso pari a 0,6. Metodo del Quignones

E' tuttavia doveroso precisare che l'uso di un valore percentuale costante non ha alcuna giustificazione logica, mentre l'adozione di un coefficiente variabile opportunamente scelto consente di tener conto in qualche modo dell'effettivo andamento del fenomeno di infiltrazione e può dare risultati decisamente accettabili in generale migliori di quelli che fornisce il metodo \emptyset .

La figura seguente mostra un confronto tra i due metodi sopra citati, relativo allo stesso evento dell' ottobre 1963.

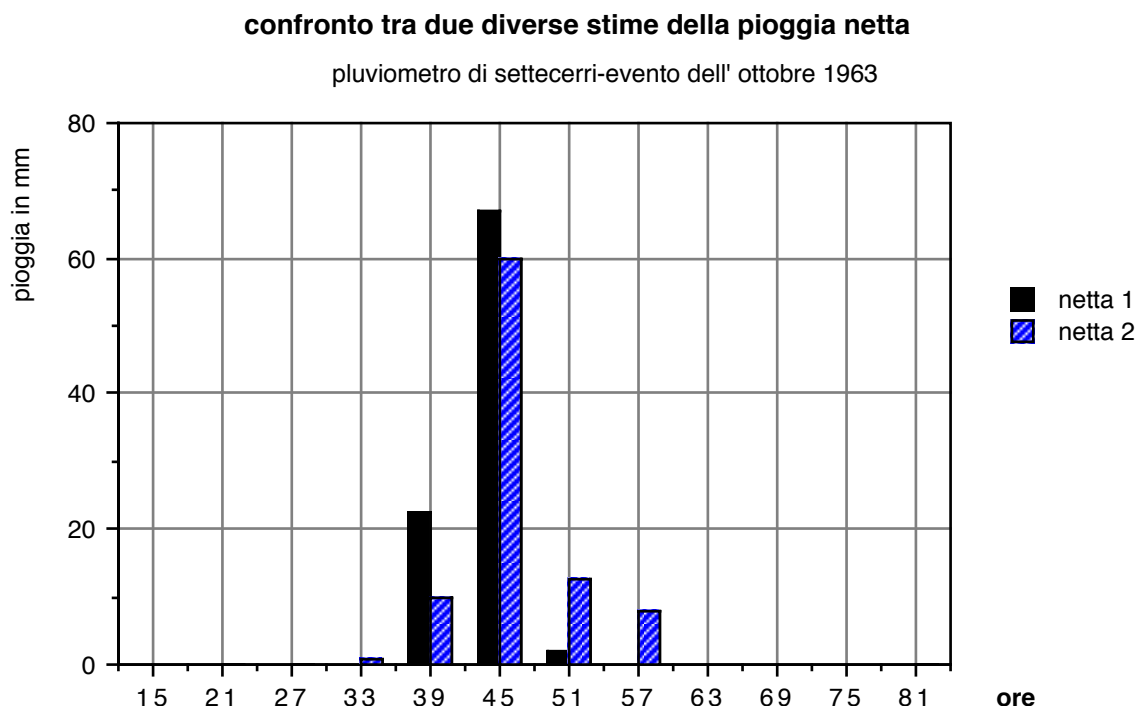


Fig. 47 - Istogrammi della pioggia netta a Settecerri con delimitazione. Confronto tra metodo σ (netta 1) e metodo proporzionale del Quignones (netta 2)

5.4.3.2 Classificazione dei modelli idrologici

Con il termine *modelli di formazione dei deflussi* si intende il tentativo di riprodurre (vuoi con modelli fisici che con modelli matematici) i processi idrologici che si svolgono nel bacino idrografico (prototipo) a partire da una distribuzione spazio-temporale delle piogge $i(t,x,z)$ (input al sistema) per giungere al corrispondente idrogramma dei deflussi $q(t)$ (output del sistema)

In quanto segue ci occuperemo solo di modelli matematici in quanto quelli fisici sono di fatto pressoché irrealizzabili (fatti alcune modeste eccezioni)

Il modello matematico in teoria più aderente al fenomeno fisico dovrebbe essere costituito dalle equazioni alle derivate parziali che descrivono il movimento del liquido nei vari punti del bacino.

Esse però, per poter essere scritte ed integrate necessitano di una conoscenza approfondita e sicura del comportamento del sistema, ciò che nella realtà non si possiede nemmeno nel più semplice dei casi che è quello dei piccoli bacini sperimentali.

In particolare, la definizione del modello matematico è condizionata in maniera determinante, oltre che dalla scarsa conoscenza che si ha della miriade di fenomeni che compongono quello più complesso della trasformazione degli afflussi in deflussi (e perciò, praticamente impossibili da tradurre in equazioni) e

dalla sconoscenza delle condizioni iniziali ed al contorno, da ulteriori due ordini di fattori :

- a) imperfetta conoscenza della distribuzione spaziale e temporale degli afflussi e dei deflussi del sistema idrologico nonché delle caratteristiche locali dei vari elementi che costituiscono il bacino (sistema drenante, pendii, invasi superficiali, parametri geomorfologici del bacino, ecc.).
- b) variabilità nel tempo dello stato fisico del bacino dovuta sia ai naturali processi di erosione e di mutamento del clima, che ne derivano l'evoluzione geomorfologica, sia a interventi dell'uomo.

Ai fini di poter prevedere il comportamento futuro dei sistemi idrologici, questo secondo fattore viene di solito trascurato nell'ipotesi - generalmente più che giustificata - che i processi di evoluzione naturale del bacino avvengano con estrema lentezza.

Inoltre, l'ingresso $i(t,x,y)$ al sistema non può in pratica essere definita univocamente, in quanto l'analisi idrologica tiene generalmente conto degli afflussi meteorici derivando con vari metodi (poligono di Thiessen, carta delle isoiete e altri procedimenti di calcolo di medie pesate) dalle misure pluviometriche disponibili, indici di precipitazione $i(t)$ che sono costanti nello spazio.

Da quanto detto appare evidente come in pratica non si abbiano elementi sufficienti per caratterizzare, in maniera realistica, il comportamento di un bacino; quindi, alla definizione matematica del sistema prototipo si deve sostituire quella di un sistema modello, ad esso approssimativamente equivalente, il cui funzionamento possa essere definito in maniera inequivocabile.

Innanzitutto il sistema modello deve essere tale da reagire ad un immissione non distribuita $i(t)$ con una risposta che si accordi in maniera accettabile con quella del prototipo su cui opera la distribuzione $i(t,x,y)$; inoltre ci si può limitare a richiedere che un tale accordo si abbia solo in occasione di eventi di una particolare classe quali sono, ad esempio, gli eventi di piena.

Il processo logico di costruzione di un modello matematico, comporta sempre la successione di due operazioni di diversa natura:

- 1) definizione della struttura del modello, cioè della forma della relazione che lega le piogge ai deflussi (relazione ingresso-uscita): *tale relazione sarà costituita, in generale, da un sistema di equazioni differenziali;*
- 2) stima dei parametri che compaiono in questa relazione: *questa operazione viene generalmente denominata taratura del modello.*

In relazione alla loro struttura, i modelli possono essere classificati in:

- **Modelli a simulazione particolareggiata** (modelli concettuali):

i modelli di tale tipo tentano, sulla scorta di osservazioni sperimentali e di modelli analitici parziali, di simulare i singoli processi idrologici che si verificano nei bacini idrografici e di collegarli successivamente tra loro mediante relazioni matematiche in modo

da ottenere una valutazione quantitativa particolareggiata del complessivo fenomeno di trasformazione idrologica.

- **Modelli sintetici:**

al contrario dei precedenti, tali modelli non riproducono necessariamente la struttura nè il comportamento dei vari componenti il sistema prototipo, ma correlano tra loro le singole grandezze senza descrivere il reale processo idrologico di trasformazione.

Dal punto di vista dell'utilizzazione idrologica, si può invece operare un'ulteriore distinzione tra:

- **modelli completi**, che simulano il complessivo fenomeno di trasformazione idrologica senza trascurarne alcuna parte;
- **modelli di piena**, che simulano il comportamento del bacino solo in occasione di eventi di piena, possono avere una struttura più semplice di quelli completi.

5.4.3.3 Cenni sui modelli completi

La difficoltà di sintetizzare in maniera sufficientemente precisa, mediante un'unica relazione, il complesso dei fenomeni di trasformazione idrologica, ha indotto vari Autori a costruire dei modelli che seguono passo passo lo schema teorico della fase terrestre, del ciclo idrologico, simulando ciascun processo con una o più relazioni.

Ovviamente tali modelli non possono che essere di simulazione particolareggiata. Qui ci soffermeremo su uno solo dei modelli analitici, quello di O'Donnel, rimandando coloro che vogliono approfondire l'argomento ai corsi di Idrologia ed ai testi ed alle pubblicazioni scientifiche relative

Brevemente ricorderemo, tuttavia che l'avvio a tale modellizzazione fu dato da **Linsley e Cawford**, che nel 1971 pubblicarono il modello Stanford IV, successivamente altri ricercatori hanno proposto modelli dello stesso tipo, che si distinguono tra di loro per il numero e tipo delle grandezze in gioco e per i rapporti tra di esse.

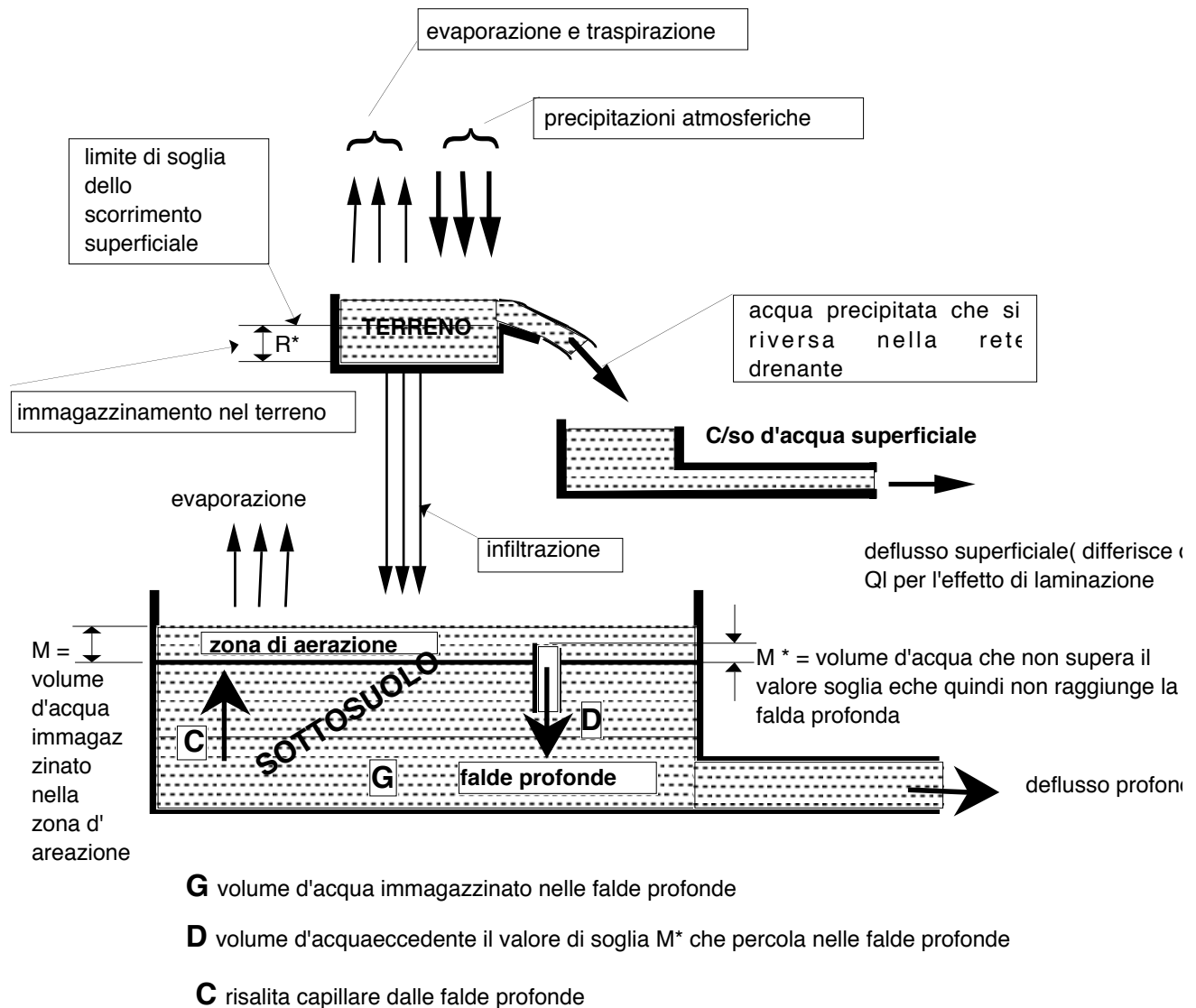


Fig. 49 - Schematizzazione del modello di O' Donnel

Il modello O'Donnel, uno tra i più semplici, tiene conto, in modo pressoché completo, del processo di trasformazione idrologica (fig. 49).e schematizza il processo idrologico con vari serbatoi che simulano separatamente i fenomeni che avvengono:

- a) sulla superficie del bacino;
- b) nella rete drenante;
- c) nella zona di aereazione e nella falda sotterranea.

La precipitazione P incrementa il volume R della superficie liquida che ricopre i pendii e che dà origine alle seguenti portate:

- E di evapotraspirazione:
- F di infiltrazione

- Q_r che si riversa nella rete drenante quando R supera un prefissato valore di soglia R^* .

Alla sezione di chiusura del bacino si ha una portata superficiale Q_s diversa da Q_r per effetto della laminazione che si attua nella rete drenante.

La portata di infiltrazione F e di risalite capillare C vanno ad arricchire il volume di acqua M immagazzinato nella zona di aerazione; di questo, parte evapora con portata EM mentre la parte eccedente il valore di soglia M^* percola con portata D raggiungendo la falda profonda in cui è immagazzinato il volume di acqua G ; questa è caratterizzata da una portata di deflusso profondo B .

Scrivendo le equazioni relative si ottiene il modello a meno di un numero finito di parametri i cui valori sono incogniti.

Utilizzando registrazione contemporanee delle variabili di ingresso $i(t)$ ed $E(t)$ (intensità di pioggia e di evapotraspirazione potenziale) e di uscita $Q(t)$, si può tarare il modello applicando ad esso ed al prototipo gli stessi ingressi ed utilizzando la differenza tra le uscite per aggiustare i valori dei parametri. Il procedimento di calcolo è illustrato sommariamente nella fig. 50.

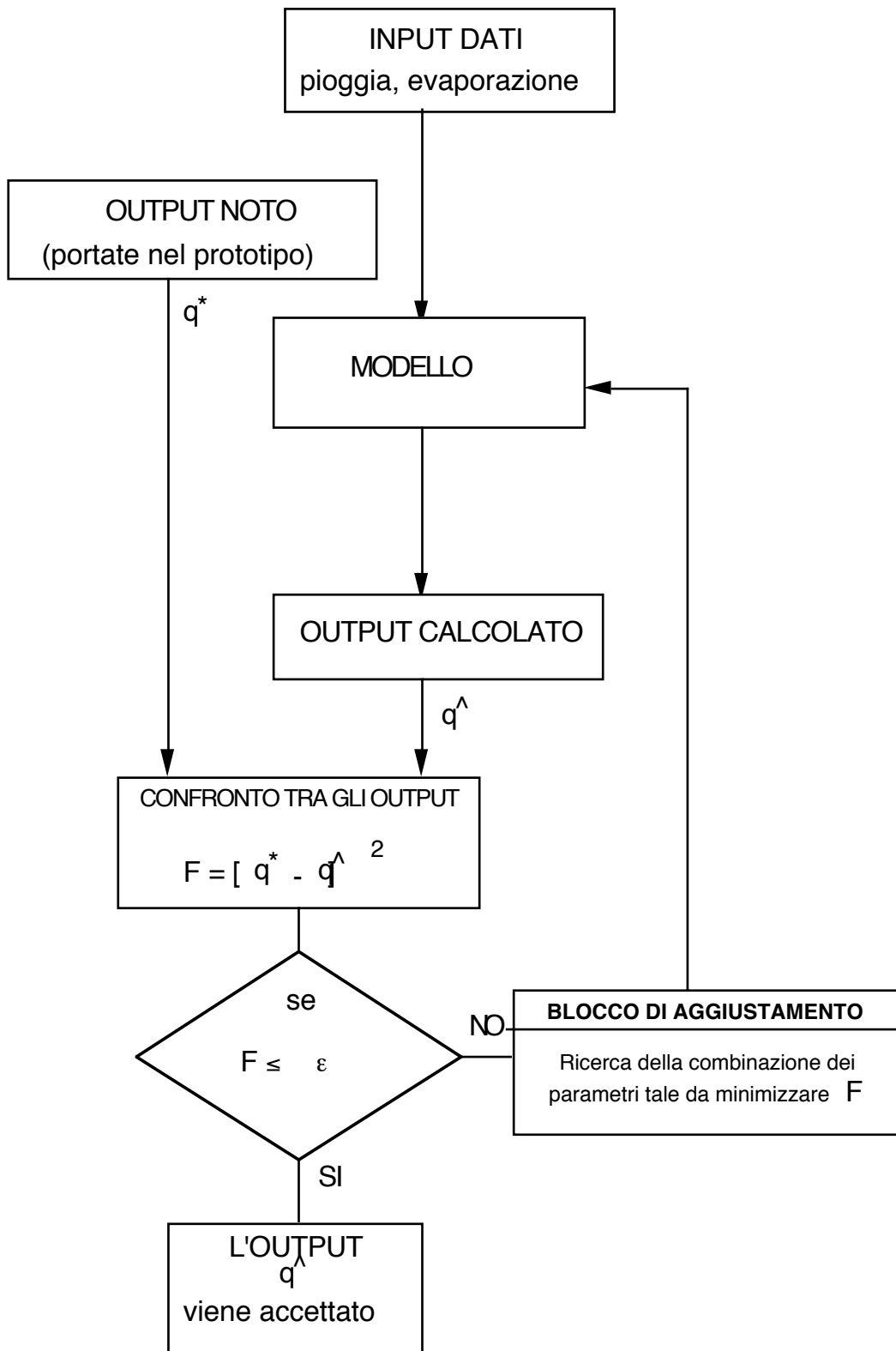


Fig. 49 - Schematizzazione del calcolo per la messa a punto di un modello

Il blocco di aggiustamento opera al fine di rendere il più piccolo possibile lo scostamento $\Delta q(t)$ tra gli OUTPUT $q^{\wedge}(t)$ del modello e $q^*(t)$ del prototipo (errore di costruzione).

Ciò avviene tramite opportune combinazioni dei valori dei parametri del modello e con successive iterazioni.

Da un punto di vista matematico ciò si traduce nella definizione di un funzionale "F" (ad esempio il valore quadratico medio) quale misura di tale scostamento, che assume, appunto, il significato di misura oggettiva dell'errore, che va reso minimo.

L'impiego dei modelli completi a simulazione particolareggiata può essere utilizzata ai fini:

- a) di ricerca, per valutare l'effettivo grado di correlazione esistente tra i vari elementi componenti il ciclo idrologico e valutare quale sia la loro influenza col risultato del processo complessivo.
- b) applicativi, per il controllo sistematico e continuo delle risorse idriche di una data regione nel quadro della loro gestione.

A causa delle semplificazioni fatte nella descrizione dei singoli processi e nella schematizzazione del fenomeno complessivo, di cui normalmente si considerano solo le componenti principali, modelli siffatti forniscono generalmente risultati attendibili solo per quanto attiene ai valori medi della portata, calcolati su lunghi periodi di tempo (mensili, stagionali, annuali).

5.4.3.4 Modelli di piena

I modelli di piena sono indubbiamente più semplici di quelli completi in quanto limitano il fenomeno studiato al solo evento di piena. Pertanto, durante tale fenomeno alcune delle grandezze del ciclo idrologico risultano essere trascurabili rispetto ad altre, infatti :

- a) l'evapotraspirazione risulta essere modesta o nulla in relazione ai deflussi superficiali che assumono importanza preponderante rispetto agli altri;

Le ricerche effettuate su questo argomento sono state pertanto rivolte in prevalenza alla realizzazione di modelli di simulazione del fenomeno di della sola componente superficiale dei deflussi di piena.

Il modello di piena ha, come INPUT l'idrogramma dei deflussi superficiali allo ietogramma delle piogge nette e quindi presuppone che sui dati di afflusso e di deflusso del bacino si siano precedentemente fatte quelle elaborazioni di analisi dell'idrogramma e dello ietogramma descritte in precedenza.

La formazione dei deflussi superficiali avviene come somma dei due seguenti fenomeni:

- a) il trasferimento della massa liquida¹ ;
- b) la laminazione della massa liquida²;

Partendo da tale schematizzazione si possono avere tre tipi di modelli :

- a) modelli che simulano solo il primo tipo di fenomeno e quindi i così detti modelli cinematici o della corrivazione, trascurando il secondo;
- b) modelli che simulano solo il secondo fenomeno e quindi i così detti modelli dell' invaso, trascurando il primo;
- c) altri modelli che tentano di rappresentare il processo di trasformazione afflussi-deflussi tenendo conto di ambedue i fenomeni.

5.4.3.5 Il modello cinematico o della corrivazione

Il modello cinematico detto anche della corrivazione tiene conto, come già detto, solo del fenomeno di formazione dei deflussi,:

Il metodo della corrivazione si basa sulle seguenti ipotesi:

- 1- la formazione dell'ondo di piena, in una determinata sezione, è dipendente soltanto dal fenomeno di trasporto, sulla superficie topografica delle particelle liquide precipitate;
- 2- ogni singola particella si muove, sulla superficie topografica seguendo un percorso fisso che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui essa è precipitata;
- 3- la velocità di ogni singola particella é dipendente solo dalle caratteristiche orografiche del suo percorso e dal tirante d'acqua e non è influenzata dalla presenza delle

¹ le particelle liquide cadute sulla superficie del bacino scorrono con velocità variabile sulla stessa e unendosi tra loro lungo il percorso si presentano nella sezione di chiusura dopo un certo tempo dal momento della precipitazione

² la pioggia caduta sulla superficie del bacino si accumula momentaneamente su di essa come farebbe in un serbatoio. La portata defluente attraverso la sezione di chiusura del bacino dipende dal meccanismo con cui si attuano nella rete idrografica gli invasi e gli svasi dell'acqua affluita.

altre (ogni particella scorre verso valle indipendentemente dalle altre)¹.

4- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

Il meccanismo di formazione delle piene così come schematizzato dal modello cinematico, può essere concepito come segue nell' ipotesi aggiuntive² di un bacino ideale perfettamente impermeabile e privo di ogni possibilità di ritenzione temporanea di acqua.

Immaginiamo di conoscere il tempo che la generica particella, ovesia precipitata nel bacino, impiega a giungere da un punto cui è precipitata alla sezione di chiusura (cioè di conoscere il tempo di corrivazione delle singole particelle). Tale tempo per le ipotesi fatte sarà costante durante tutto l'evento, anzi indipendente da esso.

Unendo i punti del bacino caratterizzati dallo stesso tempo di corrivazione si ottengono le linee isocorrive (fig.51). Supponiamo di aver tracciato tali linee e che la loro equidistanza sia un'ora.

Indichiamo inoltre con A1, A2, ecc. le aree comprese tra le varie isocorrive, con i l'intensità della pioggia.

Una precipitazione della durata di un'ora comporta un deflusso nella sezione terminale che si manifesta al primo istante dell'evento piovoso. Esso è dovuto all'acqua caduta nell'immediata vicinanza della sezione di chiusura S.

Riferiamoci alla sola portata proveniente dall'area A1 ed ammettiamo che essa aumenti nel tempo linearmente a partire dall'istante iniziale della pioggia fino al termine della prima ora, istante in cui tutta l' area A1 (delimitata dall'isocorriva relativa a un'ora), contribuisce al deflusso in S.

Dopodiché cessata la pioggia, la portata diminuisce gradatamente sino ad annullarsi quando è giunta l'ultima goccia caduta nel punto più distante dall'area, cioè al tempo $t=2$ ore.

1 Il Maione fa giustamente osservare che, sotto tali ipotesi, in uno stesso bacino si possono avere valori diversi di tempi di percorrenza in dipendenza del mutare delle caratteristiche del suolo (per esempio da stagione a stagione in relazione al diverso sviluppo vegetativo) sia anche durante una stessa precipitazione in relazione alla durata o all'intensità dell'evento.

2 Tali ipotesi sono necessarie solo per la semplicifata schematizzazione che segue

Quindi l'idrogramma delle portate provenienti dall' area A1 (cioé proveniente da quella porzione di bacino cui corrisponde un tempo di corrivazione inferiore all' ora) ha la forma di un triangolo avente:

- tempo di base t_b di 2 ore (fig. 52), pari alla somma della durata della pioggia t_r e del tempo di corrivazione t_c dell'area A1
- portata massima Q_{max} uguale al prodotto dell'intensità di pioggia i per la superficie A1.

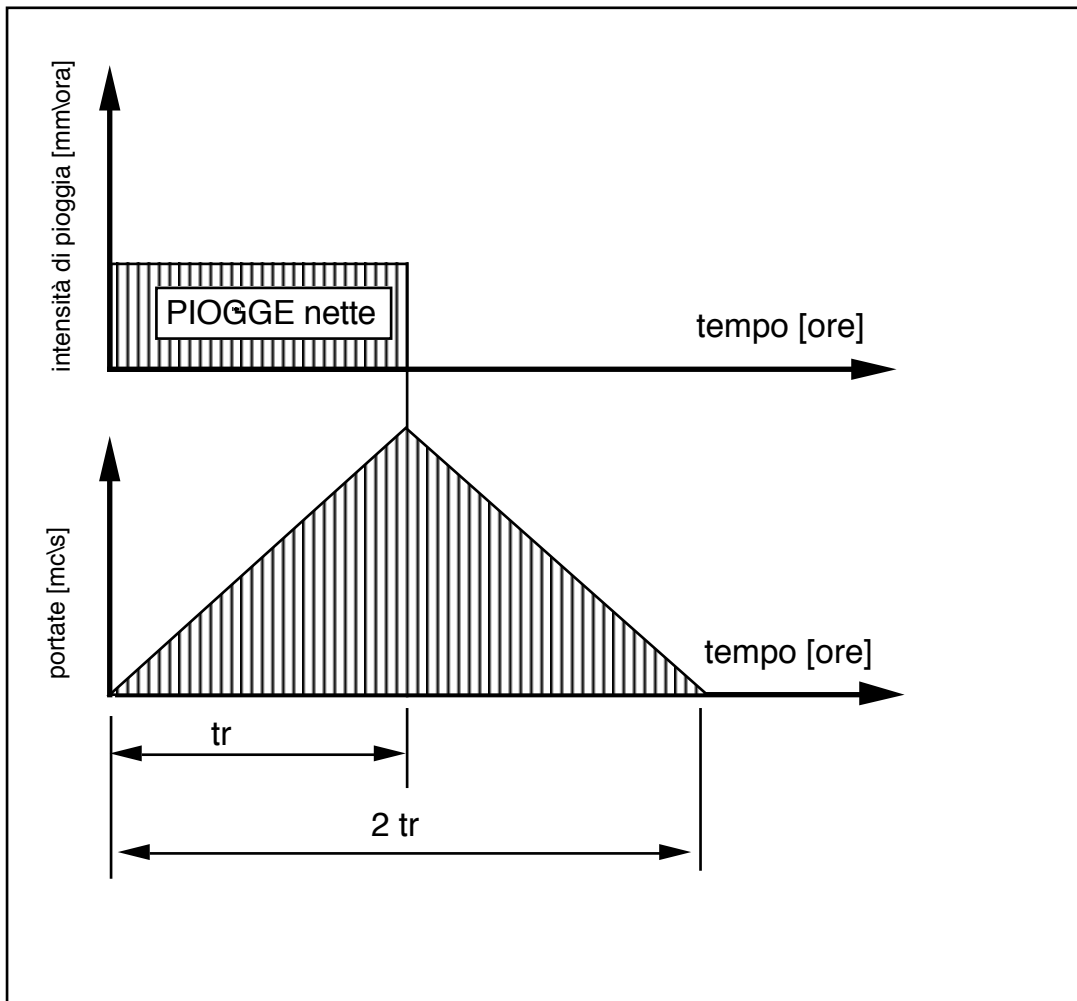


Fig. 52- Onda di piena per pioggia di 1 ora sulla sola parte di bacino avente tempo di corrivazione inferiore all' ora

Gli idrogrammi di piena relativi alle aree A2, A3, ecc ., hanno evidentemente ancora forma triangolare e risulteranno traslati rispetto a quello di A1 di una, due, o tre ore.

L'idrogramma complessivo di tutto il bacino ha tempo di base t_b pari alla somma della durata t_r della pioggia (1 ora) e del tempo di corrivazione t_c dell'intero bacino.

Se le aree A_i comprese tra due isocorrive successive sono tutte uguali tra di loro, l'idrogramma avrà una ordinata massima Q_{max} uguale a quella di ogni singola area (fig. 53).

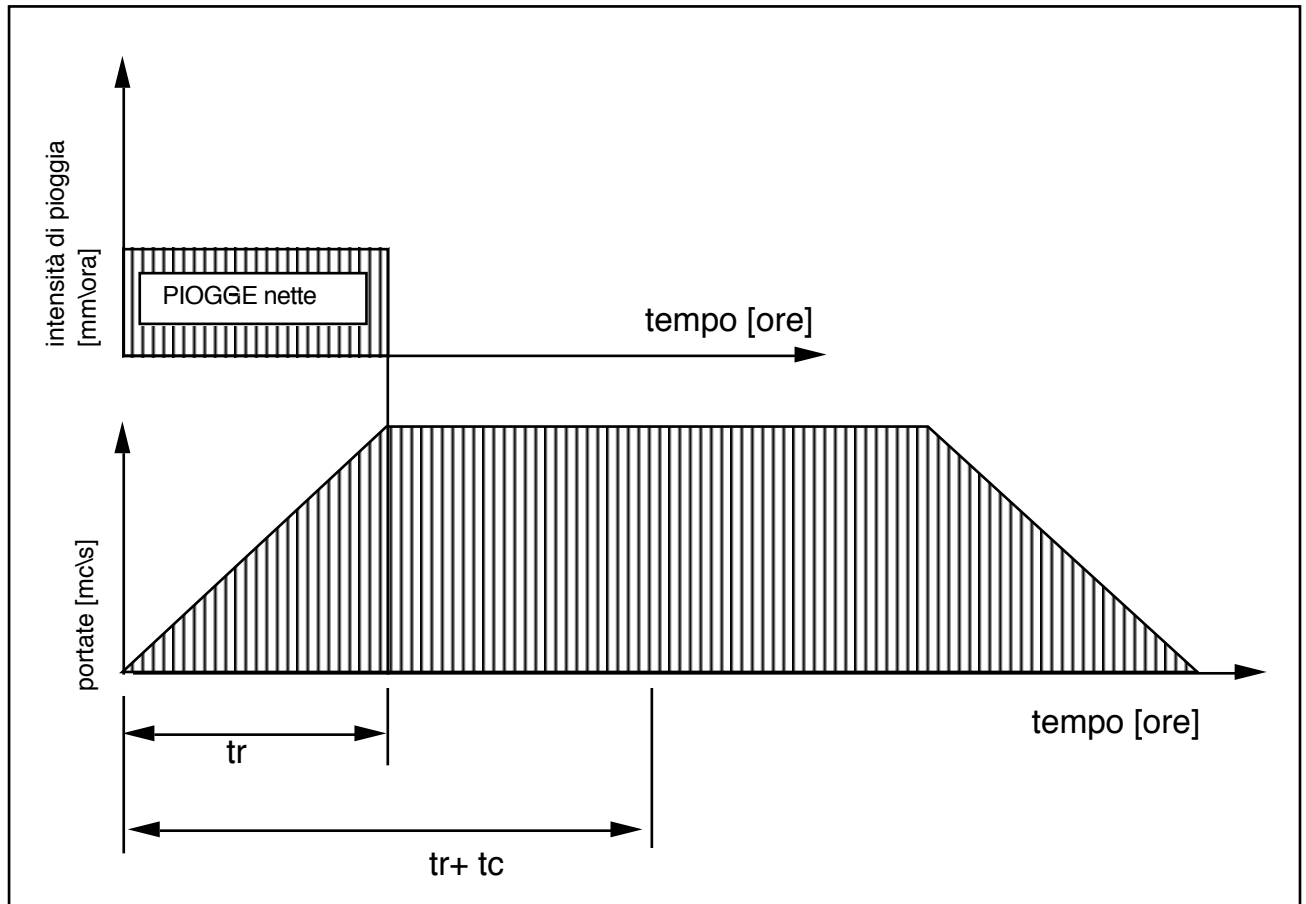


Fig. 53- Onda di piena per pioggia di 1 ora su tutto il bacino

Supponiamo ora che la pioggia abbia la medesima intensità del primo caso ma durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

L'idrogramma prodotto dalla sola area A_1 è composto da un ramo ascendente nella prima ora, da un ramo parallelo all'asse dei tempi, tra la prima ora e il termine della pioggia a cui segue il ramo discendente che termina dopo un'ulteriore ora: *la sua ordinata massima Q_{max} è uguale a quella del caso esaminato precedentemente.*

Da quanto sopra si deduce che il protrarsi della pioggia produce pertanto solo un prolungamento dell'idrogramma e nessun incremento della portata massima.

La considerazione di cui sopra ha validità generale:

una pioggia, purchè sia uniformemente distribuita, produce colmi di piena sempre crescenti, finchè la sua durata non superi il tempo di corrivazione

Per durate t_r maggiori la portata di piena si mantiene costante per un intervallo $t = t_r - t_c$ fino al termine della pioggia.

Se $A_1 = A_2$ gli idrogrammi delle varie aree parziali sono tutti uguali tra loro e ritardati l'uno rispetto all'altro di un'ora.

L'idrogramma complessivo, per una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione, si ottiene sommando gli idrogrammi parziali

Esso ha tempo di base doppio del tempo di corrivazione del bacino.

L'ordinata massima si verifica al termine della pioggia ed è pari al prodotto dell'intensità della pioggia per l'area totale del bacino (fig.54).

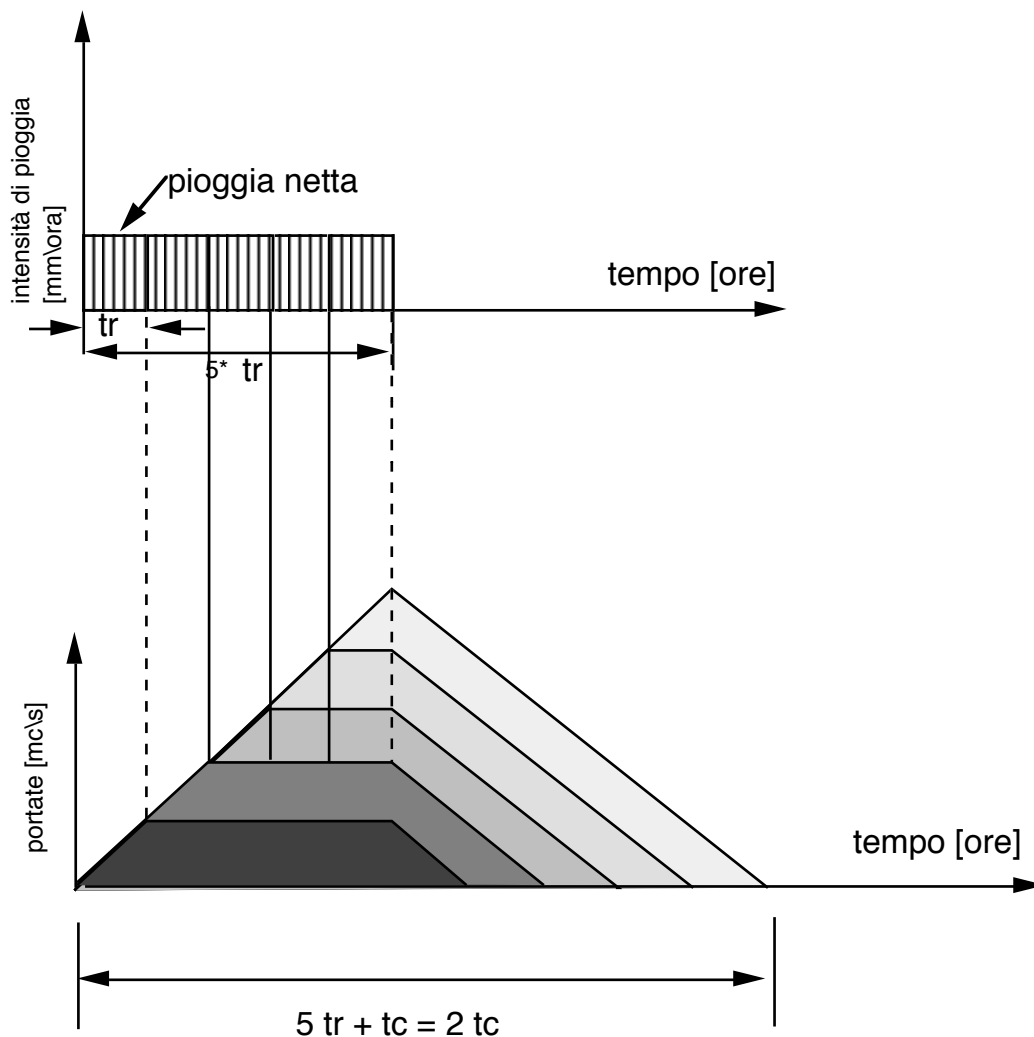


Fig. 54- Onda di piena per pioggia di 5 ora ($5 t_r$) su tutto il bacino

E' dunque evidente che la forma dell' onda di piena dipende dalle distribuzioni spaziale e temporale delle piogge nonché dalla distribuzione delle aree A_n comprese tra isocorve successive.

In generale, il calcolo dell'onda di piena con il metodo cinematico si svolge come è indicato schematicamente nella tabella che segue (tratta dal Maione), nella quale i_j , rappresenta la intensità della pioggia netta relativa allo j-esimo intervallo di tempo ecc.

Area tempi	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆
1Δt	i ₁ A ₁	-	-	-	-	-
2Δt	i ₂ A ₁	i ₁ A ₂	-	-	-	-
3Δt	i ₃ A ₁	i ₂ A ₂	i ₁ A ₃	-	-	-
4Δt	i ₄ A ₁	i ₃ A ₂	i ₂ A ₃	i ₁ A ₄	-	-
5Δt	i ₅ A ₁	i ₄ A ₂	i ₃ A ₃	i ₂ A ₄	i ₁ A ₅	-
6Δt	i ₆ A ₁	i ₅ A ₂	i ₄ A ₃	i ₃ A ₄	i ₂ A ₅	i ₁ A ₆
7Δt	-	i ₆ A ₂	i ₅ A ₃	i ₄ A ₄	i ₃ A ₅	i ₂ A ₆
8Δt	-	-	i ₆ A ₃	i ₅ A ₄	i ₄ A ₅	i ₃ A ₆
9Δt	-	-	-	i ₆ A ₄	i ₅ A ₅	i ₄ A ₆
10Δt	-	-	-	-	i ₆ A ₅	i ₅ A ₆
11Δt	-	-	-	-	-	i ₆ A ₆

Oggi tali tabelle trovano la loro migliore espressione in fogli elettronici tipo EXCEL (ambiente Mac e Loto in ambiente MS-DOS)

Rimane tuttavia il grosso problema della individuazione delle aree A_n. A tal proposito si rimanda al § 5.1 ed alle pubblicazioni specifiche. (cfr. Mantica et alii-Proposta di un metodo per lo studio dei bacini idrografici basato su di una discretizzazione a maglie regolari, Atti del Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche- L'Aquila , 1988)

5.4.3.6 Metodo dell' idrogramma unitario (I.U.)

Esso fu proposto per la prima volta da Sherman nel 1932 ed introdotto in Italia da Marzolo (1946), notevoli contributi a tale metodo furono apportati da Bernard (1935).

Ebbe negli anni trascorsi notevole importanza perché poteva essere facilmente applicato senza ricorrere all'utilizzo di elaborati elettronici, oggi con la diffusione di questi ultimi e la disponibilità di modelli più completi hanno messo da parte tale metodo¹, che comunque qui illustreremo non solo per ragioni storiche ma anche perché si ritiene giusto che esso faccia parte della cultura di un ingegnere che si occupi di questioni idrauliche.

E' necessario, comunque, per l'utilizzo del metodo che il bacino sia dotato di idrometrografo e di un pluviografo pertanto non è sempre applicabile.

¹ Invero tale metodo è stato superato o meglio sostituito da quello basato sullo I.U.H. (idrogramma unitario istantaneo) che riferendosi a tempi istantanei è indubbiamente più puntuale di quello in esame (o di Sherman cioè dello I.U.)

Si rimanda a testi ed a corsi specialistici per lo studio di tali metodi, qui è sufficiente ricordare che lo I.U.H. altro non è che una funzione h(t) che rappresenta l'idrogramma dei deflussi causati da una pioggia ipotetica netta avente la caratteristica di una immissione impulsiva, data cioè una pioggia di durata Δt (con Δt → 0) ed altezza A → ∞, tale che :

$$\Delta t * A = 1$$

Il metodo dell'idrogramma unitario si basa su alcune ipotesi che hanno trovato sostanziale conferma nell'esperienza.

Una di esse è la seguente:

si considerino delle piogge nette tutte della stessa durata T , inferiore al tempo di corrvazione t_c , uniformemente distribuite sul bacino con intensità costante nel tempo ma diversa da una pioggia all'altra, in queste condizioni gli idrogrammi di piena ad esse conseguenti hanno, praticamente lo stesso tempo di base t_b e portate relative ad uno stesso tempo t , misurato a partire dall'inizio della precipitazione, proporzionali all'intensità di pioggia.

A questa ipotesi ne va aggiunta un'altra:

le portate relative ad uno stesso istante, conseguenti a due successivi eventi pluviometrici considerati separatamente, sono sovrapponibili

Da queste ipotesi seguono i seguenti enunciati che sono di base per l'applicazione del metodo:

- a) *la forma dell'idrogramma ed il tempo di base sono indipendenti dall'intensità della precipitazione.*
- b) *le curve che rappresentano idrogrammi relativi a precipitazioni della stessa durata ma diversa intensità, sono affini, ed il rapporto tra le portate corrispondenti è uguale al rapporto tra le intensità di precipitazione.*

Pertanto:

$$\frac{Q_a}{Q_b} = \frac{I_a}{I_b} = \alpha \quad (65)$$

- c) *l'idrogramma di piena di una precipitazione di durata multipla di un valore T , si ottiene mediante la somma di n idrogrammi relativi a piogge di durata T , sfasati tra loro nel tempo della durata T .*

Nella tabella che segue le prime due colonne descrivono l'idrogramma relativo ad un evento meteorico della durata di un'ora, e della intensità di 10 mm, assunto come unitario. Le due colonne successive descrivono l'idrogramma calcolato sulla base del primo relativo ad una pioggia della stessa durata ma rispondente ad una intensità di precipitazione 2,8 volte maggiore rispetto al precedente (assunto come unitario). Le ultime quattro colonne si riferiscono ad un evento che risponde all'intensità di 10 mm/ora (pari a quella dell'unitario) ma di durata doppia:

- la prima di tali serie di colonne riporta i tempi;
- la seconda le portate susseguenti alla pioggia della prima ora;
- la terza le portate susseguenti alla pioggia della seconda ora, che per le ipotesi fatte è identica alla precedente ma sfalzata di un'ora;

- l'ultima altro non é che la somma delle due precedenti, cioè l'idrogramma unitario del fenomeno di due ore e di intensità costante di 10 mm/ora

IDROGRAMMA UNITARIO per Hpioggia = 10 mm della durata di un (1) ora	IDROGRAMMA per Hpioggia = 28 mm della durata di un (1) ora	IDROGRAMMA per Hpioggia = 28 mm della durata di due (1) ore
--	--	---

$$\alpha = 28/10 = 2,8$$

$$\alpha = 1$$

tempi [ore]	portate [m ³ /s]	tempi [ore]	portate [m ³ /s]	tempi [ore]	portate [m ³ /s] della pioggia della 1 ora	portate [m ³ /s] della pioggia della 1 ora	Σ portate [m ³ /s]
0	0	0	0	0	0		0
0,5	33,3	0,5	93,24	0,5	33,3		33,3
1	76,6	1	214,48	1	76,6	0	76,6
1,5	106,6	1,5	298,48	1,5	106,6	33,3	139,9
2	83,3	2	233,24	2	83,3	76,6	159,9
2,5	36,6	2,5	102,48	2,5	36,6	106,6	143,2
3	0	3	0	3	0	83,3	83,3
				3,5		36,6	36,6
				4		0	0

Il grafico di fig. 56 riproduce i tre idrogrammi della precedente tabella precedente, : é evidente come da quello unitario si possono ottenere tramite la tabella e poi il grafico gli idrogrammi semplici relativi a piogge della stessa durata dell' unitario la diversa entità di precipitazione e viceversa, a piogge di entità eguale e durata diversa.

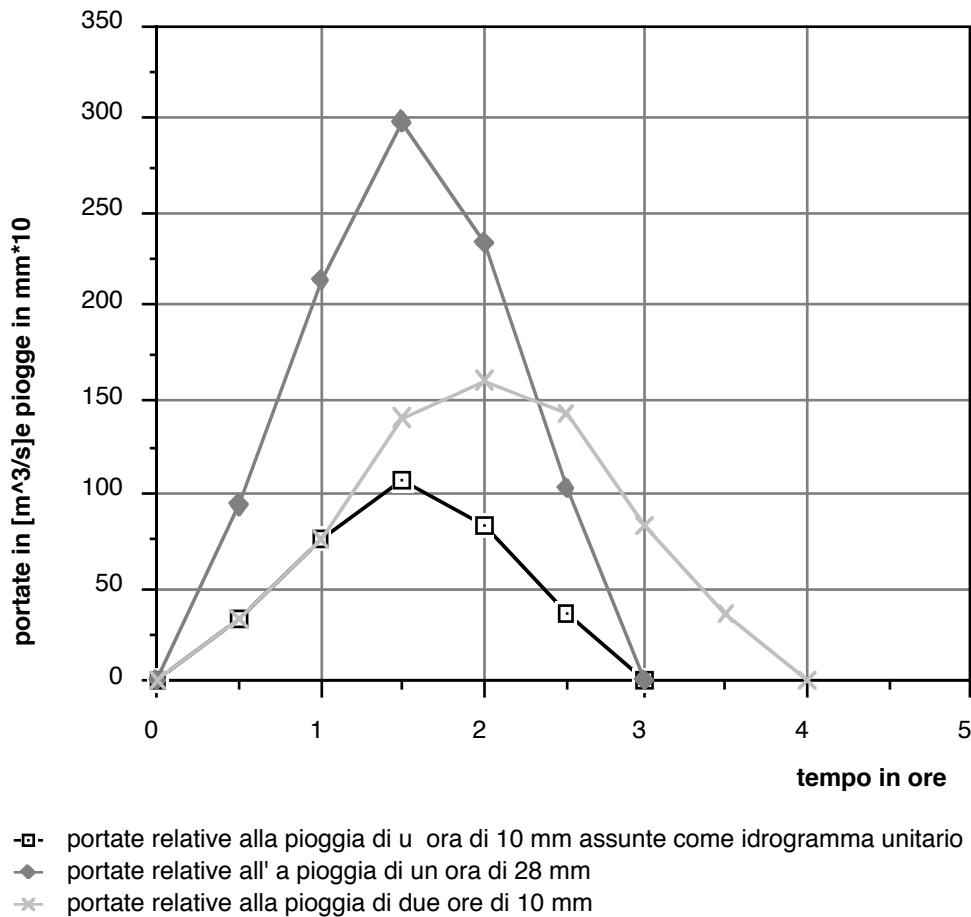


Fig. 56 - idrogramma unitario e sue trasformazioni elementari

Pertanto se l'intensità delle piogge componenti lo idrogramma di durata nT è costante, si ottiene:

$$Q(t_1) = Q_a(t_1) + Q_b(t_1) = Q_a(t_1) + Q_a(t_1 - T) \quad (66)$$

Se l'intensità di pioggia non è costante e si ha

$$\frac{l_a}{l_b} = \alpha$$

allora la (66) diventa :

$$Q(t_1) = Q_a(t_1) + Q_b(t_1) = Q_a(t_1) + \frac{1}{\alpha} Q_a(t_1 - T) \quad (67)$$

Pertanto qualora si conosca l'idrogramma di una pioggia di durata molto minore del tempo di corrvazione, che viene assunto come idrogramma unitario, è possibile costruire l'idrogramma relativo ad una precipitazione qualsiasi, purchè uniforme sul bacino.

A tal fine é necessario scomporre la precipitazione in piogge successive di durate pari a quella relative all'idrogramma unitario.

Per individuare l'idrogramma unitario si prendono in esame, nella sezione assegnata, alcuni idrogrammi di piena sufficientemente semplici e si riducono ad idrogrammi netti (scorporando cioè i contributi sotterranei).

Anche l'istogramma delle piogge (ietogramma) va conseguentemente ridotto a quello delle piogge efficaci con l'accortezza che il volume, di quest'ultimo, deve essere uguale a quello del primo.

Per tale operazione vedansi i precedente paragrafi.

Lo ietogramma viene decomposto in successivi ietogrammi parziali, tutti della durata ΔT costante, assunta come durata dello ietogramma corrispondente all'idrogramma unitario.

Gli ietogrammi netti così ottenuti sono tutti relativi a piogge di durata ΔT , di altezza netta $H(t_n)$ e di intensità:

$$I(t_n) = \frac{H(t_n)}{\Delta T} \quad (68)$$

i vari idrogrammi corrispondenti alle piogge tutte di durata ΔT tra di loro consecutive vengono individuati a partire dal primo (in ordine temporale) intervallo ΔT con il procedimento qui illustrato. con l'ausilio della seguente tabella e relativo ad una pioggia di durata di 3 ore il cui ietogramma netto é quello della fig 57.

IETOGRAMMA NETTO DELLA PIOGGIA

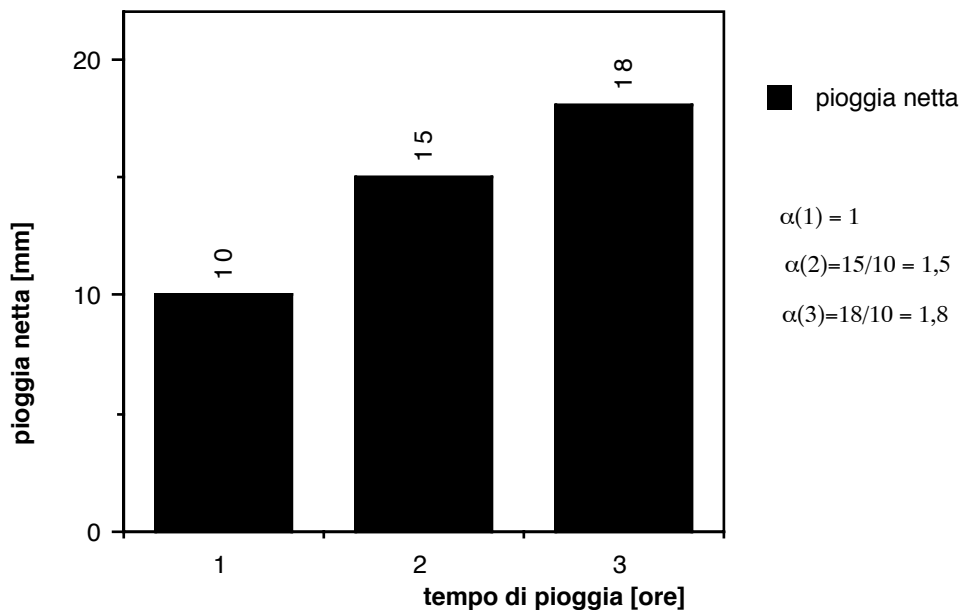


Fig. 57 - ietogramma per il quale é stato ricavato l'idrogramma unitario della tabella seguente

tempi	portate rilevate	portate scomposte	portate scomposte	portate scomposte	idrogramma ricostruito	idrogramma ricostruito
-------	------------------	-------------------	-------------------	-------------------	------------------------	------------------------

		della I ora	della II ora	della III ora	dalle portate rel. alla II ora di pioggia	dalle portate rel. alla III ora di pioggia
[ore]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
a	b	c	d	e	f	g
		$\alpha(1) = 1$	$\alpha(2) = 1,5$	$\alpha(3) = 1,8$	$\alpha(2) = 1,5$	$\alpha(3) = 1,8$
0	0	0			0	0
0,5	35	35			0	0
1	78	78	0		0	0
1,5	160	107,5	52,5		35	0
2	201	84	117	0	78	0
2,5	260	35,75	161,25	63	107,5	35
3	265	0	126	140,4	84	78
3,5	245	0	53,625	193,5	35,75	107,5
4	151	0	0	151,2	0	84
4,5	66	0	0	64,35	0	35,75
5	0	0	0	0	0	0

dove:

- nella colonna a sono i tempi a partire dall' inizio della pioggia e sino al termine dell' onda di piena
- nella colonna b sono i valori di portata rilevati;
- nella colonna c é l'idrogramma di piena relativo alle sola pioggia della prima ora, assunto come unitario;
- nella colonna d é l'idrogramma di piena relativo alle sola pioggia della seconda ora;
- nella colonna e é l'idrogramma di piena relativo alle sola pioggia della terza ora;
- nella ultime die colonne sono ancora gli idrogrammi unitari, questa volta relativi ancora ad una pioggia della durata di un ora e di intensità pari alla pioggia della prima ora, ma ricavati sulla base di quelli, rispettivamente, delle colonne d ed e dividendo i valori per i rispettivi α cioè per i rapporti tra le piogge dell' ora e la pioggia della prima ora.

Per ottenere i valori della colonna c, idrogramma unitario, si prevede come segue:

- per tempi inferiori all' ora, l'idrogramma unitario sarà pari alla portata rilevata;
- per tempi compresi tra la prima e la terza ora i, i valori di colonna c si ottengono sottraendo ai corrispondenti valori di colonna b quelli di colonna d; quest'ultimi nel frattempo sono stati calcolati (almeno per quel che

riguarda la seconda ora¹⁾ moltiplicando per $\alpha(2)$ quelli della prima ora di colonna c, ciò in virtù del precedente enunciato b)

- per tempi compresi tra la seconda e la quarta ora i, i valori di colonna c si ottengono sottraendo ai corrispondenti valori di colonna b la somma di quelli corrispondenti di colonna d ed e. Di quest'ultimi, i primi sono stati calcolati (almeno per quel che riguarda la terza ora) moltiplicando per $\alpha(2)$ quelli della seconda ora di colonna c, i secondi sono stati calcolati (sempre per quel che riguarda la terza ora) moltiplicando per $\alpha(3)$ quelli della prima ora di colonna c, ciò sempre in virtù del precedente enunciato b)

Il procedimento è illustrato nella fig. 58, in essa sono tracciati l'idrogramma complessivo e quelli scomposti, in evidenza è quello unitario

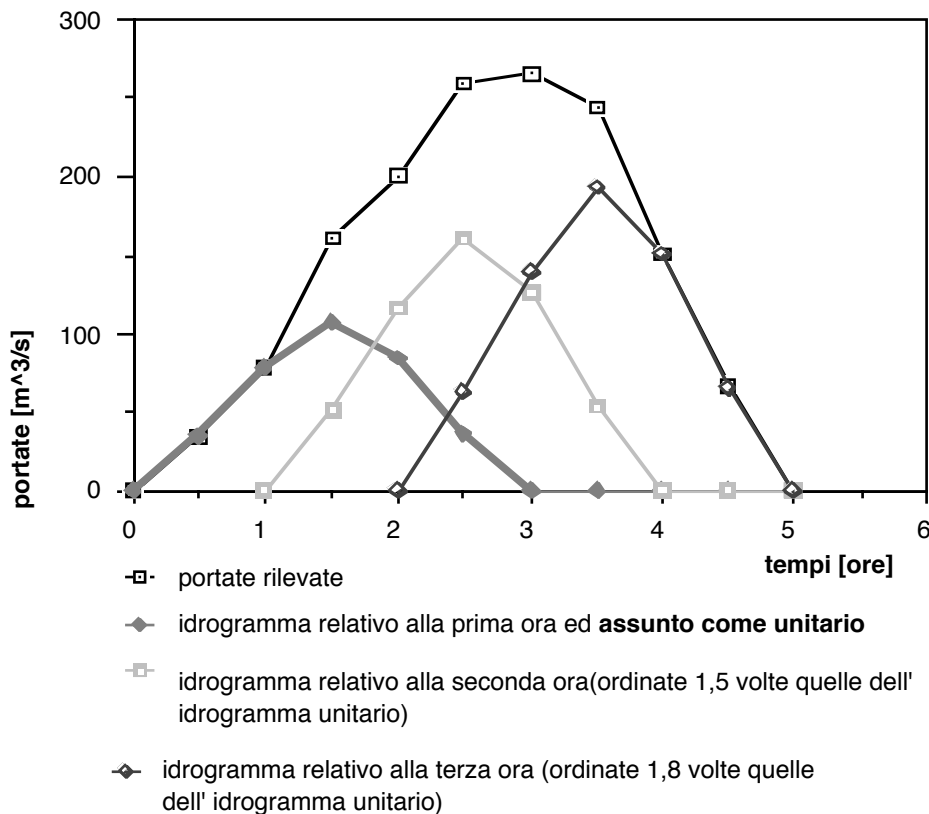


Fig. 58 - individuazione dell' idrogramma unitario e scomposizione di una piena nei singoli idrogrammi di pari base $\Delta t = 1$ ora

Per poter meglio individuare le caratteristiche comuni degli idrogrammi è opportuno che l'indagine venga effettuata per diversi eventi ciò evita che si possa assumere come idrogramma unitario uno che abbia anomalie che possono a volte intervenire in qualche piena.

¹ Per la prima ora sono,ovviamente nulli.

Questo metodo, non é di certo agevole e richiede operazioni che per molto tempo non sono state ritenute facilmente implementabili su computer pertanto ad esso si sono sempre più preferiti altri metodi, anche perché, non bisogna dimenticarsene, é applicabile solo quando sui bacini si hanno le necessarie osservazioni (idrogrammi ed ietogrammi corrispondenti).

5.5 PROPAGAZIONE DELLE PIENE

5.5.1. Le equazioni di De Saint Venant

Lo studio della propagazione delle piene viene affrontato mediante un sistema di equazioni alle derivate parziali già ben noto dall'Idraulica.

- a) l'equazione di continuità, che, come è noto, per le correnti incompressibili si scrive:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (69)$$

- b) l'equazione del moto vario

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + j = - \frac{\partial v}{\partial t} \quad (70)$$

con ovvio significato dei simboli.

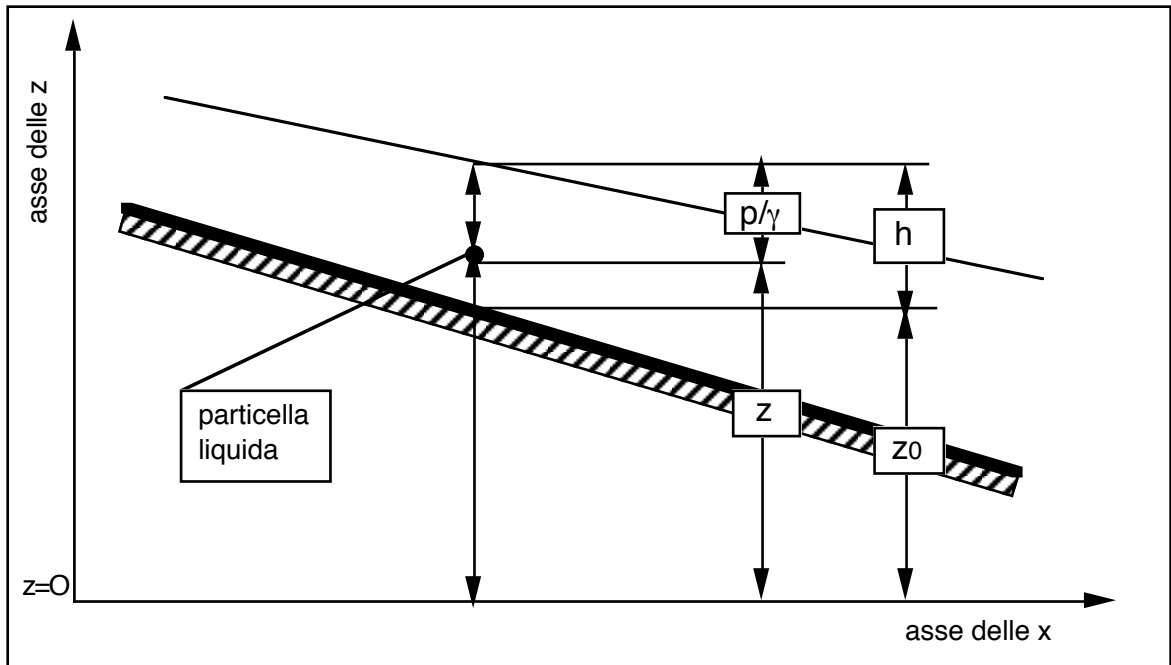


Fig. 59.-Schema idraulico con equivalenza della (71)

Nelle (70) , poi, tenendo conto della:

$$z + \frac{p}{\gamma} = z_0 + h \quad (71)$$

che facilmente si arguisce dalla fig. 59. nonché:

a) che i = pendenza di fondo, ha espressione

$$i = - \frac{z_0}{x} \quad (72)$$

b) che α di cui al termine cinetico del trinomio di Bernoulli è pressochè pari ad 1

c) che per la derivata parziale di tale termine cinetico vale la

$$\frac{\partial}{\partial x} \frac{V^2}{2g} = V \frac{\partial V}{\partial x} \quad (73)$$

ne segue che la (70) si trasforma nella

$$\frac{V}{g} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = i - j \quad (70')$$

Poichè ora nella (69) compaiono portata Q ed area A e nella (70') la velocità V e l' altezza h è opportuno, tenendo conto dei legami tra le grandezze sopra richiamate, far sì che, in esse, compaiano solo l'una o l'altra coppia di variabili

Allo scopo ricordandoci che:

$$Q = VA \quad (74)$$

dalla quale

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} \quad (75)$$

D'altronde, dall'esame della fig.60.

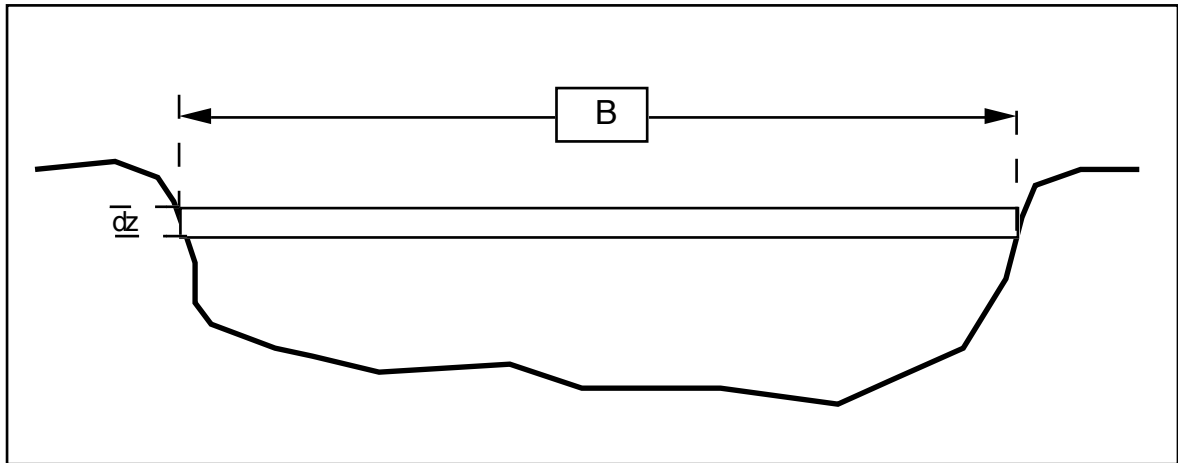


Fig60.- Sezione trasversale di un corso d'acqua
 si ha che

$$dA = B dz$$

dalla quale è possibile scrivere la

$$B = \frac{\partial A}{\partial z} \quad (76)$$

i termini sono quelli parziali potendo A variare oltre che con z (e con h) anche con x e con t.

Poi vale la seguente

$$\frac{\partial A}{\partial x} = B \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial z} \Big|_{z=\text{cost}} \quad (77)$$

Dove il primo termine del secondo membro rappresenta la variazione nello spazio di A dovute a variazioni, nello spazio, dell'altezza h del pelo libero del fondo ed il secondo termine è quello dovuto a variazioni di forma nello spazio, a parità di altezza h dal fondo.

Ancora avremo, in una prefissata sezione,

$$\frac{\partial A}{\partial t} = B \frac{\partial z}{\partial t} \quad (78)$$

Cioè, fissata la sezione, l'area A varia nel tempo dell'altezza h dell'acqua dal fondo.

Ovviamente B, corda della sezione liquida è funzione di h e di t.

Sostituendo la (75) nella (69) avremo

$$V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} + B \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (69')$$

e successivamente sostituendo in questa la (77) e la (78) si ottiene

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \left[B \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{z=\text{cost}} \right] + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (69'')$$

dove si è già tenuto conto della intercambiabilità, sotto derivata di z ed h.

Da queste, tenuto conto che il secondo termine entro parentesi quadra cioè

$$\frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{z=\text{cost}}$$

è nullo nel caso di alvei prismatici., la (70'') si riduce alla:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V B \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (69''')$$

Nel complesso la (70') e la (69''') formano il sistema

$$\frac{V}{g} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} = i - j \quad (79)$$

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V B \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

Noto come equazioni di De Saint Venant dal nome del ben noto scienziato francese (B. de Saint Venant 1797-1886) che le scrisse e le applicò per primo all'idrodinamica fluviale.

Le (79) possono essere scritte in altra forma, infatti, tenuto conto della (74) si ha

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) = \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q}{A^2} \frac{\partial A}{\partial t} = \frac{1}{A} \left(\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} \right) \quad (80)$$

D'altronde

$$V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{Q}{A} \frac{\partial V}{\partial x} \quad (81)$$

sommando tra di loro membro a membro le (80) e le (81) si ottiene:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{A} \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} \right] + \frac{Q}{A} \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{A} \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} + Q \frac{\partial V}{\partial x} \right] \quad (82)$$

Gli ultimi due termini del secondo membro sono ovviamente pari a $\frac{\partial(QV)}{\partial x}$;
di fatto:

$$\frac{\partial(QV)}{\partial x} = V \frac{\partial Q}{\partial x} + Q \frac{\partial V}{\partial x} \quad (83)$$

Sostituendo la (83) nella (82) avremo:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{A} \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} \right] \quad (84)$$

dalla quale tenuto conto che $V = \frac{Q}{A}$ si ha

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{A} \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) \right] \quad (84')$$

che sostituita nella (70') moltiplicata per y e tenuto conto della intercambiabilità di y ed h già riscontrata porta alla

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{Q^2}{A} + g A (j-i) \quad (70'')$$

Nel contempo la (69) tenuto conto della (78) diventa

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial V}{\partial t} \quad (69^{iv})$$

Facendo il sistema tra la (70'') e la (69^{iv}) otteniamo le :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{Q^2}{A} + g A (j-i) \quad (85)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial V}{\partial t}$$

cioè un'altra forma delle equazioni di De Saint Venant (di fatto più generale della precedente non avendo introdotto l' ipotesi di alvei prismatici).

Proprio a causa della precedente ipotesi è da utilizzare la forma (79) nel caso di alvei regolari e di canali artificiali e la (85) negli altri casi.

Le equazioni di De Saint Venant sono equazioni differenziali del primo ordine, non lineari, alle derivate parziali, nelle funzioni incognite Q e z (oppure V e h), a seconda che si faccia riferimento alle (86) od alle (79), nelle variabili indipendenti x e t .

Risolvere le equazioni di De Saint Venat significa quindi, a seconda che trattasi delle (85) o delle (79), ottenere le funzioni:

$$Q=Q(x,t)$$

$$z=z(x,t)$$

oppure le:

$$V=V(x,t)$$

$$h=h(x,t)$$

Come é ovvio per la ricerca delle soluzioni delle (79) o delle (85) occorre la conoscenza :

a) delle condizioni iniziali, cioè delle funzioni:

$$Q=Q(x,t_0)$$

$$z=z(x,t_0)$$

ed analogamente per le (80).

Ovviamente t_0 é il tempo iniziale.

b) delle condizioni al contorno, vale a dire nelle sezioni $x=0$ ed $x=X$, cioè delle funzioni :

$$Q=Q(0,t)$$

$$z=z(0,t)$$

$$Q=Q(X,t)$$

$$z=z(X,t)$$

E' poi evidente che, di norma non é possibile alcuna integrazione analitica delle (79) o delle (85) e che quindi occorre far ricorso ai metodi approssimati del calcolo numerico.

Lo studio della integrazione delle equazioni di De Saint Venant esula dal contesto del corso di Costruzioni idrauliche e perciò viene qui trascurato (si rimanda per esso, a specifiche pubblicazioni). qui ci si limita solo ad una elencazione di metodi ed a brevi commenti.

5.5.2.3 Il concetto di celerita

Prima di esporre, sia pur succintamente, i metodi per la soluzione delle equazioni di De Saint Venant é opportuno introdurre il concetto di celerità sia per la sua importanza intrinseca sia perché lo ritroviamo in taluni metodi approssimati per la soluzione delle dette equazioni.

E' ovvio che essendo la portata Q funzione di x e t , cioè $Q=Q(x,t)$, valga la :

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt \quad (86)$$

In particolare, poi per il colmo, varrà la :

$$dQ = 0 \quad (87)$$

da cui

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt = 0 \quad (88)$$

che può scriversi nella forma:

$$\frac{dx}{dt} = - \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial x}} \quad (89)$$

Orbene la (89) rappresenta una particolare velocità, quella di propagazione della piena, cioè la così detta celerità, che è in genere diversa dalla velocità della corrente coincidendo con essa, per quanto visto, solo al colmo.

Tale celerità viene indicata quindi con il simbolo **c** e pertanto varrà la:

$$c = - \frac{\partial Q}{\partial t} \left[\frac{\partial Q}{\partial x} \right]^{-1} \quad (90)$$

Ricordando ora l'equazione di continuità :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (69)$$

si avrà :

$$c = - \frac{\partial Q}{\partial t} \left[\frac{\partial A}{\partial t} \right]^{-1} \quad (91)$$

che ovviamente equivale alla:

$$c = - \frac{dQ}{dA} \quad (92)$$

ricordando quindi che :

$$Q = U A \quad (74)$$

ed in particolare che nel caso di un canale molto (o meglio, sufficientemente) largo:

$$Q = B h K h^{2/3} i^{1/2} = B K i^{1/2} h^{5/3} \quad (93)$$

$$A = B h$$

con K coefficiente di Strickler, pertanto avremo:

$$c = \frac{5}{3} \frac{K}{B} h^{2/3} \quad (94)$$

dalla quale segue la monotonia di c con h

Se invece si fosse fatto riferimento alle (69''')

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V B \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (69''')$$

e trascurando la $\frac{\partial V}{\partial x}$, in quanto si può sovente ammettere che le variazioni di velocità, lungo x , siano trascurabili rispetto a quelle di h sia nei confronti di t che di x , si ottiene la :

$$V \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (69^{iv})$$

Tenendo presente che, nella fase di colmo, velocità e celerità coincidono, avremo:

$$V = c = \frac{\partial h}{\partial t} \left[\frac{\partial h}{\partial x} \right]^{-1} \quad (95)$$

Sostituendo ora nella (91) la (74) avremo :

$$c = V + \frac{\frac{\partial V}{\partial t}}{\frac{\partial A}{\partial t}} \quad (96)$$

dalla quale si possono dedurre i rapporti tra c e V ;

Indubbiamente all' inizio del fenomeno di piena si avrà che le velocità tenderanno ad aumentare, cioè che :

$$\frac{\partial V}{\partial t} > 0 \quad (97)$$

ma ovviamente tenderanno ad aumentare anche le altezze d'acqua, ergo

$$\frac{\partial A}{\partial t} > 0 \quad (98)$$

conseguentemente

$$\frac{\frac{\partial V}{\partial t}}{\frac{\partial A}{\partial t}} > 0 \quad (99)$$

e quindi $c > W$ (100)

$$Q = Q [h(x,t), q, j(x,t)]$$

e

$$A = A[h(x,t)]$$

e quindi che:

$$dQ = \frac{\partial h}{\partial x} dx + \frac{\partial h}{\partial t} dt + \frac{\partial j}{\partial x} dx + \frac{\partial j}{\partial t} dt$$

$$Q = U A$$

5.5.2 Soluzione delle equazioni di De Saint Venant¹ (cenni)

Possiamo innanzi tutto distinguere, sempre nel campo delle soluzioni numeriche tra:

- a) metodi di soluzione quasi rigorosi;
- b) metodi approssimati.

Tra i primi si annoverano:

- a) i metodi basati sulla integrazione numerica lungo le linee caratteristiche;
- b) i metodi basati sulle integrazioni alle differenze finite lungo gli assi coordinati (o loro parallele).

Tra i secondi vanno citate le soluzioni numeriche delle due approssimazioni note come :

- c) modello parabolico;
- d) modello cinematico;

Vanno poi citati altri metodi numerici di soluzione dei problemi di propagazione delle onde di piena quale il ben noto:

¹ La stesura del presente paragrafo é stata curata unitamente alla dr. Pina Ribighini ricercatore di ruolo presso l' Istituto di Informatica della Facoltà di Ingegneria dell' Università di Ancona

d) metodo di Muskingum;

che tuttavia non si basano, in senso stretto, sulla integrazione delle equazioni di De Saint Venant.

Accenniamo ora brevemente ai metodi sopra citati:

5.5.2. 1) *metodo delle linee caratteristiche*

Innanzitutto occorre precisare alcuni concetti matematici:

- dato un sistema di equazioni a derivate parziali, ad esempio in x e t , si dicono *linee caratteristiche* le linee di involuppo delle così dette direzioni caratteristiche, cioè di quelle direzioni del piano x,t lungo le quali il sistema di equazioni potrà scriversi in forma di derivate totali;
- un sistema di equazioni differenziali si dice :
 - iperbolico se a ciascun punto possono associarsi due linee caratteristiche reali e distinte;
 - parabolico se a ciascun punto si associano due linee caratteristiche reali e coincidenti;
 - ellittico se tali linee caratteristiche sono nel campo complesso.

Per ricercare le linee caratteristiche occorre tener presente che data una funzione $u=u(x,t)$, l' espressione:

$$a \frac{\partial u}{\partial x} + b \frac{\partial u}{\partial t} \quad (95)$$

rappresenta nel contempo:

- i) la combinazione delle due derivate parziali
- ii) la derivata della funzione $u=u(x,t)$ lungo la direzione

$$\frac{dx}{dt} = \frac{a}{b} \quad (96)$$

e pertanto viene così individuata la direzione dove l'equazione (95) nell' incognita $u(x,t)$ viene espressa in termini di derivate totali e non parziali.

Le equazioni di De Saint Venant nella forma (79) possono tra loro combinarsi linearmente tramite il parametro (non adimensionale) λ come segue:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V B \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} + \lambda (VA \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{\partial V}{\partial t}) = \lambda g \quad (i-j) \quad (97)$$

Per mero obiettivo semplificativo ed esemplificativo, conviene ridurre la (97) alla condizione di alveo rettangolare.

Segue:

$$h \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} + \lambda (V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t}) = \lambda g \quad (i-j) \quad (98)$$

vendo, ovviamente, variato appositamente λ

Raggruppando avremo:

$$(h + \lambda V) \frac{\partial V}{\partial x} + \lambda \frac{\partial V}{\partial t} + (V + \lambda g) \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = \lambda g \quad (i-j) \quad (99)$$

Affinché per entrambe le funzioni :

$$V=V(x,t)$$

e

$$h=h(x,t)$$

le (79) possano esprimersi in termini di derivate totali, occorre che :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{(h + \lambda g)}{\lambda} = \frac{(V + \lambda g)}{1} \quad (100)$$

che é una normale equazione di secondo grado:

$$h + \lambda V - \lambda V + \lambda^2 g = h + \lambda^2 g = 0 \quad (101)$$

da cui:

$$\lambda = \pm \sqrt{\frac{h}{g}} \quad (102)$$

che sostituita nella (90) porta alle:

$$\frac{dx}{dt} = V \pm g \sqrt{h/g} = V \pm \sqrt{h} g \quad (103)$$

cioé alle equazioni delle curve caratteristiche che nel caso specifico risultano reali e distinte.

Ne segue che le equazioni di De Saint Venant costituiscono un sistema iperbolico.

Sostituendo le (102) nelle (99) e dividendola per λ si ottiene :

$$\frac{(h + \lambda V)}{\lambda} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{(V + \lambda g)}{\lambda} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{\lambda} \frac{\partial h}{\partial t} = g \quad (i-j) \quad (104)$$

che, per gli stessi motivi per cui la (95) equivale alla (96), equivale alla :

$$\frac{dv}{dt} + \lambda \frac{dh}{dt} = g \quad (i=j) \quad (105)$$

Sostituendo nella (105) i due differenti valori di λ , otteniamo un sistema di equazioni del tutto analogo a quello di partenza cioè alle (79)

Le (105) lungo le (102) possono essere facilmente integrate (anche senza l'utilizzo di calcolatori).

Note le condizioni iniziali

$$Q=Q(x,t_0)$$

$$z=z(x,t_0)$$

si possono calcolare, in alcuni punti prefissati, tra di loro distanti Δx , i due valori :

$$\frac{dx}{dt} = V + \sqrt{gh} \quad (103')$$

$$\frac{dx}{dt} = V - \sqrt{gh}$$

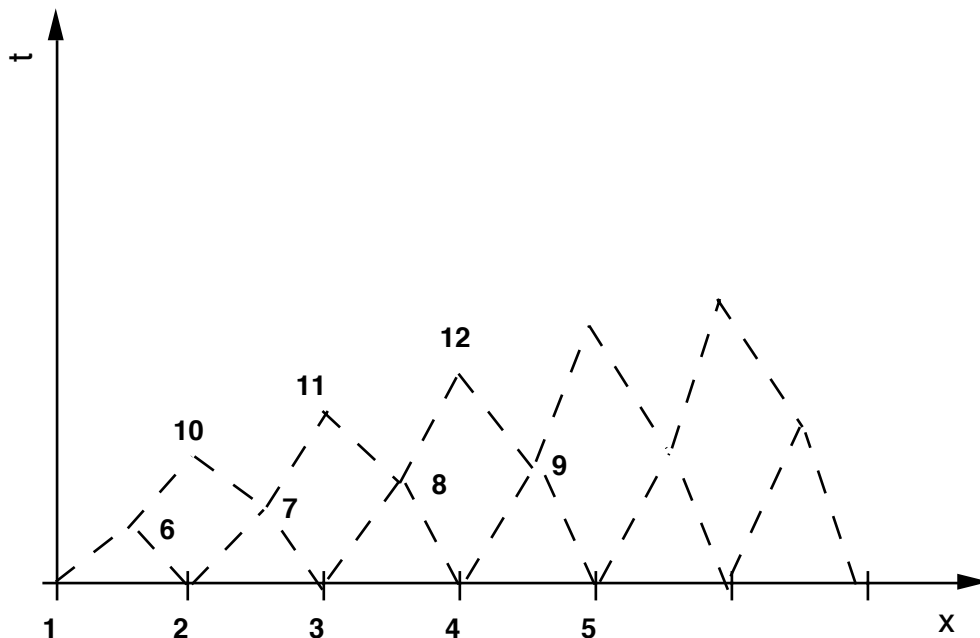


Fig. 61- schema di grigliato per l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant col metodo delle caratteristiche

Con riferimento alla fig. 61 le linee caratteristiche sono quelle a tratteggio e permettono di individuare i punti 6, 7, 8 e 9

Discretizzando la (95) dopo aver moltiplicato ambo i membri per dt , lungo queste linee avremo :

$$\Delta V + \lambda \Delta h = g (i-j) \Delta t \quad (95')$$

Fissando l'attenzione sul punto 6 possiamo dunque scrivere:

$$V_6 - V_1 + \sqrt{g/h_1} (h_6 - h_1) = \Delta t [g (i-j)] \quad (96)$$

$$V_6 - V_2 + \sqrt{g/h_2} (h_6 - h_2) = \Delta t [g (i-j)]$$

dove sono noti :

$$V_1, h_1, V_2, h_2$$

ed incogniti:

$$V_6 \text{ e } h_6$$

mentre Δt é dato dalle (93') una volta fissato Δx

Ovviamente i é noto mentre j é approssimabile con formole del tipo di quelle di Manning:

$$j = \frac{n V^2}{R_m^{4/3}} \quad (97)$$

Risolto il sistema (96) ed analoghi per i punti 7,8 e 9 si procede per i punti successivi, tipo 10, 11 e 12) in maniera del tutto analoga.

5.5.2. 2) metodo delle differenze finite

I metodi delle differenze finite consistono nella integrazione della (80) o delle (86) tramite la semplice sostituzione, in esse, del rapporto incrementale al simbolo di derivazione (parziale).

Il rapporto incrementale va calcolato per i punti di un grigliato del tipo di quello di fig.62

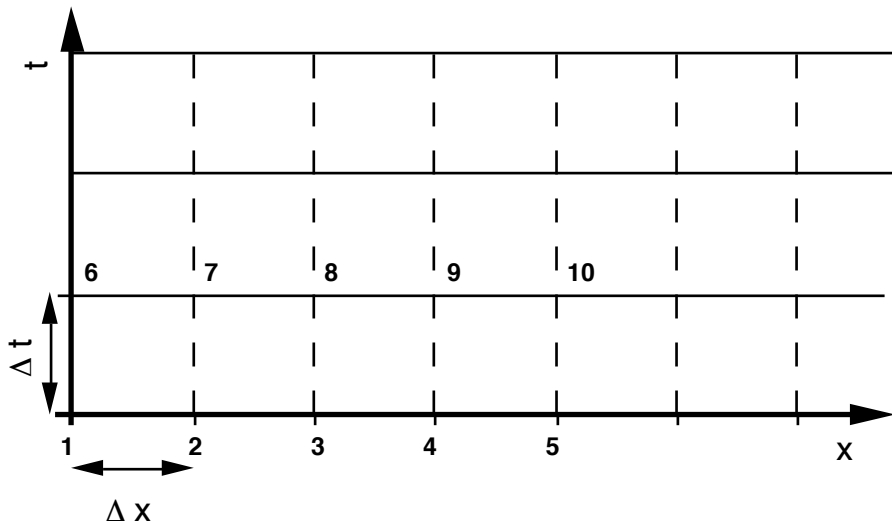


Fig. 62- schema di grigliato per l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant col metodo delle differenze finite

In particolare note le funzioni che esprimono le condizioni iniziali

$$h=h(x,t=0)$$

ed

$$V=V(x,t=0)$$

si scrivono le (80) [o le (86)] per il tempo $t=1$.

Ne seguono, per ogni step temporale tante equazioni algebriche quanto il doppio dei punti della discretizzazione spaziale, meno uno., in tante equazioni quanti il doppio dei punti della discretizzazione.

Un sistema siffatto sarebbe algebricamente squilibrato per sovrabbondanza di due incognite se non intervenissero altre due equazioni: le così dette *condizioni al contorno* quali, ad esempio:

$$H=H(1,t)$$

e

$$V=V(1,t)$$

oppure:

$$h=h(1,t)$$

e

$$V=V[h(1,t)]$$

od altre combinazioni del genere.

A seconda che i termini in V ed h (od in Q e z) vengano espressi, nelle discretizzazioni, in funzione dei valori assunti dalle stesse al tempo $t-1$ oppure in parte dal valore relativo al tempo $t-1$ ed in parte del valore, incognito, relativo al tempo t (stesso), in tal caso secondo uno schema del tipo di Lacs-Vendrow

$$u = \Theta u_{(t-1)} + (1-\Theta) u_{(t)}$$

con :

$$\Theta \in [0,1]$$

avremo metodi alle differenze finite di tipo esplicito od implicito.

I primi, ovviamente più semplici, hanno il grosso difetto di non essere sempre convergenti.

Il Courant ha dato la seguente condizione di convergenza:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{2V}$$

Pertanto tenuto conto che in un corso d'acqua superficiale Δx non può in genere essere inferiore ai 200 metri e che la velocità, durante una piena può raggiungere anche i 5 m³/s, segue che lo step temporale deve essere dell'ordine di 20 s., pertanto molto breve, ciò comporta, per fenomeni della durata di ore un numero eccessivamente grande di operazioni.

Di contro i metodi impliciti, ancorché più complessi dal punto di vista algebrico, sono stabili e permettono quindi steps temporali più significativi.

A titolo esemplificativo nelle (80) posto $\Theta = 0.5$ avremmo le seguenti sostituzioni:

dove i è l'indice spaziale e j quello temporale.

L'uso del condizionale è dovuto al fatto che le discretizzazioni possono anche essere diverse da quelle appena sopra trascritte.

5.5.2. 3) metodi approssimati : Il modello parabolico

5.5.2. 4) metodi approssimati : Il modello cinematico

5.5.2. 5) soluzione approssimata del problema della propagazione delle piene con il metodo di Muskingum

6 _____ **ACQUE SOTTERRANEE**

(vedi apposito paragrafo nel capitolo acquedotti)

7. CENNI SUL BILANCIO IDROLOGICO

Il concetto di bilancio idrologico é già stato sfiorato più volte nei precedenti paragrafi ed in particolare si é parlato di bilancio idrologico quando si sono esposti taluni metodo per la valutazione dell' evapotraspirazione effettiva a partire da quella potenziale (§4.3) e quando si é parlato di modelli idrologici completi a simulazione particolareggiata.

Nel presente paragrafo si intende dare una impostazione meno casuale del concetto di bilancio idrologico pur senza entrare nella metodologia di impostazione di tali bilanci peraltro tuttora non perfettamente definita e comunque sempre di difficile impostazione.

Il bilancio idrologico può essere impostato:

- a) per un bacino idrografico di superficie, cioè con riferimento specifico alle sole acque di superficie;
- b) per un bacino idrogeologico, cioè con riferimento ai deflussi delle acque sotterranee.

Con riferimento anziché al bacino spaziale, a quello temporale, avremo;

- bilanci annuali o pluriennali;
- bilanci stagionali;
- bilanci mensili;
- bilanci giornalieri;
- bilanci di evento.

Da un punto di vista teorico, il bilancio idrologico altro non é che l'integrazione della equazione di continuità:

$$\operatorname{div}(\rho \mathbf{V}) + \frac{\partial(\rho \mathbf{V})}{\partial t} = 0 \quad (\dots\dots\dots)$$

nel dominio spaziale e nell' arco di tempo cui é esteso il detto bilancio.

In termini meno teorici, trattasi di un conteggio tra volumi d'acqua affluiti ad un certo dominio spaziale (bacino), quelli da questo trattenuti e quelli da questi ceduti all' ambiente esterno in un prefissato arco di tempo.

La così dette equazione di continuità dei serbatoi integrata nel tempo [vedi Capp.III (le casse di espansione), VII(acquedotti, i serbatoi), ecc...] altro non é che una particolare forma del bilancio idrologico.

In quanto segue faremo riferimento al bilancio idrologico di un bacino superficiale mentre non ci occuperemo affatto del bilancio idrologico delle falde,

molto più complesso e per il quale é ben più difficile disporre dei necessari dati conoscitivi, di per se già di difficile conoscenza per i bilanci idrologici di superficie.

Con riferimento ad un prefissato arco di tempo, ad esempio in particolare un anno (o, a volte si fa riferimento all' insieme di più anni mediati in uno solo : bilancio medio pluriennale) possiamo scrivere il bilancio idrologico in una forma molto semplice :

$$A = D+F+E \quad (...)$$

dove :

- A = afflussi meteorici precipitati nel bacino e nell' arco di tempo preso in esame¹;
- D = i deflussi transitati nell(arco di tempo considerato²) nella sezione di chiusura del bacino:
- F = la somma algebrica delle acque che, sempre nel medesimo arco di tempo³, si sono infiltrate nel sottosuolo (intese come positive) e che da esso sono state restituite alla superficie, sorgenti, alimentazione delle acque superficiale, ecc..., (intese come negative);
- E = totale delle acque che, sempre nel medesimo arco di tempo⁴ sono state sottratte sia dall' atmosfera (per evaporazione o per traspirazione sublimazione) sia dalle piante (traspirazione ed evaporazione dalle stesse).

Se facciamo come sopra dette, riferimento alla equazione di continuità il bilancio andrebbe espresso in termini di massa, tuttavia data la trascurabilità, nel fenomeno in gioco delle variazioni di densità esso é riconducibile in termini di volumi.

Tuttavia nella pratica, per analogia con quanto si fa per le precipitazioni ed i deflussi (ed anche per l' evapotraspirazione), si usa fare riferimento all'unità di superficie e pertanto i volumi si riducono ed essere espressi in termini di misure lineari, nella fattispecie in millimetri

¹ Nel caso trattasi di un bilancio medio pluriennale i valori da introdurre sono quelli medi del pluriennio

²vedi nota precedente

³vedi nota precedente

⁴vedi nota precedente

APPENDICE I

REGIONE	Valori di GHERARDELLI		Valori di MARCHETTI		Valori di MONGIARDINI		
	Corsi d'acqua e sezioni	q ₁₀₀	Corsi d'acqua e sezioni	q ₁₀₀	Corsi d'acqua e sezioni	c.h	q ₁₀₀
Veneto	Adige	4÷4,5	Adige	4	Adige a Trento Adige a Boara Pisana	7,98 7,44	3,99 3,72
Lombardia	Ticino superlacuale Ticino sublacuale Adda superlacuale	6,6 4,4 14,5	Ticino superlacuale Ticino sublacuale Toce	5,6 12,4 4,8	Tresa a Ponte Tresa Adda a Tirano Ticino a Sesto Calende	14,02 9,49 15,88	7,01 4,74 12,38
Piemonte	Sesia, Dora Baltea, Stura Dora Riparia, Varaita Tanaro, Po, Scrivia Orba	17÷18 2 8 20	 Scrivia Orba	 > 5 ~10 17,3	Sesia a Ponte Aranco Sesia a Vercelli Stura di Lanzo a Lanzo Dora Riparia a S. Antonino Tanaro a Alessandria Tanaro a Monte Castello Borbera a Pertuso Scrivia a Serravalle Erro a Sassello	14,89 9,7 11,66 6,64 7,08 7,23 15,1 11,43 17,14	18,3 11,9 14,3 8,1 8,7 8,9 18,6 14,1 21,1
Liguria	Magra	16	Magra Entella Polcevera	14,5 14 10	Polcevera a Bolzaneto Bisagno a Staglieno Magra a Calamazza	11,07 12,8 11,83	13,6 15,7 14,6
Emila e Romagna	Trebbia alto Reno	7 9÷11	Trebbia Baganza (Parma) Taro, Panaro alto Reno	20 12,5 ~10 > 10	Trebbia a Due Ponti Trebbia a S. Salvatore Secchia a Ponte Cavola Panaro a Monte Lamone Panaro a Bomporto Reno a Calvenzano Reno a Casalecchio	14,61 11,8 13,1 9,32 7,37 9,75 8,59	20,1 16,3 18,1 12,9 10,2 13,3 11,9
Marche e Abruzzo	Castellano Tronto	8,4 6,8	bacini marchigiani Biferno	6÷8 5÷6	Metauro a Barco di Bellaguardia Tronto a Ponte d'Arli Tronto a Tolignano Castellano ad Ascoli Biferno a Guardialfiera	6,73 5,41 6,07 9,28 5,43	6,7 5,4 6,1 9,3 5,4

Toscana, Lazio, Umbria	Arno	6,3	Arno	6	Arno a Subbiano	7,33	10,3
	Tevere	2,3			Arno a Ponte Romito	5,09	7,1
	(Città di Castello)				Arno a Firenze	4,67	6,5
	Tevere (Roma)	6,2			Arno a S. Giovanni alla Vena	4,5	6,3
					Tevere a Ponte Nuovo	4,38	6,1
					Tevere a Baschi	3,83	5,4
	Cecina	13	Cecina, Ombrone	> 10	Cecina a Ponte Ginori	5,64	14,9
Ombrone	7,5			Ombrone a Sasso d'Ombrone	4,14	10,9	
Fiora	7	Fiora e Paglia	6	Fiora a Diga di Vulci	7,44	19,6	
				Paglia a Orvieto	3,5	9,2	
Campania e Puglia	Garigliano	4,6	Garigliano e Volturno	5÷6	Garigliano a P. S. Ambrogio	7,6	11,5
	Volturno	7,1	Volturno		Volturno a Amorosi	6	9
	Sele	8			Volturno a P.te Annibale	2,2	3,3
	Ofanto	4,1	Ofanto		Sele a Albanella	7,64	11,6
			Carapelle	3,5÷4,8	Carapelle a Carapelle	2,62	3,9
					Ofanto a Rocchetta S. Antonio	3,7	5,6
					Ofanto a S. Samuele	2,46	3,7
Calabria e Lucania	Lucania	4	Lucania	6	Bradano a P. Colonna	*1,81	3,4
	Ancinale	16,5	Ancinale	17	Basento a Gallipoli	*3,85	7,3
					Sinni a Valsinni	*5,81	11
					Crati a Conca	*6,53	12,4
					Ancinale a Crisura	*9,33	17,8
Sicilia	Simeto	9,8	Simeto	12	Verdura a Sosio	*5,24	17,3
	Belice		Diddino	11	Platani a Platani	*2,37	7,8
	Platani	8	Alcantara	10,6	Simeto a Biscari	*4,03	13,3
					Simeto a Giarretta	*3,86	12,7
Sardegna	Cixerri		in generale	> 10	Tirso a Rifornitore	*3,20	9,3
	Cedrino	13			Temo a Reinamare	*4,20	12,2
	Flumendosa				Cedrino a Cedrino	*4,41	12,8
					Flumendosa a Gadoni	*7,00	20,4
					Flumendosa a Monti Srocca	*4,54	13,2

Richiami bibliografici

- [1] Calenda Margaritora- Lezioni di Costruzioni Idrauliche, Volume I, edizioni La Goliardica, Roma 1985????
- [2] Petterssen
- [3] Réméniéras- L'Idrologie de l'Ingegneur- Eyrolles, Paris, 1974
- [4] Aliverti & Fea
- [5] Quignones
- [6] Mantica,
- [] Maione Appunti di Idrologia- Vol III - Le piene. La goliardica pavese, 1981

BIBLIOGRAFIA SUL CAPITOLO I(OLTRE I RIFERIMENTI GIÀ CITATI)

TONINI, Lezioni di Idrologia ed Idrografia

celerità; 135
ciclo dell'acqua; 4
coefficiente di riduzione delle piogge; 75
coefficiente udometrico; 75
Coriolis; 7
equazioni di De Saint Venant; 133
fig 35; 64
fig 40; 100; 103
fig 41, quarto grafico; 103
fig 43; 105
fig. 18; 20
fig. 28; 42
fig. 31; 58
fig. 45; 107
fig. 49; 113
fig. 61; 141
fig.2; 4
fig.24; 31
fig.32; 62
fig.33; 62
fig.34; 63
fig.41; 101
fig.42; 103
fig.5; 10
fig.51; 117
fig.62; 142
figg. 26, 26 bis 27 e 27bis; 40
Ghelardelli; 76
Giandotti; 73; 76
gradiente barico; 7
idrogramma unitario; 125
il diagramma idrodinamico; 56
isocrone; 74
Ishkowsky; 80
Marchetti; 76
Mongiardini; 76; 80
Mongiardini.; 82
numero dei giorni di pioggia; 30
numero dei giorni piovosi; 30
piogge annue; 21
piogge giornaliere; 21
piogge mensili; 21
pluviometri; 20
precipitazioni nevose; 31
propagazione delle piene; 129
Servizio Idrografico Italiano; 80
Thiessen; 27